

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

DIRETORIA DE ENSINO

COORDENADORIA DE ENGENHARIA CIVIL

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

LUCAS DA MATA ROCHA MENEZES

**ANÁLISE DE TORRES AUTOPORTANTES SUJEITAS ÀS AÇÕES ESTÁTICA E
DINÂMICA DE VENTO CONSIDERANDO O AMORTECIMENTO
AERODINÂMICO**

MONOGRAFIA

.

ARACAJU

2017

LUCAS DA MATA ROCHA MENEZES

**ANÁLISE DE TORRES AUTOPORTANTES SUJEITAS ÀS AÇÕES ESTÁTICA E
DINÂMICA DE VENTO CONSIDERANDO O AMORTECIMENTO
AERODINÂMICO**

Monografia apresentada como requisito parcial à
obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil,
da Coordenação do Curso de Engenharia Civil, do
Instituto Federal de Sergipe – Campus Aracaju.

Orientador: Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da
Conceição

ARACAJU

2017

Menezes, Lucas da Mata Rocha.

M541a Análise de torres autoportantes sujeitas às ações estática e dinâmica de vento considerando o amortecimento aerodinâmico / Lucas da Mata Rocha Menezes. – Aracaju, 2017.
67 f.

Monografia (Graduação) – Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe - IFS. Coordenação do Curso de Engenharia Civil.
Orientador: Prof. Me. Rodolfo Santos da Conceição.

1. Torre autoportante civil 2. Análise estrutural 3. Análise dinâmica
4 . Vento I. Instituto Federal de Educação Ciência e Tecnologia de Sergipe – IFS II. Conceição, Rodolfo Santos da. III. Título.

Ficha Catalográfica elaborada pela Biblioteca do Instituto Federal de Sergipe.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE SERGIPE

CAMPUS ARACAJU

CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

TERMO DE APROVAÇÃO

Título da Monografia Nº 072

**ANÁLISE DE TORRES AUTOPORTANTES SUJEITAS ÀS AÇÕES ESTÁTICA E
DINÂMICA DE VENTO CONSIDERANDO O AMORTECIMENTO
AERODINÂMICO**

LUCAS DA MATA ROCHA MENEZES

Esta monografia foi apresentada às 08:00 horas do dia 06 de Julho de 2017 como requisito parcial para a obtenção do título de BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL. O candidato foi arguido pela Banca Examinadora composta pelos professores abaixo assinados. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof. D.Sc. Emerson Figueiredo dos Santos

(Petrobras - BR)

Prof. M.Sc. Marcílio Fabiano Goivinho da
Silva

(Instituto Federal de Sergipe - IFS)

Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição

(Instituto Federal de Sergipe - IFS)

Orientador

Prof. M.Sc. Rodolfo Santos da Conceição

(IFS – Campus Aracaju)

Coordenador(a) da COEC

Dedico este trabalho à minha família, em especial
ao meu pai Tarcísio Rocha Menezes (in memoriam).

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer à minha família, em especial a minha mãe Suely pelo apoio incondicional. A minha avó Joselice, minhas tias Rozana e Sandra e meu tio Jarbas que mesmo morando longe sempre estiveram presente demonstrando atenção e carinho, e à memória de meu pai, Tarcísio que é minha referência até hoje, que contribuiu de forma valorosa com a minha formação pessoal enquanto esteve presente.

A minha namorada, amiga e companheira Márcia, por sempre acreditar em mim, e estar ao meu lado.

Ao meu professor e orientador, Rodolfo por ter me ajudado ao longo do curso dividindo seu conhecimento sem restrição alguma, com sabedoria e paciência contribuindo para a elaboração deste trabalho.

A todos os professores do curso de engenharia por repassarem seus conhecimentos, em especial a Euler, pelo apoio e atenção nas aulas, projetos de pesquisa e em reuniões extremamente elucidativas, a Carlos Henrique pelos conselhos profissionais e pessoais de uma pessoa experiente, que me ajudou no crescimento profissional, e a Marcílio pela atenção e empenho em aula na transmissão do conhecimento.

Aos meus colegas e amigos Danilo Silva, Danillo Viana, Mariana, Élcio, e Victor que me ajudaram de forma direta ou indireta ao longo do curso.

Enfim, a todos os que por algum motivo contribuíram para a realização desta pesquisa.

RESUMO

MENEZES, Lucas da Mata Rocha. **Análise de torres autoportantes sujeitas às ações estática e dinâmica de vento considerando o amortecimento aerodinâmico**. 67 páginas. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

Este trabalho visa a análise estática e dinâmica linear em estruturas de torres autoportantes, bem como uma avaliação comparativa entre os métodos empregados. As análises em torres são de grande importância dada a recorrência de acidentes observados ano após ano nesse tipo de estrutura. Realizou-se estudo de caso com uma torre de telecomunicações de 80,0m de altura. As análises foram realizadas em um *software* desenvolvido em linguagem FORTRAN, adaptado para o estudo do efeito do vento em estruturas reticuladas. Utilizando este *software* foram realizadas quatro análises: análise estática e dinâmica, conforme recomendações da norma brasileira NBR6123:88; análise dinâmica no domínio do tempo; e análise dinâmica no domínio do tempo considerando-se o amortecimento aerodinâmico. Para as análises no domínio do tempo foram necessárias implementações no *software* para análise de pórtico espacial, integração das equações de movimento, consideração da velocidade relativa do vento descontando-se as velocidades da estrutura (amortecimento aerodinâmico), geração dos históricos de vento a partir do espectro de potência, cálculo das forças (média e dinâmica) do vento e identificação automática dos painéis para a atribuição automática das forças nodais geradas. Pode-se perceber diferenças significativas entre todas as análises realizadas. A torre analisada obteve maior amplitude resposta em termos de deslocamento na análise dinâmica sem a interação vento-torre. A análise estática apresentou os menores valores, muito distante das demais análises.

Palavras-chave: Vento. Análise Dinâmica. Torre Autoportante. Análise Estrutural.

ABSTRACT

MENEZES, Lucas da Mata Rocha. **Analysis of self-supporting towers subject to static and dynamic wind actions considering aerodynamic damping.** 67 pages. Monografia (Bacharelado em Engenharia Civil) – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Sergipe – Campus Aracaju. 2017.

This work aims at a static and dynamic linear analysis in self-supporting towers structures, as well as a comparative evaluation between the methods employed. The analyzes in towers are of utmost importance given the recurrence of accidents observed year after year in this type of structure. The case studied in this work was related to a telecommunications tower of 80.0m height. These analyzes were carried out in a software developed in FORTRAN language, adapted for the study of the effect of the wind in reticulated structures. Using this software, four analyzes were performed: static and dynamic analysis according to the recommendations of the Brazilian standard NBR6123:88, dynamic analysis in the time domain, and dynamic analysis in the time domain considering the aerodynamic damping. For the analyzes in the time domain, it was necessary to implement the software a three-dimensional analysis, integration of the equations of motion, consideration of the relative wind velocity by discounting the velocities of the structure (aerodynamic damping), generation of wind histories from Power spectrum, wind (average and dynamic) forces calculation and automatic identification of the panels for the automatic attribution of the generated nodal forces. Relevant differences can be observed between all the analyzes performed. The analyzed tower obtained greater response in the dynamic analysis without the wind-tower interaction. The static analysis presented the lowest values, very distant from the other analyzes.

Keywords: Wind. Dynamic Analysis. Self-supporting Tower. Structural Analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Torre de energia eólica que caiu em Santana do Livramento em 2014.....	14
Figura 2 - Torre de Telecomunicação colapsada em Porto Velho -Rondônia.....	15
Figura 3 - Funções de forças dinâmicas atuantes em estruturas.....	18
Figura 4 - Oscilador simples amortecido.....	19
Figura 5 - Viga em balanço idealizada como oscilador simples amortecido	20
Figura 6 - Modos naturais de vibração	24
Figura 7 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)	28
Figura 8 - Coeficiente de arrasto para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondadas.....	32
Figura 9 - Coeficiente de arrasto para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.	32
Figura 10 - Fator de proteção para duas ou mais treliças planas paralelas igualmente afastadas.	33
Figura 11 - Comparativo entre coeficientes de arrasto calculados por dois métodos indicados na NBR 6123:1988	33
Figura 12 - Esquema do modelo discreto.	34
Figura 13 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria I.	37
Figura 14 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria II.	38
Figura 15 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria III.....	38
Figura 16 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria IV.....	39
Figura 17 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria V.	39
Figura 18 - Espectros de potência	41
Figura 19 - Curva de correlação espacial da componente flutuante do vento.	43
Figura 20 - Matriz de rigidez para um elemento de pórtico espacial	45
Figura 21 - Matriz de massa para um elemento de pórtico espacial.....	45
Figura 22 - Interpretação geométrica do método de Runge Kutta de Quarta Ordem.....	46
Figura 23 - Algoritmo do método de Runge Kutta Quarta Ordem.....	48
Figura 24 - Viga submetida à força rotativa de um equipamento mecânico.	49
Figura 25 - Histórico de deslocamento na seção média para a viga da validação.....	49
Figura 26 - Fator de amplificação dinâmica para a viga da validação	50
Figura 27 - Fluxograma da subrotina PAINEL	51

Figura 28 - Fluxograma da subrotina VELOSFOR.....	52
Figura 29 - Vista 3D da torre em análise.....	53
Figura 30 - Divisões da torre	54
Figura 31 - 1º Modo de vibração da torre em estudo	56
Figura 32 - Histórico de deslocamento nos últimos painéis da torre.....	59
Figura 33 - Histórico de deslocamento nos últimos painéis da torre considerando-se a interação vento-torre.....	59
Figura 34 - Intervalo reduzido do histórico de deslocamento no painel 15	60
Figura 35 - Histórico de deslocamento no topo da torre com e sem interação vento-torre.....	60
Figura 36 – Análise da participação dos modos na resposta dinâmica	61
Figura 37 - Forças do vento nos painéis segundo NBR 6123:1988	62
Figura 38 - Histórico de deslocamento no topo da torre para três situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988	62
Figura 39 - Histórico de deslocamento no topo da torre para quatro situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica com interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988	63

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tabela para determinação dos parâmetros meteorológicos.....	30
Tabela 2 - Tabela para coeficientes estatísticos.....	30
Tabela 3 - Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos	36
Tabela 4 - Parâmetros b e p	36
Tabela 5 - Parâmetro de Rugosidade para as classes da NBR6123:1988	42
Tabela 6 - Características dos painéis.....	55
Tabela 7 - Forças estáticas devido ao vento em cada painel da torre.....	57
Tabela 8 - Força dinâmica segundo a NBR 6123:1988 em cada painel.....	58
Tabela 9 - Análise dos deslocamentos no topo da torre	64
Tabela 10 - Fator de amplificação da resposta da torre.....	64

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	MOTIVAÇÃO	13
1.1.1	Acidentes em Torres Devido à Ação do Vento	14
1.2	OBJETIVOS	15
1.2.1	Objetivo Geral	15
1.2.2	Objetivos Específicos	15
1.3	METODOLOGIA	16
1.4	ESCOPO DO TRABALHO	16
2	ANÁLISE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS	18
2.1	BREVE FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1.1	Equação de Movimento para Modelos de Um Grau de Liberdade	18
2.1.2	Equação de Movimento para Modelos de Multigraus Grau de Liberdade	21
2.2	MÉTODO DA SUPERPOSIÇÃO MODAL	22
2.2.1	Frequências e Modos de Vibração	23
2.2.2	Equação de Movimento Desacoplada	25
3	AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS RETICULADAS	27
3.1	BREVE FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	27
3.2	AÇÕES ESTÁTICAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123:1988	27
3.3	AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123:1988	34
3.4	AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO – ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO	40
4	IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL	45
4.1	ELEMENTO DE PÓRTICO ESPACIAL	45
4.2	ANÁLISE DINÂMICA	46
4.3	AÇÃO DE VENTO	50
5	ESTUDO DE CASO – TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES	53
5.1	DESCRIÇÃO DA TORRE	53
5.2	DESCRIÇÃO DO VENTO	56
5.3	RESULTADOS PARA O VENTO ESTÁTICO (NBR 6123:1988)	57
5.4	RESULTADOS PARA O VENTO DINÂMICO (NBR 6123:1988)	58
5.5	RESULTADOS PARA ANÁLISE DINÂMICA NO DOMÍNIO DO TEMPO	58
5.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS (DINÂMICA X ESTATICA)	61
6	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO	65
6.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	66
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

1 INTRODUÇÃO

Os modelos experimentais e matemáticos utilizados na engenharia estrutural visam sempre representar, de forma mais realista possível, o comportamento das estruturas submetidas a um conjunto de forças estáticas e/ou dinâmicas. A dinâmica de estruturas sempre esteve presente no contexto da engenharia, visto que as ações aplicadas às estruturas são, muitas vezes, variáveis ao longo do tempo.

Nas análises e no desenvolvimento de projetos de aeronaves, fundações de máquinas, estruturas *offshore*, edifícios altos, edifícios sob influência de terremotos e muitos outros casos, as ações variáveis com o tempo têm papel fundamental no comportamento e segurança da estrutura. Além da constante preocupação no atendimento das condições de segurança estrutural contidas no estado limite último (ELU), a análise dinâmica também garante a possibilidade de verificação de vibrações de forma mais precisa, garantindo o estado limite de serviço (ELS).

As ações dinâmicas podem ser divididas em ações determinísticas e ações aleatórias. As ações determinísticas são as que possuem magnitude, posição e/ou sentido conhecidos, tais como ações de máquinas e equipamentos. Nas ações aleatórias essas grandezas não podem ser conhecidas com precisão, sendo empregados métodos probabilísticos para sua determinação. São exemplos de ações aleatórias a ação de ventos, de ondas e sismos. Geralmente, a fim de simplificar o processo, as ações aleatórias são transformadas em ações determinísticas.

Uma importante diferença entre a análise estática e a análise dinâmica consiste no fato de que em análise dinâmica são consideradas forças inerciais que participam do equilíbrio da estrutura. As forças inerciais estão relacionadas com a massa da estrutura, assim estas precisam ser conhecidas.

As análises dinâmicas, em geral, exigem um elevado trabalho para resolução analítica das equações diferenciais de movimento. Dessa forma é imprescindível a utilização de algum recurso computacional para realizar a análise de forma mais rápida e com precisão de resultados aceitável para modelos de multigraus de liberdade.

1.1 MOTIVAÇÃO

Em projetos de torres autoportantes geralmente é considerado o efeito do vento de forma estática através das diretrizes da NBR 6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações. A motivação desse trabalho é verificar como seriam os resultados analisados para

uma torre considerando o carregamento de uma forma mais próxima da realidade simulando a ação do vento variável em análises dinâmicas no domínio do tempo.

1.1.1 Acidentes em Torres Devido à Ação do Vento

Acidentes envolvendo torres são recorrentes no país e no exterior, motivando assim, um maior entendimento do comportamento dessas estruturas.

Segundo Blessmann (2001), houve um acidente em cinco torres metálicas de linhas de transmissão em 1979, entre a Usina Termoeletrica Presidente Médici e Quinta, no Rio Grande do Sul. Segundo o autor, a torre central ruiu primeiro devido à ação de uma rajada violenta. Essa torre foi arrancada, e acabou levando as quatro torres vizinhas ao colapso por conta do acréscimo de forças devido a conexão dos cabos e a forte incidência do vento.

Acidentes similares continuam a ocorrer, mesmo com diversos estudos sendo realizados na área da engenharia de vento ao longo dos anos. Como por exemplo, cita-se o temporal que atingiu o Rio Grande do Sul em dezembro de 2014, em Santana do Livramento, na fronteira com o Uruguai, as rajadas de vento foram tão fortes que derrubaram oito torres de energia eólica do parque da Eletrosul (Figura 1). Segundo a Defesa Civil de Santana do Livramento, as rajadas de vento ultrapassaram os 120 km/h (33,3 m/s) no município (G1, 2014).

Figura 1 - Torre de energia eólica que caiu em Santana do Livramento em 2014.



Fonte: (G1, 2014).

Outro exemplo recente aconteceu em Porto Velho, Rondônia, em 11 de setembro de 2016 em que vento com 80,6 km/h (24,4 m/s) causou grande número de quedas de árvores,

afetou a rede elétrica, derrubou uma torre de TV (Figura 2) e ainda destelhou casas (Rondoniagora, 2016).

Figura 2 - Torre de Telecomunicação colapsada em Porto Velho -Rondônia



Fonte: (Rondoniagora, 2016).

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho tem por objetivo geral realizar a análise dinâmica no domínio do tempo de estruturas reticuladas para torres de telecomunicações submetidas às ações provenientes do vento, bem como comparar as respostas dinâmicas obtidas via análise numérica no domínio do tempo com os métodos simplificados indicados na norma brasileira NBR 6123:1988 – Forças devido ao vento em edificações.

1.2.2 Objetivos Específicos

Este trabalho tem por objetivos específicos:

- a) Realizar implementações computacionais para analisar o comportamento dinâmico de torres metálicas sob ações do vento;
- b) Definir um modelo estrutural de torre treliçada;
- c) Analisar o modelo escolhido utilizando o algoritmo desenvolvido;
- d) Realizar, no mesmo modelo estrutural, análises seguindo as diretrizes da NBR 6123:1988;
- e) Comparar os resultados finais em termos de deslocamentos gerados.

1.3 METODOLOGIA

Inicialmente é feita uma revisão bibliográfica para melhor compreensão do objeto de estudo. As análises numéricas desenvolvidas neste trabalho foram realizadas em um *software* adaptado especificamente para o estudo do efeito do vento a ser considerado. Adotou-se como base o programa ANEST, *software* em linguagem Fortran, desenvolvido na COPPE/UFRJ por Battista *et al.* (2000), o qual realiza análise estática linear bidimensional de estruturas reticuladas. Foi necessário realizar algumas alterações no seu algoritmo para as análises propostas desta monografia, tais como:

- a) Adaptação das matrizes de rigidez para análise tridimensional;
- b) Leitura de características dos materiais para a análise dinâmica; tais como massa dos elementos e taxa de amortecimento;
- c) Inserção de algoritmos para cálculo das frequências naturais e modos de vibração;
- d) Inserção de algoritmos para resolução das equações diferenciais de movimento da estrutura;
- e) Inserção de algoritmos para leitura dos painéis da torre, e atribuição automática dos nós aos respectivos painéis declarados;
- f) Cálculo automático das velocidades básicas, de projeto, e das forças médias em cada nó carregado da estrutura;
- g) Geração das velocidades flutuantes para cada painel da torre;
- h) Considerações do amortecimento aerodinâmico na resposta dinâmica da estrutura.

As implementações para o modelo tridimensional, análise modal e análise dinâmica foram validados utilizando exemplos analíticos e outros numéricos disponíveis na literatura.

1.4 ESCOPO DO TRABALHO

No capítulo 1 está descrita a introdução ao tema, bem como os objetivos gerais e específicos, a motivação e a metodologia adotada para o presente trabalho monográfico.

O capítulo 2 abordará, de forma sucinta, as fundamentações teóricas relativas à análise dinâmica, necessárias para o entendimento do objeto de pesquisa do presente trabalho. São abordados os tipos de ações dinâmicas em estruturas, e a formulação da equação de movimento para realizar as análises. Aborda-se também os conceitos do método da superposição modal e sua importância na análise dinâmica linear.

No capítulo 3 são apresentados os conceitos relativos à ação do vento. Em seus dois primeiros subcapítulos são expostas as prescrições da NBR 6123:1988 para a consideração do

vento tanto estática, quanto dinâmica. No terceiro subcapítulo são abordados os conceitos básicos para a consideração da ação do vento no domínio do tempo utilizando métodos numéricos atrelados aos conceitos de análise estatística.

O capítulo 4 apresenta as considerações quanto às implementações computacionais realizadas neste trabalho para efetuar as análises dinâmicas relacionadas à ação do vento.

No capítulo 5 é realizado um estudo de caso, realizando-se análises estática e dinâmica em uma torre de telecomunicações. Neste capítulo são apresentados gráficos e tabelas para o melhor entendimento das comparações dos métodos empregados nas análises.

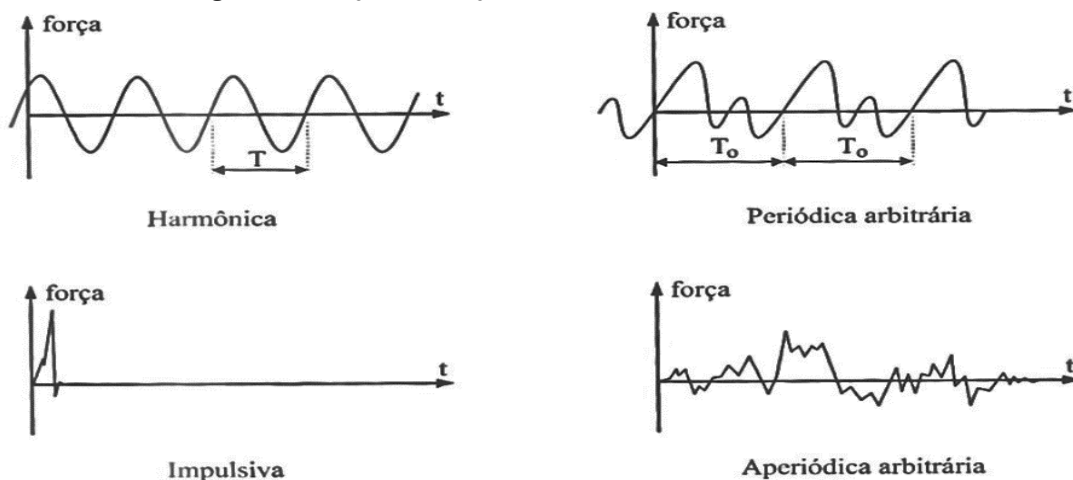
No capítulo 6 estão descritas as principais conclusões observadas nas análises realizadas no estudo de caso, bem como sugestões para trabalhos futuros como análises de casos que não foram possíveis realizar no presente trabalho.

2 ANÁLISE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

2.1 BREVE FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste trabalho foram realizadas análises dinâmicas no domínio do tempo, por serem mais intuitivas e simples quando são analisadas estruturas com mais de um grau de liberdade. As forças externas (de excitação) podem ser periódicas ou aperiódicas, ou, de forma detalhada, essas forças são classificadas em harmônicas, periódicas (arbitrárias), impulsivas e aperiódicas arbitrárias (Soriano, 2014). A Figura 3 mostra alguns exemplos de forças dinâmicas.

Figura 3 - Funções de forças dinâmicas atuantes em estruturas.



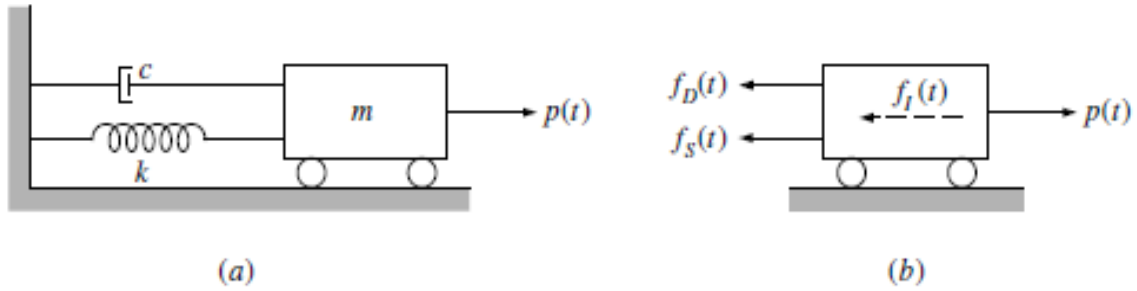
Fonte: (Soriano, 2014)

As forças harmônicas são expressas por funções senoidais, com ou sem ângulo de fase. As periódicas atuam indefinidamente e têm configurações que se repetem em iguais espaçamentos de tempo, chamados de períodos. As forças impulsivas têm a característica de ser de grande intensidade e de curta duração e as aperiódicas arbitrárias são as que variam de forma arbitrária no tempo, sem ser de curta duração (Soriano, 2014). O vento é considerado uma força do tipo arbitrária no tempo.

2.1.1 Equação de Movimento para Modelos de Um Grau de Liberdade

Para chegar à equação de movimento considera-se o modelo da Figura 4a, constituído por uma massa m presa a uma mola de coeficiente de translação horizontal k e um mecanismo de dissipação de energia (amortecimento) c , submetido a uma força $p(t)$.

Figura 4 - Oscilador simples amortecido



Fonte: (Adaptado de Clough e Penzien, 1995)

Analisando o corpo isolado e as forças atuantes, obtêm-se o esquema apresentado na Figura 4b. Fazendo-se o equilíbrio das forças utilizando o princípio d'Alambert, têm-se:

$$f_I(t) + f_D(t) + f_S(t) = p(t) \quad (1)$$

Onde cada força do lado esquerdo da equação representa, respectivamente, força de inércia, força de amortecimento e força elástica. Cada uma das forças citadas anteriormente pode ser escrita em função do deslocamento $u(t)$ e suas derivadas, assim têm-se:

$$f_I(t) = m \ddot{u}(t) \quad (2)$$

$$f_D(t) = c \dot{u}(t) \quad (3)$$

$$f_S(t) = k u(t) \quad (4)$$

Reescrevendo a equação (1) e substituindo as equações (2), (3) e (4), têm-se:

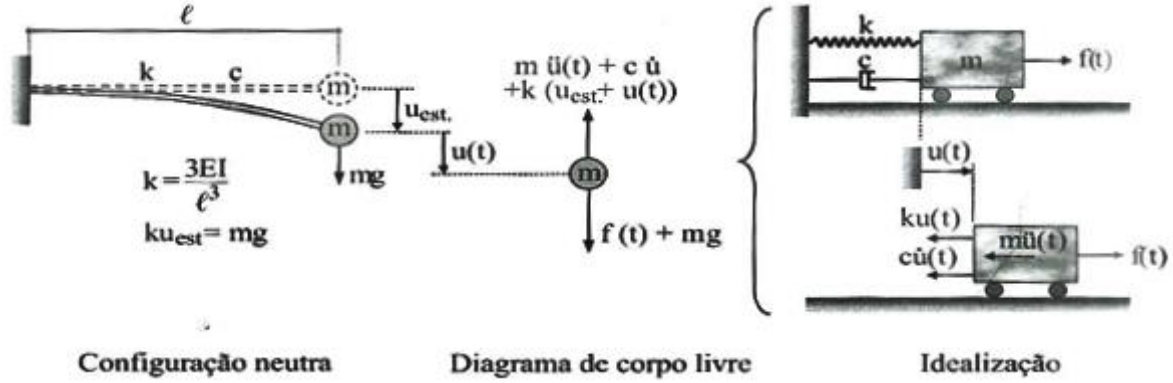
$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = p(t) \quad (5)$$

Onde $u(t)$, $\dot{u}(t)$, $\ddot{u}(t)$ são, respectivamente, o deslocamento, a velocidade e a aceleração do grau de liberdade em função do tempo.

A equação (5) representa a equação diferencial de movimento de um oscilador simples amortecido sob um carregamento variável no tempo. Trazendo o conceito para o comportamento dinâmico de estruturas, uma viga em balanço (Figura 5) pode ser idealizada como um oscilador simples, dadas suas características (Soriano, 2014).

Na Figura 5, a viga representada à esquerda pode ser idealizada como um oscilador em que k é o coeficiente de rigidez de flexão da viga, m é uma massa concentrada na extremidade em balanço, c é o coeficiente de amortecimento viscoso, $u_{est.}$ é o deslocamento estático devido ao peso mg , $f(t)$ é a força excitadora e $u(t)$, o deslocamento dinâmico.

Figura 5 - Viga em balanço idealizada como oscilador simples amortecido



Fonte: (Soriano, 2014)

Fazendo o equilíbrio das forças do diagrama de corpo livre da figura anterior, têm-se:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k (u_{est.} + u(t)) = f(t) + mg \quad (6)$$

Com a análise estática ($u_{est.} = mg/k$), e substituindo na equação (6), tem-se:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = f(t) \quad (7)$$

Essa equação pode ser obtida também analisando o oscilador representado à direita da Figura 5. Percebe-se que o deslocamento $u(t)$ é medido em relação à configuração neutra. Sendo assim, a resolução da equação (7) fornece a resposta dinâmica da viga em balanço, ou seja, retorna o histórico de deslocamentos da viga $u(t)$ submetida à força de excitação $f(t)$.

É possível obter também as acelerações e velocidades da estrutura mostrada na Figura 5, e, por conseguinte, as forças inerciais e de amortecimento.

A solução da equação de movimento apresentada anteriormente (equação (7)) é dada a seguir (Soriano, 2014):

$$u(t) = e^{-\zeta \omega_n t} [a_1 \cos(\omega_a t) + a_2 \sin(\omega_a t)] + \frac{u_{est}}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\zeta)^2}} \cos(\omega t - \phi) \quad (8)$$

Onde:

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (9)$$

$$\omega_a = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (10)$$

$$r = \frac{\omega}{\omega_n} \quad (11)$$

$$\phi = \arctg\left(\frac{2r\zeta}{1-r^2}\right) \quad (12)$$

Nas equações anteriores, ζ é a taxa de amortecimento, ω é a frequência de excitação da força externa, ω_n é a frequência natural da estrutura, ω_a é a frequência natural amortecida em que para valores de taxa de amortecimento pequena (maioria dos casos) pode ser tomada como igual à frequência natural, r é a razão entre a frequência de excitação da força externa e a frequência natural da estrutura, ϕ é o ângulo de fase da resposta em relação á força externa. Os coeficientes a_1 e a_2 são obtidos em função do deslocamento e velocidade inicial da estrutura.

A solução completa da equação de movimento é constituída por uma solução particular (segundo membro da equação (8)) mais a solução da correspondente equação homogênea, denominada solução complementar (primeiro membro da equação (8)). O desenvolvimento da resolução completa da equação do movimento não é objetivo central do presente trabalho e pode ser encontrado com mais detalhes em Soriano (2014) ou Clough e Penzien (1995).

A solução complementar é importante também para determinação dos modos de vibração da estrutura em análise (este tópico será melhor detalhado na seção 2.2.1 deste trabalho).

2.1.2 Equação de Movimento para Modelos de Multigraus Grau de Liberdade

Para a montagem das equações de movimento em modelos de multigraus de liberdade é necessário descrever a estrutura como um conjunto de elementos isolados. Para cada elemento que compõe a estrutura faz-se necessário determinar a matriz de rigidez, matriz de massa e de amortecimento, bem como as forças que serão alocadas nos nós da estrutura global. Dessa forma, em modelos de multigraus de liberdade ter-se-á uma equação diferencial de movimento correspondente para cada grau de liberdade.

Assim sendo, a equação (7), é reescrita a seguir, em forma matricial para o caso de análise de modelos de multigraus de liberdade:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{C}\dot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = \mathbf{F}(t) \quad (13)$$

Onde $\mathbf{M}$, $\mathbf{C}$ e $\mathbf{K}$ são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, respectivamente. Os coeficientes $\ddot{\mathbf{u}}(t)$, $\dot{\mathbf{u}}(t)$ e $\mathbf{u}(t)$ são, respectivamente, os vetores de acelerações, velocidades e deslocamentos em função do tempo, e $\mathbf{F}(t)$ o vetor de forças nodais, também variante com o tempo.

As matrizes de massa e rigidez têm dimensão igual ao número de graus de liberdade da estrutura. Essas matrizes, para um elemento de pórtico espacial, possuem 144 elementos (12 linhas e 12 colunas), considerando-se os seis graus de liberdade existentes em cada nó do elemento estrutural.

A matriz de rigidez da estrutura é composta pela contribuição da rigidez de cada elemento isolado. Cada índice dessa matriz é calculado em função do módulo de elasticidade, momentos de inércia, área de seção transversal e comprimento de cada elemento que a compõe. Os elementos da matriz podem ser determinados diretamente por imposição sucessiva de valor unitário para cada um dos seus deslocamentos nodais, mantidos nulos os demais, com os correspondentes esforços de extremidade obtidos pelo Método das Forças de análise de estruturas hiperestáticas (Soriano, 2014).

Os elementos da matriz de massa da estrutura representam a massa equivalente no respectivo grau de liberdade. Cada índice da matriz é calculado em função da massa linear e do comprimento de cada elemento que a compõe.

A matriz de amortecimento pode ser construída pelo procedimento de *Rayleigh*. Lord Rayleigh atribuiu o amortecimento como uma combinação linear entre alguns coeficientes e a matriz de massa e de rigidez (Soriano, 2014).

Por simplificação, neste trabalho será utilizado um amortecimento em função apenas da massa da estrutura. Porém, será incorporado também nas análises da estrutura sujeita à ação do vento, o amortecimento aerodinâmico, gerado pela velocidade de resposta da estrutura.

2.2 MÉTODO DA SUPERPOSIÇÃO MODAL

Como descrito nos capítulos anteriores, a análise dinâmica matricial não é tarefa simples de se realizar, mesmo com o auxílio de computador. Para estruturas com muitos graus de liberdade é necessária a resolução, em cada passo do tempo, das equações de movimento com matrizes de elevada dimensão. Com o método da superposição modal é possível desacoplar as equações de movimento do sistema nodal em equações diferenciais modais.

Os modos naturais de vibração são características de cada modelo de estrutura, úteis ao presente método, que se baseia na transformação das coordenadas geométricas em coordenadas generalizadas modais. Isso porque aqueles modos formam uma base completa no espaço dessas coordenadas e diagonalizam, através de transformações similares, as matrizes de rigidez e de massa globais. Assim, transforma-se a resolução de um sistema de equações diferenciais em resolução de um reduzido número de equações de movimento de osciladores simples, para posterior obtenção da resposta do modelo através da soma das soluções dessas equações, transformadas ao espaço físico, o que justifica o nome *superposição modal* (Soriano, 2014).

2.2.1 Frequências e Modos de Vibração

As frequências e modos naturais de vibração são características dinâmicas das estruturas, independentes das forças externas e do amortecimento. Desse modo para se obter essas características é necessário que se faça a resolução da equação de movimento na condição de vibração livre não amortecida, ou seja, resolver a equação diferencial de movimento homogênea a seguir:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{u}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{u}(t) = 0 \quad (14)$$

A solução da equação (14), em notação matricial é dada a seguir (Soriano, 2014):

$$\mathbf{u}(t) = \boldsymbol{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) \quad (15)$$

Onde, $\boldsymbol{\varphi}_j$ é o j -ésimo modo de vibração (vetor de amplitudes de deslocamentos), ω_j é a correspondente frequência de vibração livre e θ_j é o correspondente ângulo de fase.

A substituição da equação (15) e sua derivada de segunda ordem na equação (14) resultam em um sistema de j equações algébricas homogêneas:

$$(-\mathbf{M}\omega_j^2 + \mathbf{K})\boldsymbol{\varphi}_j \cos(\omega_j t - \theta_j) = 0 \quad (16)$$

Para soluções não triviais chega-se:

$$\omega_j^2 \mathbf{M}\boldsymbol{\varphi}_j = \mathbf{K}\boldsymbol{\varphi}_j \quad (17)$$

Na álgebra linear, a equação (17) expressa um problema de autovalor generalizado de inúmeras soluções não triviais. Com a resolução da equação anterior obtêm-se um par de soluções $(\omega_j^2, \boldsymbol{\varphi}_j)$ para cada modo de vibração (ou grau de liberdade).

Dessa forma, a equação (15) expressa o vetor deslocamento que todos os graus de liberdade da estrutura executam quando a frequência relativa ao modo de vibração em análise

é excitada. A menor frequência calculada (ω_1) é denominada como *frequência fundamental*, e o seu modo de vibração associado (φ_1) como *modo fundamental*. A frequência fundamental de uma estrutura é útil para a previsão do comportamento do modelo estrutural sob uma determinada força dinâmica externa. Isso porque os deslocamentos (amplitudes) aumentam à medida que a frequência da força dinâmica se aproxima da frequência natural da estrutura (Soriano, 2014).

É interessante agrupar as frequências naturais obtidas a partir da equação (17) na *matriz espectral* (autovalores):

$$\mathbf{\Omega} = \begin{bmatrix} \omega_1^2 & \cdots & 0 \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & \cdots & \omega_j^2 \end{bmatrix} \quad (18)$$

E reunir os modos de vibração na *matriz modal* (autovetores):

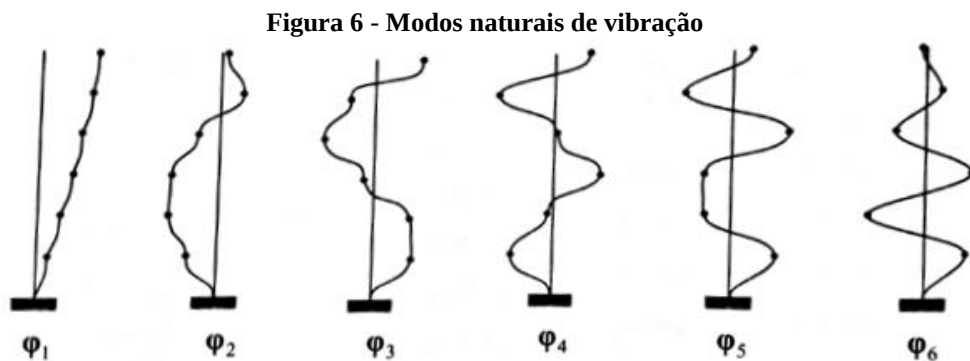
$$\mathbf{\Phi} = [\varphi_1 \quad \varphi_2 \quad \cdots \quad \varphi_j] \quad (19)$$

Utilizando essas matrizes na equação (17), tem-se:

$$\mathbf{M}\mathbf{\Phi}\mathbf{\Omega} = \mathbf{K}\mathbf{\Phi} \quad (20)$$

Como dito anteriormente, o problema de autovalor possui inúmeras soluções não triviais, assim, os modos de vibração (autovetores) calculados e alocados na matriz $\mathbf{\Phi}$ são valores arbitrários correspondendo apenas a “forma” da deformada da estrutura para a respectiva frequência natural.

A Figura 6 mostra de forma simplificada o conceito físico dos modos de vibrações.



Fonte: (Soriano, 2014).

Na figura anterior, são observados vários modos em que uma estrutura unifilar pode se deformar quando é excitada por carga dinâmica. A primeira imagem corresponde aos

deslocamentos quando a frequência da força externa é próxima da primeira frequência natural da estrutura, excitando o primeiro modo da estrutura, logo em seguida é a deformada quando o segundo modo é excitado, e assim sucessivamente.

Dessa forma pode-se obter a deformada total da estrutura durante sua resposta, somando-se todas as contribuições dos modos de vibração.

2.2.2 Equação de Movimento Desacoplada

Como dito anteriormente na análise modal, a resolução da equação de movimento ao longo do tempo é feita para cada modo de vibração da estrutura, e depois são somadas as contribuições de cada modo para obtenção do deslocamento global final. Assim, tem-se (Soriano, 2014):

$$\mathbf{u}(t) = \sum_{j=1}^n \boldsymbol{\varphi}_j d_j(t) \quad (21)$$

Na equação (21), $\mathbf{u}(t)$ é o vetor deslocamento global da estrutura, $d_j(t)$ é o deslocamento modal referente ao modo j , $\boldsymbol{\varphi}_j$ é o autovetor da matriz modal (equação (19)) referente ao modo j .

Os modos de vibração calculados de acordo com item 2.2.1 possuem a propriedade de ortogonalidade em relação às matrizes de rigidez e de massa, assim o produto entre as matrizes de rigidez (de massa, ou de amortecimento) global e o autovetor da matriz modal da equação (19) referente ao modo de vibração em análise, resultam em uma rigidez (massa, ou amortecimento) modal (Brasil e Silva, 2015). Dessa forma:

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_s &= k_j \quad (j = s) \\ \boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{K} \boldsymbol{\varphi}_s &= 0 \quad (j \neq s) \end{aligned} \quad (22)$$

Onde o escalar k_j é a rigidez modal do j -ésimo modo, e

$$\begin{aligned} \boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_s &= m_j \quad (j = s) \\ \boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{M} \boldsymbol{\varphi}_s &= 0 \quad (j \neq s) \end{aligned} \quad (23)$$

Onde o escalar m_j é a massa modal do j -ésimo modo.

Assim é possível obter n equações de movimento de um grau de liberdade, uma para cada modo, na forma geral:

$$m_j \ddot{d}_j(t) + 2\zeta m_j \omega_j \dot{d}_j(t) + k_j d_j(t) = f_j(t) \quad (24)$$

Onde,

$$f_j(t) = \boldsymbol{\varphi}_j^T \mathbf{F}(t) \quad (25)$$

Nas equações anteriores $f_j(t)$ é a força modal, obtida multiplicando a transposta do autovetor do j -ésimo modo pelo vetor de forças nodais $\mathbf{F}(t)$, ω_j é a frequência natural calculada de acordo com o item 2.2.1 e ζ é a taxa de amortecimento. Percebe-se que foi utilizado um amortecimento proporcional ($2\zeta m_j \omega_j$), isso é uma simplificação do amortecimento de *Rayleigh* utilizado nesse trabalho, dessa forma a taxa de amortecimento ζ foi considerada constante (Soriano, 2014).

Sendo assim, dividindo os termos da equação (24) pela massa modal tem-se:

$$\ddot{d}_j(t) + 2\zeta\omega_j\dot{d}_j(t) + \omega_j^2 d_j(t) = \frac{f_j(t)}{m_j} \quad (26)$$

A equação (26) é uma equação de movimento de um grau de liberdade desacoplada, referente ao j -ésimo modo de vibração, podendo ser resolvida numericamente (será abordado sobre método de integração da equação de movimento no capítulo 4) de forma mais simplificada. A solução da equação (26) retorna o deslocamento modal $d_j(t)$ para todos os modos envolvidos ao longo do tempo, e a solução final será a contribuição de todos esses modos utilizando a equação (21).

3 AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS RETICULADAS

3.1 BREVE FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

O movimento do ar sobre a superfície terrestre (vento) tem como causa imediata principal as diferenças na pressão atmosférica, causadas pela energia proveniente do sol que origina variações na temperatura do ar. As pressões desequilibradas originam forças que deslocam parcelas do ar atmosférico das zonas de maior pressão para as zonas de menor pressão. Para a engenharia estrutural é de interesse conhecer a velocidade média do vento e as flutuações em torno desta média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre dez minutos e uma hora. As flutuações instantâneas em torno da média são designadas por rajadas. Na prática, as rajadas são determinadas como médias sobre pequenos intervalos de tempo, da ordem de segundos, pois os anemômetros não conseguem medir valores realmente instantâneos (Blessmann, 1995).

Na engenharia estrutural considera-se o vento como uma superposição de turbilhões de dimensões bem diversas, desde os maiores, da ordem de grandeza da altura da camada limite atmosféricas, até os menores, da ordem de grandeza do milímetro. Na camada limite atmosférica a velocidade média do vento varia desde zero, junto à superfície terrestre, até a velocidade gradiente, na altura gradiente. Quanto maior a rugosidade do solo e maior presença de grandes obstáculos (árvores, morros, edifícios altos, torres, etc), maior será a agitação do ar (Blessmann, 1995).

Assim, uma maior agitação provocará uma maior intensidade de turbulência originando turbilhões que atingem uma vasta gama de dimensões da estrutura, em contrapartida a velocidade média diminui. Dessa forma, cidades, devido a presença de grandes obstáculos como edifícios, possuem um alto índice de turbulência, já zonas rurais de campos abertos possuem menor turbulência do vento, porém uma maior velocidade média.

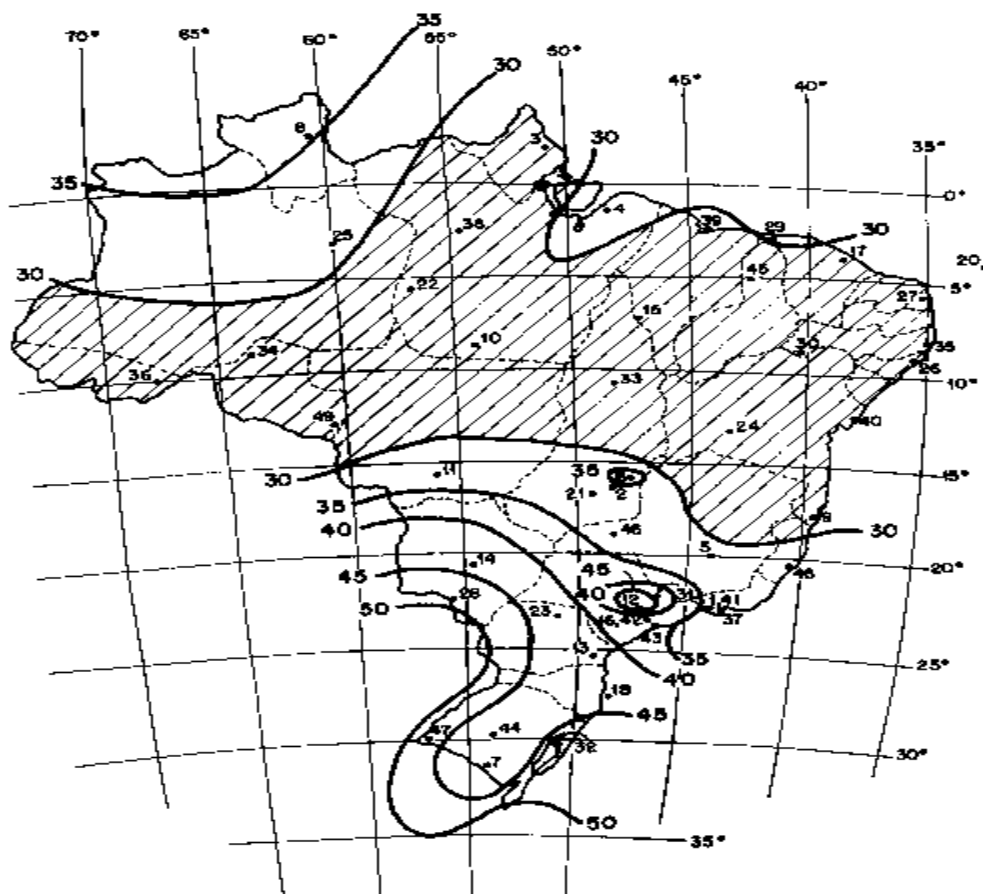
3.2 AÇÕES ESTÁTICAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123:1988

A NBR 6123:1988 fornece diretrizes para se determinar forças estáticas devidas ao vento em estruturas de uma forma simplificada. O procedimento de projeto para o cálculo das forças estáticas do vento e seus efeitos em estruturas é separado em duas partes: a primeira refere-se aos parâmetros meteorológicos como a velocidade do vento, topográficos como a rugosidade do terreno e probabilísticos referentes ao tipo de edificação e seu impacto no entorno; a segunda refere-se à determinação dos coeficientes de pressão.

Todos esses dados podem ser encontrados na NBR 6123:1988 através de diversas tabelas e ábacos existentes em seu escopo.

Para a determinação da velocidade básica do vento, a NBR 6123:1988 apresenta o mapa de isopletas da velocidade básica para o Brasil (Figura 7).

Figura 7 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)



Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

A velocidade básica encontrada nas isopletas é referente a uma rajada de três segundos, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Essa velocidade é modificada por alguns fatores determinando assim a velocidade característica:

$$V_k = V_0 S_1 S_2 S_3 \quad (27)$$

O fator topográfico S_1 leva em consideração o aumento da velocidade do vento na presença de morros e taludes, mas não considera a diminuição da turbulência com o aumento da velocidade do vento. A turbulência é importante para a determinação da resposta dinâmica de estruturas esbeltas. São necessários novos estudos experimentais e numéricos para a determinar essa diminuição da intensidade de turbulência causada pela presença de aclives.

Este coeficiente vale 1,0 para terrenos planos ou fracamente acidentados, 0,9 para vales profundos, protegidos pelo vento e sofre uma variação para construções à beira de taludes e morros (Brasil e Silva, 2015).

O fator S_2 leva em consideração o perfil de velocidade do vento na atmosfera conforme a altura da construção, suas dimensões e tipo de terreno. A norma brasileira classifica a rugosidade do terreno em cinco categorias: categoria I, superfícies lisas de grandes dimensões; categoria II, terrenos abertos com poucos obstáculos; categoria III, terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros; categoria IV, terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados; e categoria V, terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. O fator S_2 também considera a duração da rajada para que o vento englobe toda a estrutura (Brasil e Silva, 2015).

A norma brasileira classifica as edificações em três classes: classe A – edificações menores que 20 metros, ou unidades de vedação (duração da rajada de três segundos); classe B – edificações entre 20 e 50 metros (duração da rajada de cinco segundos); e classe C – dimensões da edificação maiores que 50 metros (rajadas de dez segundos).

A variação da pressão do vento ao longo da altura se deve à variação do fator S_2 , obtido pela expressão:

$$S_2 = b.Fr.\left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (28)$$

Onde:

b e p: parâmetros meteorológicos obtidos na Tabela 1 para as classes indicadas ou na Tabela 21 do anexo A da NBR 6123:1988 para quaisquer intervalo de tempo requerido;

Fr: fator de rajada referente à categoria II de terreno, também obtido na Tabela 1 para as classes indicadas ou na Tabela 21 do anexo A da NBR 6123:1988 para quaisquer intervalo de tempo requerido;

z: altura em que se deseja calcular a velocidade característica.

A Tabela 1 fornece os parâmetros meteorológicos para a determinação do fator S_2 .

Tabela 1 - Tabela para determinação dos parâmetros meteorológicos

Categoria	Zg (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,1	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

O fator estatístico S_3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Esses valores podem ser encontrados na Tabela 2.

Tabela 2 - Tabela para coeficientes estatísticos

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de 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

Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Depois de calculada a velocidade característica, a pressão estática é calculada, a partir da energia cinética, pela expressão:

$$q = 0,613 V_k^2 \quad (29)$$

A equação (29) fornece a pressão do vento a certa altura da edificação, definida pelo coeficiente S_2 , citado anteriormente. O valor 0,613 representa a metade da massa específica do ar em kg/m^3 .

A força referente à pressão dinâmica do vento pode ser calculada pela equação a seguir:

$$F = Ca \cdot q \cdot Aef \quad (30)$$

Onde Ca é o coeficiente de arrasto e Aef é a área frontal efetiva da torre, definida como a área da projeção ortogonal das barras do reticulado da estrutura sobre um plano perpendicular à direção do vento.

O coeficiente de arrasto é um fator que depende da geometria da estrutura e da direção de incidência do vento. Esse coeficiente é determinado empiricamente através de ensaios em túnel de vento. Para alguns casos particulares, a NBR 6123:1988 apresenta ábacos nos quais é possível encontrar valores para os coeficientes de arrasto de estruturas treliçadas. A Figura 8 fornece os valores de coeficiente de arrasto (eixo das ordenadas) para torres treliçadas constituídas de barras prismáticas de faces planas, com cantos vivos ou levemente arredondados em função da relação entre a área líquida e área bruta (eixo das abscissas).

A norma ainda fornece outros dois ábacos (Figura 9 e Figura 10) para determinar o coeficiente de arrasto de estruturas reticuladas. Enquanto que no ábaco da Figura 8 só é necessário utilizar o índice de área exposta como parâmetro de entrada para obter o coeficiente de arrasto para uma torre quadrilátera regular, nas outras duas figuras é necessário corrigir o coeficiente de arrasto obtido na Figura 9 (coeficiente relativo à um painel apenas na direção do vento) por um fator obtido na Figura 10 que leva em conta a quantidade de painéis paralelos ao primeiro e suas respectivas distâncias. Sendo assim o coeficiente de arrasto utilizando a Figura 9 e Figura 10 é dada pela equação:

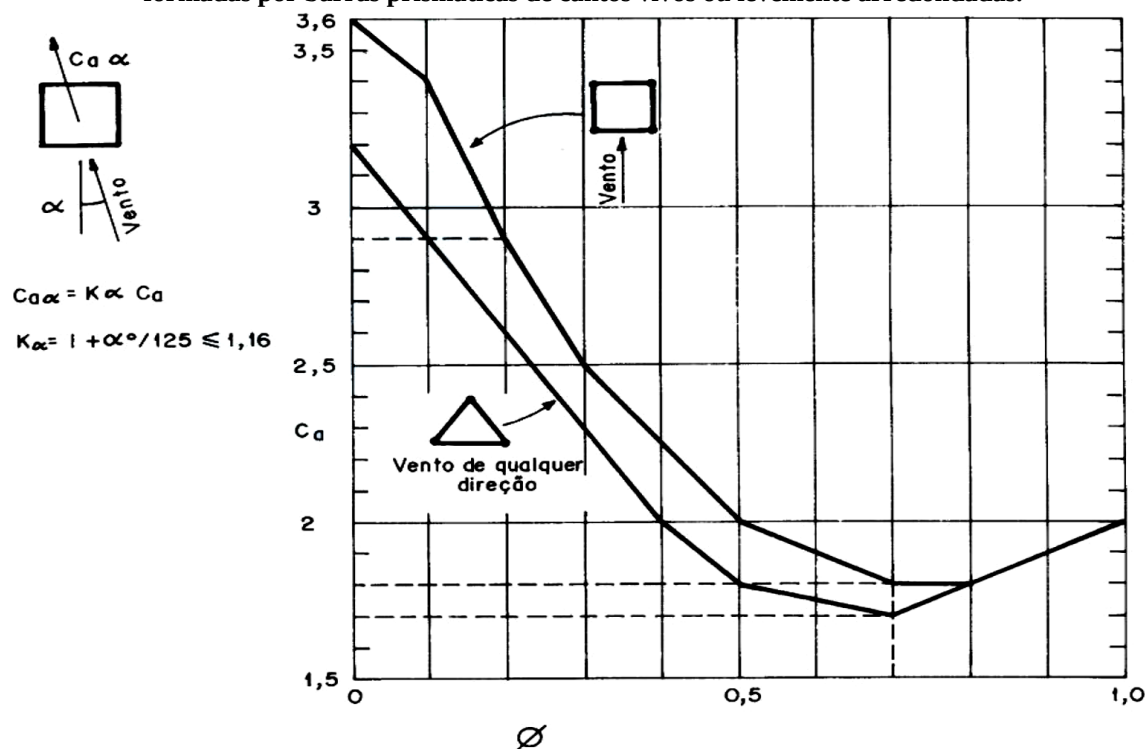
$$Ca_n = Ca_1 [1 + (n - 1)\eta] \quad (31)$$

Onde Ca_1 é o coeficiente de arrasto obtido na Figura 9, n é o número de painéis paralelos e η é o fator de proteção em função do índice de área exposta e do afastamento relativo e/h , obtidos na Figura 10.

A priori os valores obtidos por ambos os métodos deveriam ser iguais, porém isso não acontece. A Figura 11 ilustra a diferença do cálculo do coeficiente de arrasto empregando-se os dois métodos apresentados na norma.

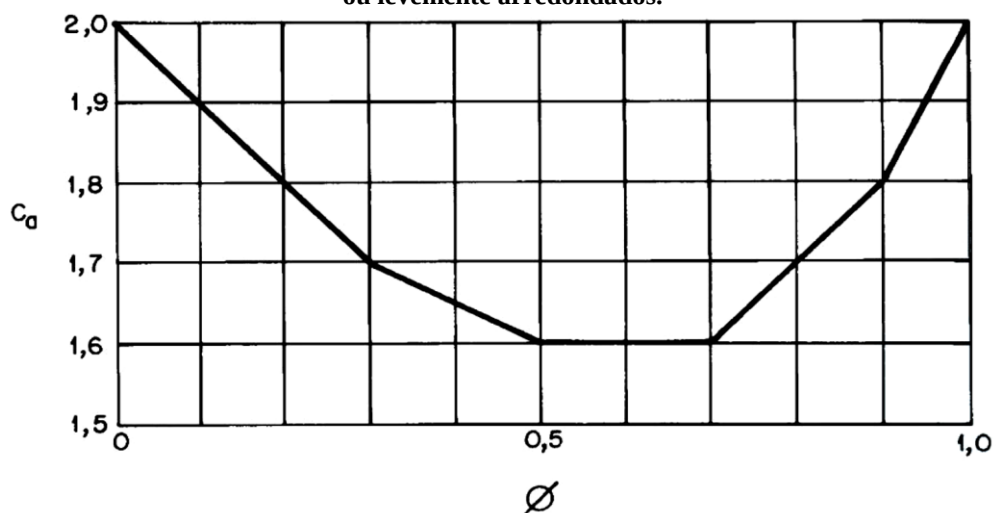
Neste trabalho serão utilizadas, para o cálculo do coeficiente de arrasto, as indicações da Figura 8, por ser um método mais direto.

Figura 8 - Coeficiente de arrasto para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, formadas por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondadas.



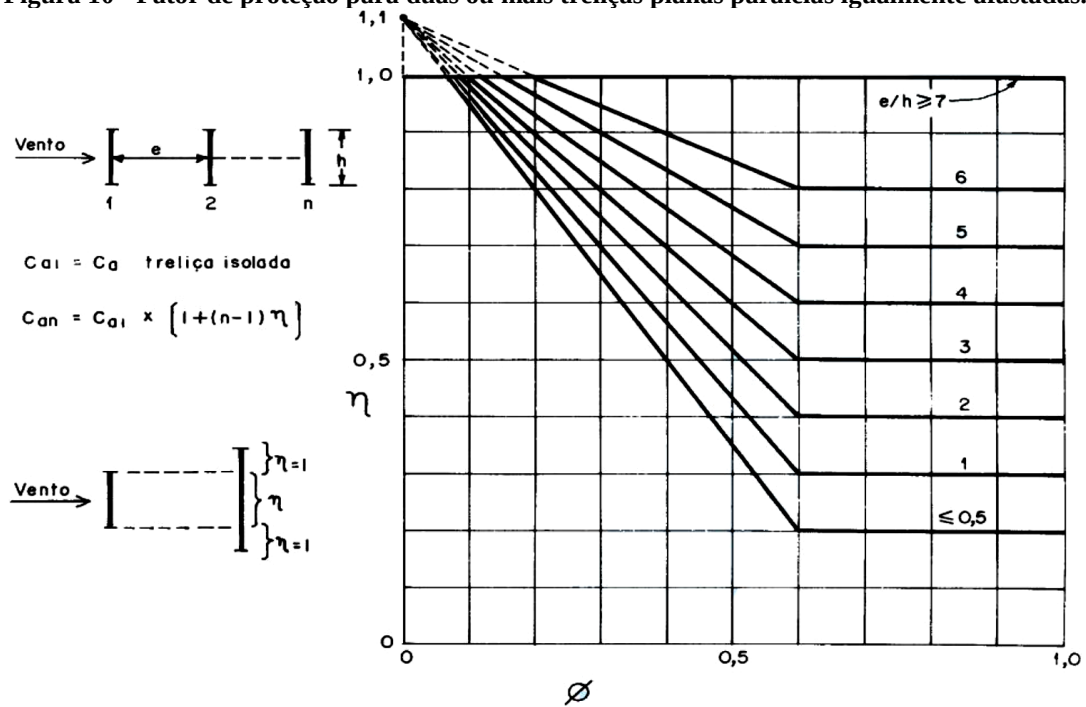
Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988)

Figura 9 - Coeficiente de arrasto para reticulados planos formados por barras prismáticas de cantos vivos ou levemente arredondados.



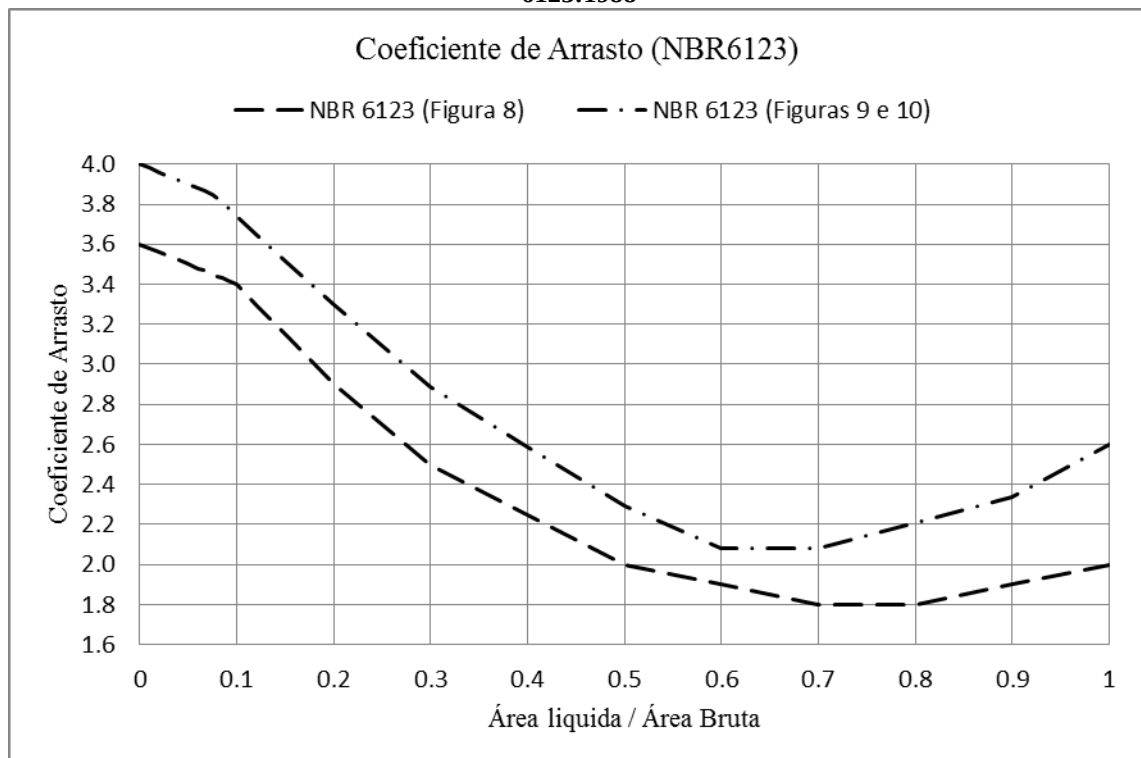
Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988)

Figura 10 - Fator de proteção para duas ou mais treliças planas paralelas igualmente afastadas.



Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Figura 11 - Comparativo entre coeficientes de arrasto calculados por dois métodos indicados na NBR 6123:1988



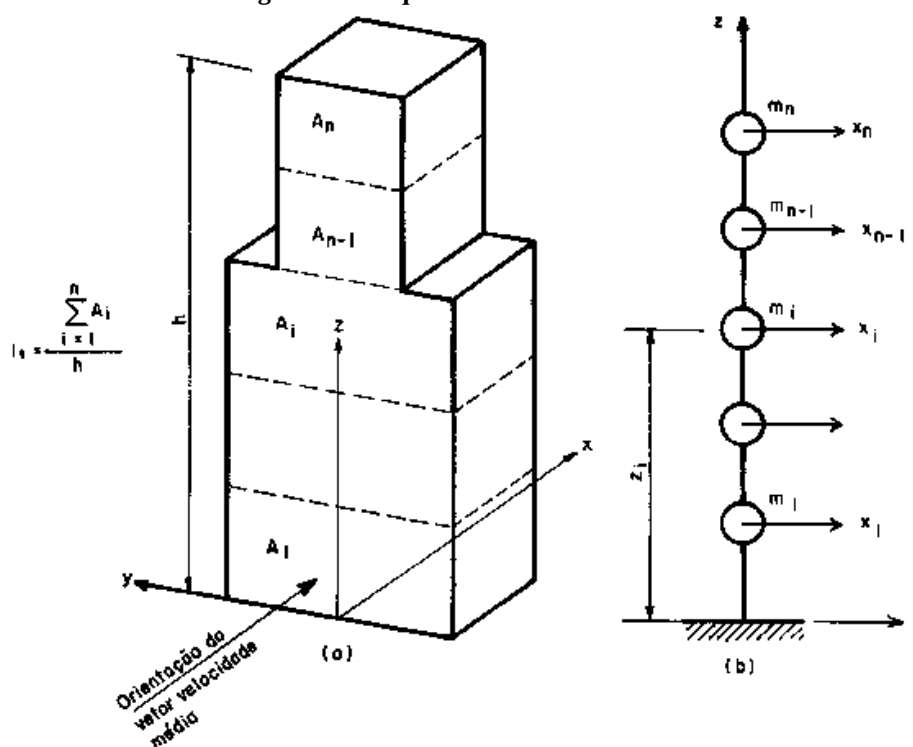
Fonte: (Conceição, 2013)

3.3 AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO SEGUNDO A NBR 6123:1988

A NBR 6123:1988 apresenta um modelo simplificado para determinação das ações dinâmicas do vento, chamado de “Modelo Discreto”. Em geral, esse modelo discretiza a edificação de forma simplificada onde cada parte (pavimento de uma edificação, ou painel de uma torre) é representada por um sistema unifilar de massas concentradas na respectiva altura.

A Figura 12 mostra o esquema de como é feita a discretização da edificação para o cálculo das ações dinâmicas do vento pelo Modelo Discreto.

Figura 12 - Esquema do modelo discreto.



Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Onde:

A_i : área de influência correspondente à coordenada i ;

m_i : massa discreta correspondente à coordenada i ;

Ca_i : coeficiente de arrasto correspondente à coordenada i ;

z_i : altura do elemento i sobre o nível do terreno;

x_i : deslocamento (normalizado) correspondente à coordenada i de um certo modo de vibração (neste trabalho a notação é φ);

n : número de graus de liberdade preservados no modelo simplificado.

Em geral, um modelo com 10 graus de liberdade ($n = 10$) é suficiente. Porém, para torres autoportantes em que a silhueta varia com a altura alterando suas características é interessante que se considere cada variação como um grau de liberdade (NBR 6123, ABNT 1988).

Em estruturas com período fundamental igual ou inferior a 1,0 segundo, 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, estruturas com período fundamental superior a 1,0 segundo (frequência inferior a 1,0 Hz), em particular aquelas fracamente amortecidas, podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio (NBR 6123, ABNT 1988).

A velocidade de projeto considerada pela norma para ações dinâmicas corresponde à velocidade média sobre dez minutos a dez metros de altura sobre terreno de Categoria II, em m/s (NBR 6123, ABNT 1988), definida por:

$$V_p = 0,69 V_0 S_1 S_3 \quad (32)$$

Essa velocidade origina uma pressão dinâmica em N/m^2 , dada por:

$$q_0 = 0,613 V_p^2 \quad (33)$$

Depois de discretizado o modelo estrutural, é realizado o cálculo das frequências naturais (ω_j) e as formas modais $\Phi = [\varphi_1 \ \varphi_2 \ \dots \ \varphi_J]$ para cada modo de vibração. A NBR 6123:1988 fornece uma fórmula para estimativa do modo fundamental de vibração para alguns tipos de estruturas, dada por:

$$\varphi_1 = \left(\frac{z_i}{h} \right)^\gamma \quad (34)$$

Onde:

z_i : altura do painel i em análise;

h : altura total da estrutura;

γ : coeficiente que depende do tipo da estrutura.

A Tabela 3 mostra indicações dos coeficientes para o cálculo aproximado do primeiro modo de vibração.

Tabela 3 - Parâmetros para a determinação dos efeitos dinâmicos

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

Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Na Tabela 3 são apresentados outros dois parâmetros. O primeiro é a taxa de amortecimento (ζ), e outro parâmetro é o período fundamental (T_1) em segundos.

É importante ressaltar que a norma não apresenta indicações de parâmetros para torres de aço com seção variável, objeto de estudo do presente trabalho.

Alguns autores, como nos estudos de Silva *et al.* (2010), mostraram para os casos analisados que a consideração apenas do primeiro modo é suficiente para obtenção, com razoável aproximação, da resposta dinâmica. Contudo, entende-se que devem ser considerados todos os modos de vibração com frequências abaixo de 1,0 Hz.

A força média é calculada com a expressão:

$$\bar{F}_i = q_0 b^2 C_a A_i \left(\frac{z_i}{10} \right)^{2p} \quad (35)$$

Onde:

b e p : parâmetros que dependem da categoria de rugosidade do terreno, definidos na Tabela 4.

Tabela 4 - Parâmetros b e p

Categoria de Rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

A força flutuante é dada por:

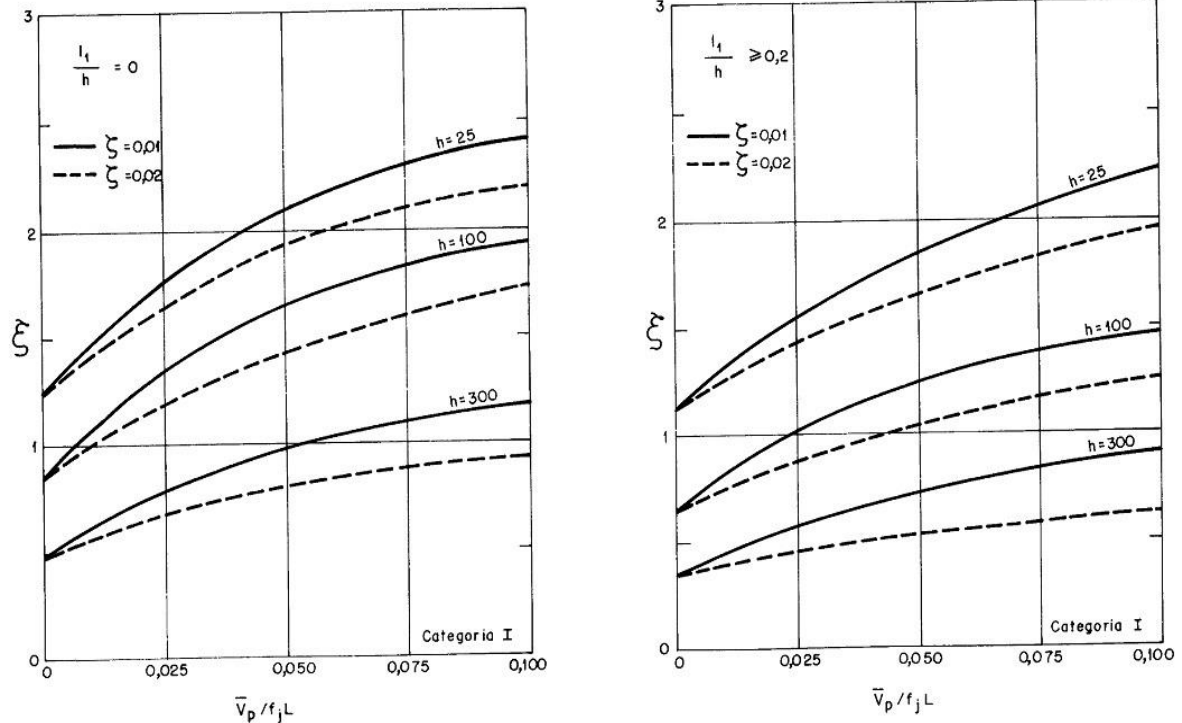
$$\hat{F}_i = F_H \frac{m_i}{m_0} \varphi_i \quad (36)$$

Onde:

$$F_H = q_0 b^2 A_0 \frac{\sum_{i=1}^n C_{ai} \left(\frac{A_i}{A_0} \right) \left(\frac{z_i}{10} \right)^p \varphi_i}{\sum_{i=1}^n \frac{m_i}{m_0} \varphi_i^2} \xi \quad (37)$$

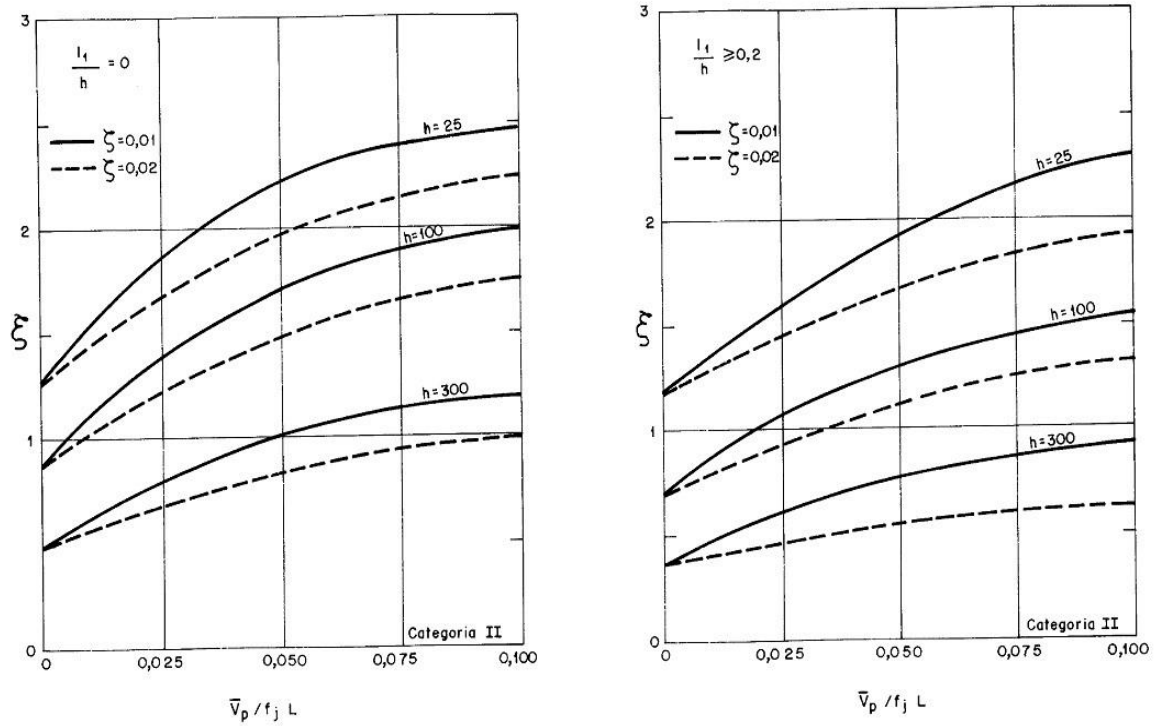
Na equação anterior, m_0 e A_0 denotam uma massa e área arbitrárias de referência. Neste trabalho serão consideradas a soma das massas e áreas em todos os painéis da estrutura em análise. O ξ é o fator de amplificação dinâmica que pode ser encontrado, através de ábacos da norma, em função da velocidade de projeto V_p , das dimensões da estrutura l_1 e h em metros, do fator meteorológico do espectro de Harris, $L=1800m$, e da frequência natural f . Nas Figura 13 a Figura 17 são mostrados os ábacos para encontrar os fatores de amplificação dinâmica.

Figura 13 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria I.



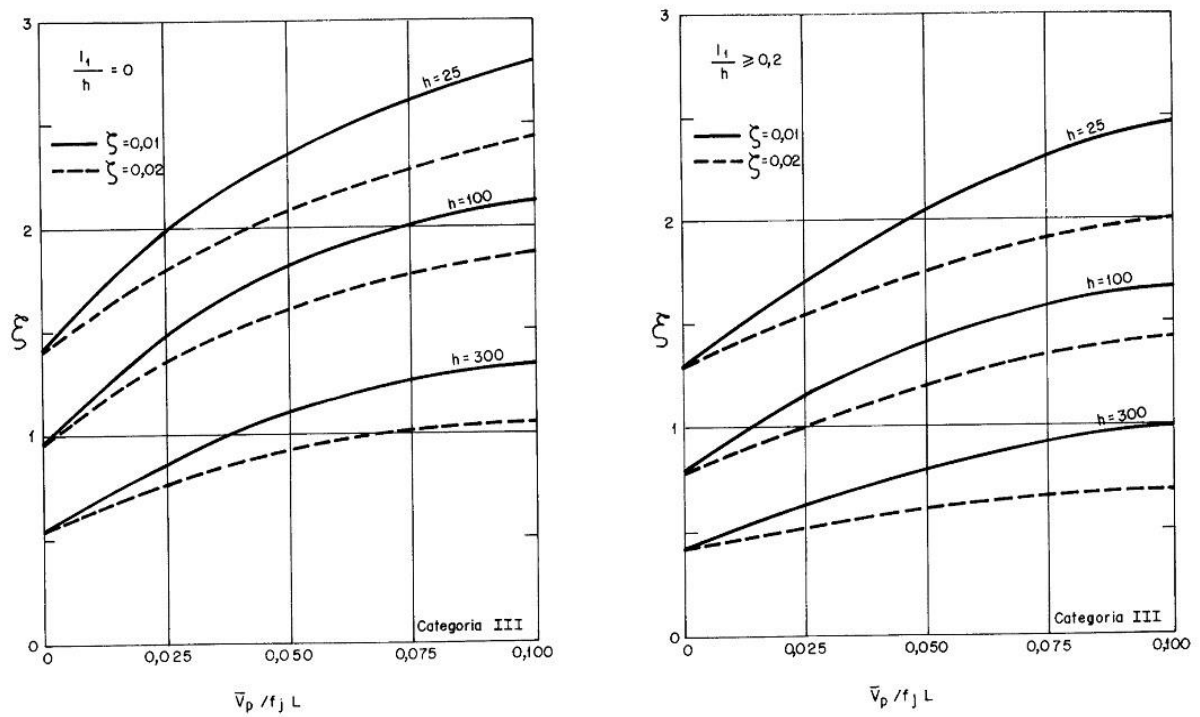
Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988)

Figura 14 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria II.



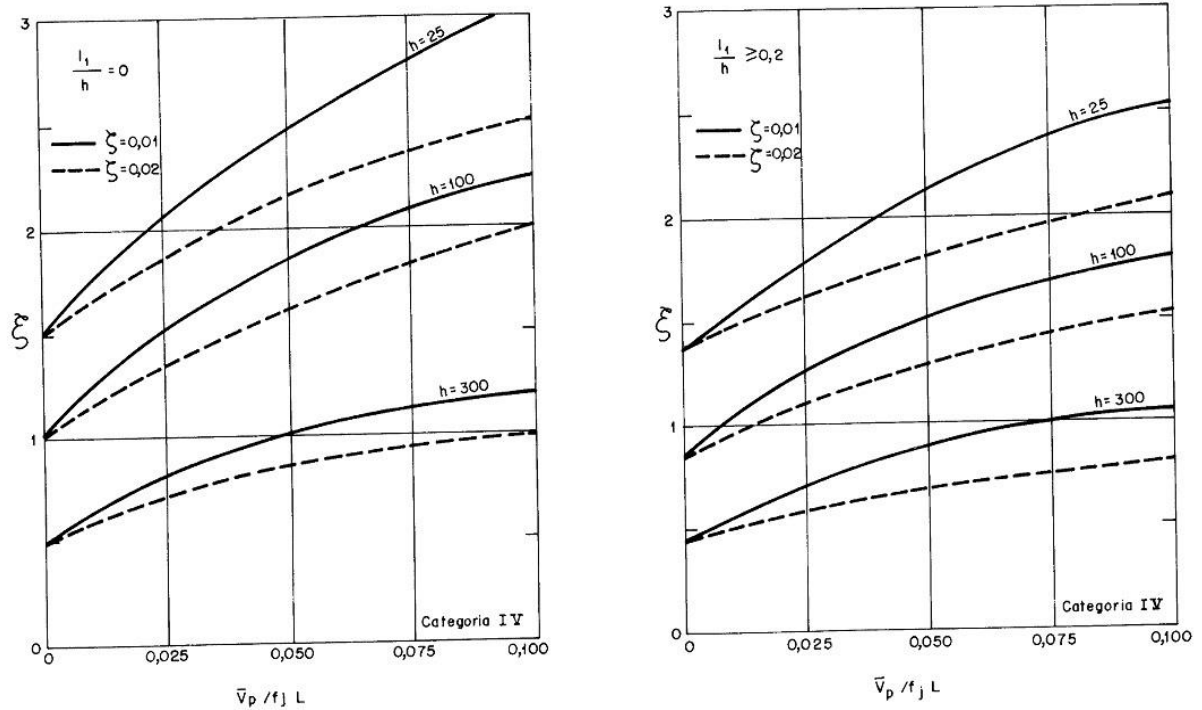
Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Figura 15 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria III.



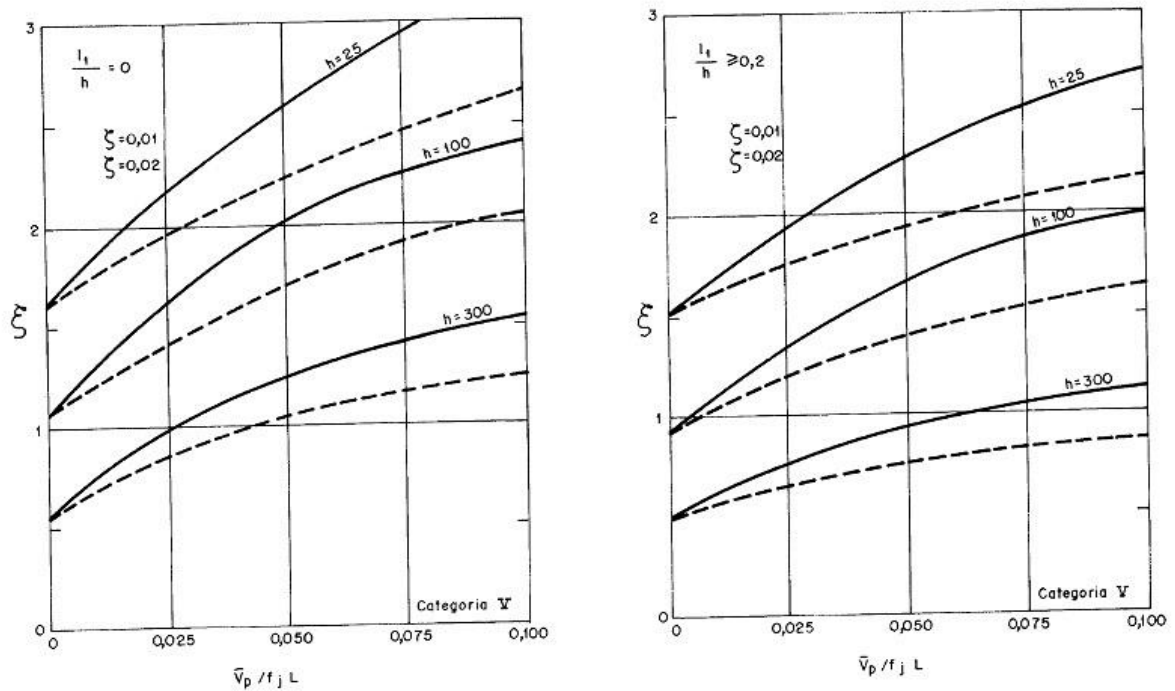
Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Figura 16 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria IV.



Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Figura 17 - Coeficiente de amplificação dinâmica (ξ), para terreno de categoria V.



Fonte: (NBR 6123, ABNT 1988).

Depois de calculadas as forças médias e flutuantes pelas equações (35) e (36), a força total do vento na direção da coordenada i é dada por:

$$F_i = \bar{F}_i + \hat{F}_i \quad (38)$$

3.4 AÇÕES DINÂMICAS DO VENTO – ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO

Como dito anteriormente, a ação do vento depende da sua velocidade média e da velocidade flutuante. No item 3.3 foi apresentada uma forma simplificada de calcular as parcelas de forças flutuantes para levar em conta o efeito dinâmico da ação do vento, porém o real comportamento do vento é um fenômeno aleatório, dessa forma a análise numérica deve ser realizada em termos probabilísticos.

Para o estudo das componentes flutuantes da velocidade do vento são necessários alguns conceitos básicos para melhor entendimento, como os parâmetros estatísticos e as propriedades de turbulência. A variância (equação (39)) representa uma medida de dispersão em torno da média e é definida como o somatório dos quadrados dos desvios dividida pelo número de ocorrências, como o estudo será apenas em cima das flutuações, ou seja, média nula, a equação da variância fica:

$$\sigma_v^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n v_i^2 \quad (39)$$

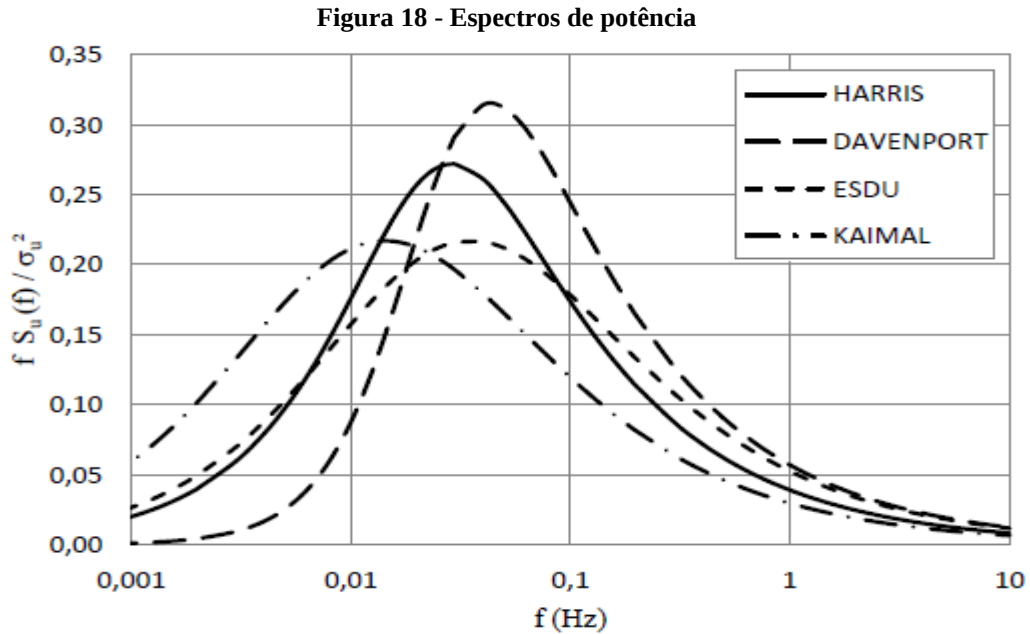
Por definição estatística a raiz quadrada da variância é o desvio padrão σ_v , em que, no estudo do vento representa a flutuação na direção longitudinal da velocidade em torno da média. A rigor a velocidade do vento possui três componentes, a componente longitudinal é a mais estudada, e as transversais são calculadas em função desta última. Neste trabalho não serão consideradas as componentes transversais.

As velocidades flutuantes podem ser obtidas a partir de espectros de potência. O espectro de potência é uma função de densidade que representa a distribuição de energia das rajadas de vento, em função da frequência de ocorrência. Dessa forma a área sob uma função de densidade $S(f)$ é igual a variância (Blessmann, 1995).

$$\sigma^2 = \int_0^{\infty} S(f) df \quad (40)$$

Ou seja, adotando um espectro de potência (função de densidade) é possível calcular a velocidade flutuante integrando a função para obter a variância da velocidade, e posteriormente aplicando a raiz quadrada para se obter o desvio padrão, que é de suma importância para geração de históricos de flutuação de velocidade de vento.

Existem diversos espectros de flutuação da velocidade na literatura, como o de Harris, Devenport, Kaimal e ESDU (Blessmann, 1995). Na Figura 18 estão plotadas algumas as funções de espectro do vento.



Fonte: (Conceição, 2013).

Neste trabalho será adotado o espectro de Harris, o qual é considerado para cálculo dos efeitos dinâmicos na NBR 6123:1988. O espectro é dado pela seguinte expressão (Blessmann, 1995):

$$\frac{f S_v(f)}{\sigma_v^2} = \frac{0,6 X_1}{(2 + X_1^2)^{5/6}} \quad (41)$$

Onde X_1 e σ_v^2 são, respectivamente, a frequência adimensional e a variância, definidas a seguir:

$$X_1 = \frac{1800f}{V_{10}} \quad (42)$$

$$\sigma_v^2 = \frac{20}{3} C_{as} V_{10}^2 \quad (43)$$

Em que C_{as} é o coeficiente de arrasto superficial (Tabela 5), V_{10} é a velocidade média horária a 10,0 m de altura e f é a frequência natural da estrutura.

Tabela 5 - Parâmetro de Rugosidade para as classes da NBR6123:1988

Categoria	z_0 (mm)	P (10 min)	Cas . 10^3
I	5	0,095	2,8
II	70	0,15	6,5
III	200	0,185	13
IV	700	0,23	30
V	1750	0,31	83

Fonte: (Blessmann, 1995)

É importante observar que as velocidades flutuantes do vento ao longo da altura não são iguais, porém existe uma interdependência entre os valores, chamada de correlação espacial. Em uma série temporal a correlação espacial entre dois pontos i e j , para uma defasagem de tempo nula, é dada a seguir:

$$R_{ij}(0) = \frac{1}{T} \int_0^T v_i(z, t) \cdot v_j(z, t) dt \quad (44)$$

Onde v_i e v_j são as velocidades flutuantes nos pontos i e j , respectivamente. Para a geração dos históricos de vento correlacionados espacialmente, pode-se empregar o método de autovalores e autovetores da matriz de correlação espacial apresentado por Buchholdt (1999) *apud* Conceição (2013).

A correlação espacial, pode ser obtida a partir do co-espectro cruzado (equação (45)) que relaciona os espectros de potencia em duas posições, e uma função de co-espectro normalizado (equação (46)) que relaciona as coordenadas das posições onde se deseja calcular as correlações (Simiu e Scanlan (1996) *apud* Conceição (2013)), assim tem-se:

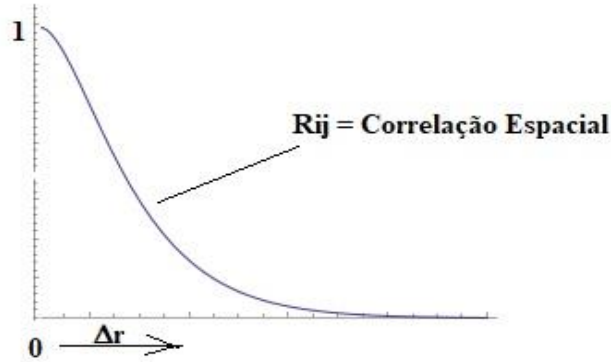
$$S_{ij}(f) = \sqrt{S_i(f)S_j(f)} \Psi_v(\Delta r, f) \quad (45)$$

$$\Psi_v(\Delta r, f) = \exp \left[- \frac{f \sqrt{C_x^2(x_i - x_j) + C_y^2(y_i - y_j) + C_z^2(z_i - z_j)}}{V_{ref}} \left(\frac{z_m}{z_{ref}} \right)^{-0,3} \right] \quad (46)$$

Onde (x_i, y_i, z_i) e (x_j, y_j, z_j) são as coordenadas nos pontos i e j respectivamente, z_m é a altura média entre os pontos i e j , z_{ref} é a altura de referência, V_{ref} é a velocidade média na altura de referência, f é a frequência natural e C_x , C_y , C_z são os coeficientes de decaimento, obtidos experimentalmente. Para valores conservadores são recomendados respectivamente 6, 16 e 10 (Simiu e Scanlan (1996) *apud* Conceição (2013)).

A Figura 19 apresenta um gráfico que representa a correlação espacial da componente flutuante da velocidade de vento, percebe-se pela figura e pelas equações (45) e (46) que, para posições próximas as velocidades são similares e à medida que a distância de referência aumenta o histórico apresenta flutuações diferentes.

Figura 19 - Curva de correlação espacial da componente flutuante do vento.



Fonte: (Autor, 2017).

O método consiste em transformar o vetor que contém os históricos de velocidade $\mathbf{v}(z, t)$ em uma combinação dada por $\mathbf{D} \cdot \mathbf{w}(z, t)$, em que $\mathbf{D}$ é a matriz de correlação cujos elementos são calculados utilizando a equação (44) ou as equações (45) e (46), e $\mathbf{w}(z, t)$ é o vetor de velocidade flutuante no qual os históricos de flutuações não são correlacionados, ou seja, calculados a partir do espectro de potência utilizando algum método numérico, como por exemplo, o método da auto regressão (Buchholdt (1999) *apud* Conceição (2013)).

Neste trabalho para a geração dos históricos de velocidade correlacionados é utilizada uma subrotina que emprega o método citado anteriormente.

Com a velocidade média calculada (equação (32)) e as velocidades flutuantes correlacionadas geradas em cada painel da torre, a força em cada painel é determinada pela equação a seguir:

$$F_i(t) = 0,613 C_{a,i} A_{ef,i} [V_i + v_i(t)]^2 \quad (47)$$

Onde,

$F_i(t)$: Força dinâmica atuante no painel i no instante de tempo t ;

$C_{a,i}$: Coeficiente de arrasto referente ao painel i ;

$A_{ef,i}$: Área efetiva referente ao painel i ;

V_i : Velocidade média referente ao painel i ;

$v_i(t)$: Velocidade flutuante referente ao painel i no instante de tempo t .

Para a consideração do amortecimento aerodinâmico (interação vento-torre) juntamente com a velocidade característica e flutuante é levado em conta a velocidade de resposta da torre ($\dot{x}$). A velocidade de resposta da torre cria uma força de amortecimento que alivia a força de arrasto gerada pela ação do vento. Dessa forma, a consideração do amortecimento aerodinâmico embutido na equação anterior é dada a seguir:

$$F_i(t) = 0,613C_{a,i}A_{ef,i}[V_i + v_i(t) - \dot{x}(t)]^2 \quad (48)$$

Depois de calculadas as forças em cada painel pela equação (48), são calculadas as forças nodais dividindo a força de cada painel pela quantidade de nós a serem carregados contidos no mesmo.

4 IMPLEMENTAÇÃO COMPUTACIONAL

4.1 ELEMENTO DE PÓRTICO ESPACIAL

A adaptação da análise tridimensional é relativamente simples, deve-se substituir as matrizes dos elementos de pórtico plano para pórtico espacial. Como o elemento de pórtico espacial possui seis graus de liberdade por nó sua matriz de rigidez e massa será quadrada de ordem 12, possuindo 144 elementos. Os vetores para alocação das forças também devem possuir 12 elementos. Os vetores relativos às características geométricas das barras devem conter informações de inércia a flexão nas duas direções e inércia à torção.

Nas Figura 20 e Figura 21 mostram, respectivamente, as matrizes de rigidez e massa para um elemento de pórtico espacial.

Figura 20 - Matriz de rigidez para um elemento de pórtico espacial

$$K = \begin{pmatrix} EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & 12EI_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 6EI_z/L^2 & 0 & -12EI_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & 6EI_z/L^2 \\ . & . & 12EI_y/L^3 & 0 & -6EI_y/L^2 & 0 & 0 & 0 & -12EI_y/L^3 & 0 & -6EI_y/L^2 & 0 \\ . & . & . & GJ/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -GJ/L & 0 & 0 \\ . & . & . & . & 4EI_y/L & 0 & 0 & 0 & 6EI_y/L^2 & 0 & 2EI_y/L & 0 \\ . & . & . & . & . & 4EI_z/L & 0 & -6EI_z/L^2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & EA/L & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & 12EI_z/L^3 & 0 & 0 & 0 & -6EI_z/L^2 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & 12EI_y/L^3 & 0 & 6EI_y/L^2 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & . & GJ/L & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & . & . & 4EI_y/L & 0 \\ Simétrica. & . & . & . & . & . & . & . & . & . & . & 4EI_z/L \end{pmatrix}$$

Fonte: (Autor, 2017).

Figura 21 - Matriz de massa para um elemento de pórtico espacial.

$$M = (m'L/420) \times \begin{pmatrix} 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 70 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & 156 & 0 & 0 & 0 & 22L & 0 & 54 & 0 & 0 & 0 & -13L \\ . & . & 156 & 0 & -22L & 0 & 0 & 0 & 54 & 0 & 13L & 0 \\ . & . & . & 140J/A & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 70J/4 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & 4L^2 & 0 & 0 & 0 & -13L & 0 & -3L & 0 \\ . & . & . & . & . & 4L^2 & 0 & 13L & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & 140 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & 156 & 0 & 0 & 0 & -3L^2 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & 156 & 0 & 22L & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & . & 140J/A & 0 & 0 \\ . & . & . & . & . & . & . & . & . & . & 4L^2 & 0 \\ Simétrica. & . & . & . & . & . & . & . & . & . & . & 4L^2 \end{pmatrix}$$

Fonte: (Autor, 2017).

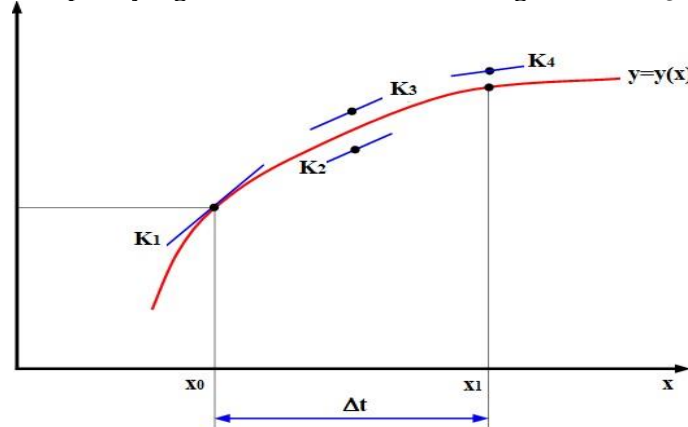
4.2 ANÁLISE DINÂMICA

Para o cálculo dos modos e frequências naturais de vibração foi utilizado o algoritmo de Jacobi. O método de Jacobi é um dos métodos mais antigos de resolução completa do problema de autovalor na forma reduzida com matriz real e simétrica (Soriano, 2014).

Na resolução das equações diferenciais de movimento o método numérico utilizado foi o de *Runge Kutta de Quarta Ordem*. O método consiste em reduzir a equação diferencial de segunda ordem em duas equações diferenciais de primeira ordem, e resolvê-las através de interpolação das tangentes de quatro retas contidas no intervalo de integração (Baratto, 2007).

A Figura 22 mostra a interpretação geométrica do método de Runge Kutta de Quarta Ordem para uma equação diferencial de primeira ordem.

Figura 22 - Interpretação geométrica do método de Runge Kutta de Quarta Ordem.



Fonte: (Autor, 2017).

Seja a equação diferencial de segunda ordem:

$$\frac{d^2y}{dx^2} + q(x) \frac{dy}{dx} = r(x, y) \quad (49)$$

Para transformar essa equação em duas equações de primeira ordem, define-se uma variável auxiliar $z = dy/dx$. Dessa forma a equação (49) é reescrita em duas expressões:

$$\frac{dy}{dx} = z(x, y) = f(x, y, z) \quad (50)$$

$$\frac{dz}{dx} = r(x, y) - q(x)z(x) = g(x, y, z) \quad (51)$$

Para a solução da equação diferencial de segunda ordem é necessário calcular iterativamente as equações (50) e (51), utilizando as inclinações no intervalo do passo (Δt). A seguir estão as expressões das inclinações:

$$k1 = \Delta t \times f(x_n, y_n, z_n) \quad (52)$$

$$l1 = \Delta t \times g(x_n, y_n, z_n) \quad (53)$$

$$k2 = \Delta t \times f\left(x_n + \frac{\Delta t}{2}, y_n + \frac{k1}{2}, z_n + \frac{l1}{2}\right) \quad (54)$$

$$l2 = \Delta t \times g\left(x_n + \frac{\Delta t}{2}, y_n + \frac{k1}{2}, z_n + \frac{l1}{2}\right) \quad (55)$$

$$k3 = \Delta t \times f\left(x_n + \frac{\Delta t}{2}, y_n + \frac{k2}{2}, z_n + \frac{l2}{2}\right) \quad (56)$$

$$l3 = \Delta t \times g\left(x_n + \frac{\Delta t}{2}, y_n + \frac{k2}{2}, z_n + \frac{l2}{2}\right) \quad (57)$$

$$k4 = \Delta t \times f(x_n + \Delta t, y_n + k3, z_n + l3) \quad (58)$$

$$l4 = \Delta t \times g(x_n + \Delta t, y_n + k3, z_n + l3) \quad (59)$$

Com as inclinações calculadas pelas equações (52) a (59), pode-se, então, calcular a solução da equação em cada passo pelas expressões a seguir:

$$y_{n+1} = y_n + \frac{1}{6}(k1 + 2 \cdot k2 + 2 \cdot k3 + k4) \quad (60)$$

$$z_{n+1} = z_n + \frac{1}{6}(l1 + 2 \cdot l2 + 2 \cdot l3 + l4) \quad (61)$$

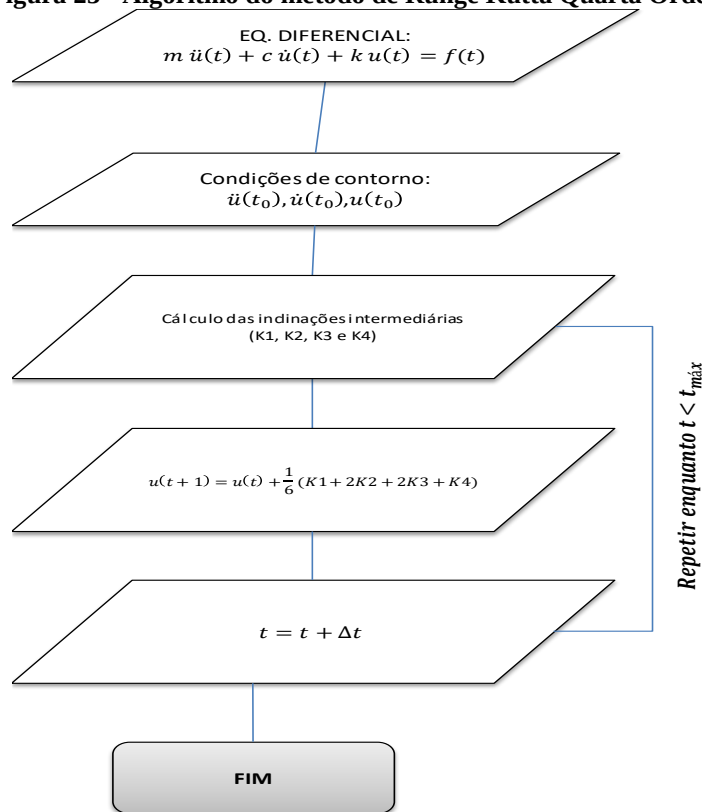
Para o próximo passo, calcula-se a variável independente pela equação (62):

$$x_{n+1} = x_n + \Delta t \quad (62)$$

Conhecido o valor da variável independente do passo seguinte, retoma-se todo o processo anterior a partir da equação (52).

A seguir, na Figura 23, é apresentado o fluxograma do método de *Runge Kutta de Quarta Ordem* descrito anteriormente.

Figura 23 - Algoritmo do método de Runge Kutta Quarta Ordem

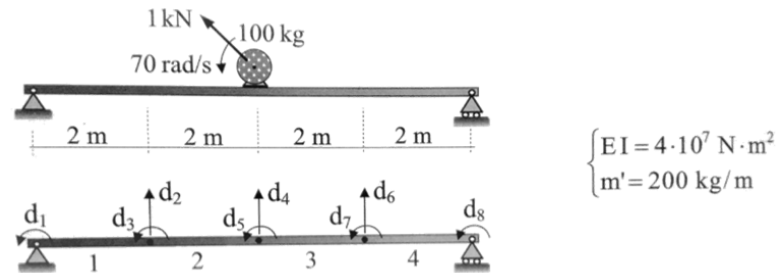


Fonte: (Autor, 2017).

Para se garantir a confiabilidade do algoritmo é necessário que este seja validado. Optou-se por validação através de exemplos disponíveis na literatura.

Para Validação foi escolhido um dos exemplos apresentado por Soriano (2014), conforme descrito a seguir: Considerando uma viga (Figura 24) como suporte a um equipamento rotativo de 100 kg, que opera em regime permanente de 70 rad/s, com 1000 N de força de inércia centrífuga. Determinar: (a) a frequência fundamental de vibração; (b) o histórico de deslocamento na seção média durante um segundo de observação com taxa de amortecimento de 0,02; e (c) os fatores de amplificação dinâmica para diferentes taxas de amortecimento e frequências de excitação. O item (c) não pertence ao exemplo original e foi acrescentado para verificação e assimilação da importância da taxa de amortecimento e da relação entre frequências naturais e de excitação, nas respostas, quanto aos fatores de amplificação dinâmica gerados.

Figura 24 - Viga submetida à força rotativa de um equipamento mecânico.

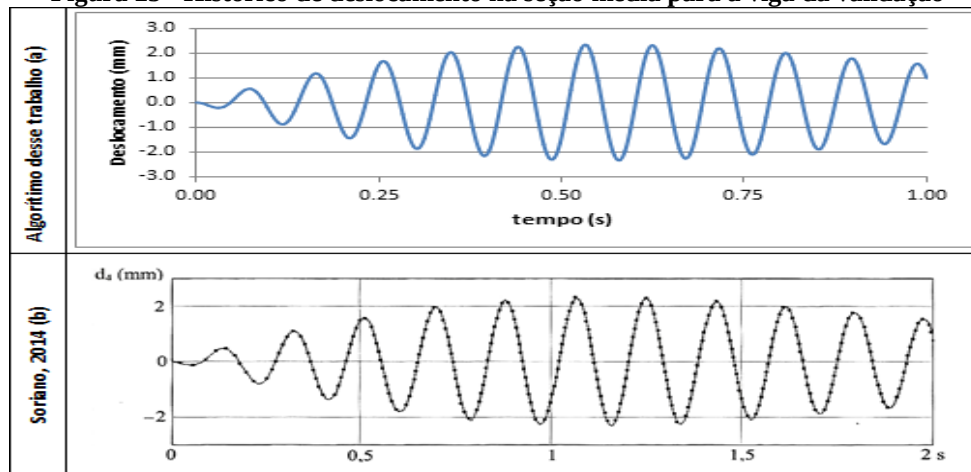


Fonte: (Soriano, 2014).

Quanto ao item (a) obteve-se no algoritmo a frequência fundamental igual a 65,029 rad/s, enquanto que Soriano (2014) apresenta frequência fundamental igual a 65,03 rad/s.

Quanto ao item (b), a Figura 25a mostra histórico de deslocamentos na seção média obtida com o algoritmo implementado neste trabalho. A Figura 25b mostra o histórico de deslocamentos, no mesmo grau de liberdade, apresentado por Soriano (2014).

Figura 25 - Histórico de deslocamento na seção média para a viga da validação



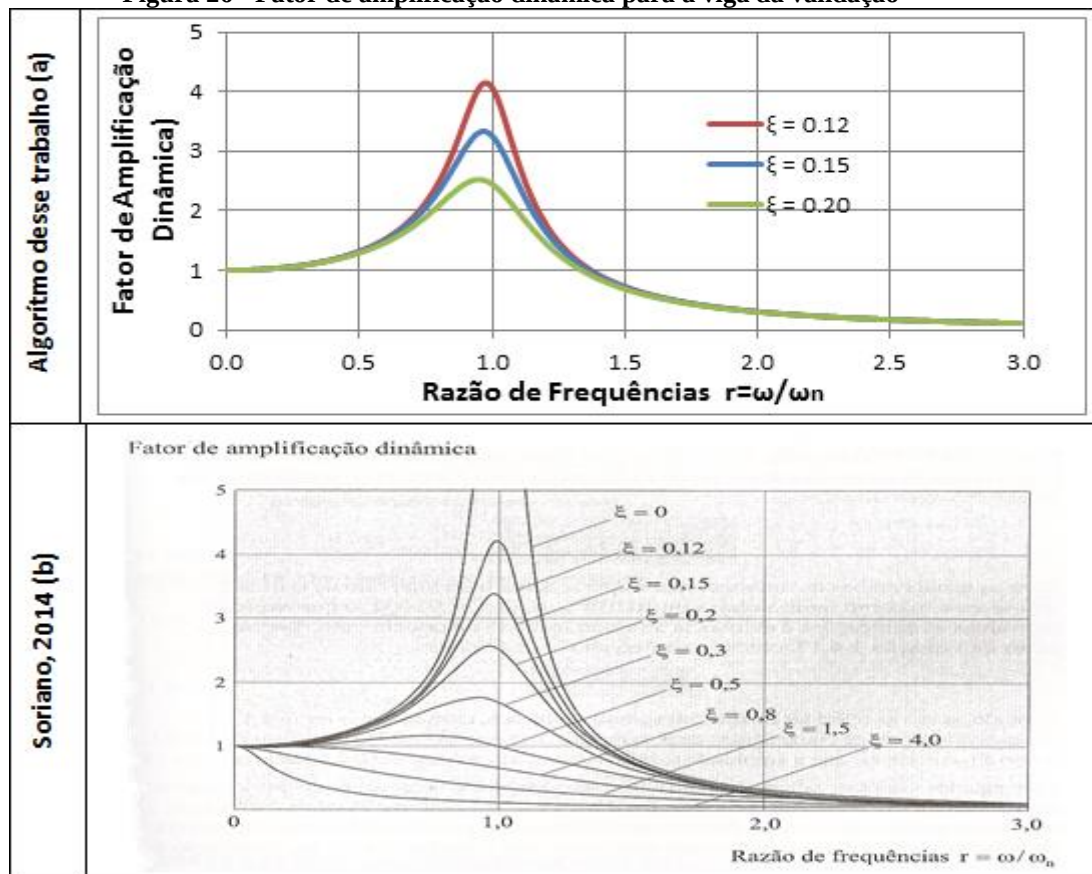
Fonte: (Autor, 2017 e Soriano, 2014).

Nota-se que o gráfico apresentado por Soriano (Figura 25b) apresenta um erro na escala de tempo. O equívoco pode ser percebido contando os ciclos referentes à frequência natural da estrutura para o intervalo de tempo analisado. A frequência natural calculada é de 64,029 rad/s (10,19 Hz), ou seja, o gráfico deveria apresentar aproximadamente 10,2 ciclos por segundo, se tomarmos o intervalo de tempo de um segundo no gráfico apresentado por Soriano será encontrado apenas 5 ciclos, evidenciando a diferença na escala de tempo.

Quanto ao item (c), são apresentados na Figura 26a os gráficos do fator de amplificação dinâmica em função das razões de frequências para três valores de taxa de

amortecimento, utilizando o algoritmo implementado nesse trabalho. A Figura 26b mostra o mesmo gráfico para nove taxas de amortecimento diferentes (Soriano, 2014).

Figura 26 - Fator de amplificação dinâmica para a viga da validação



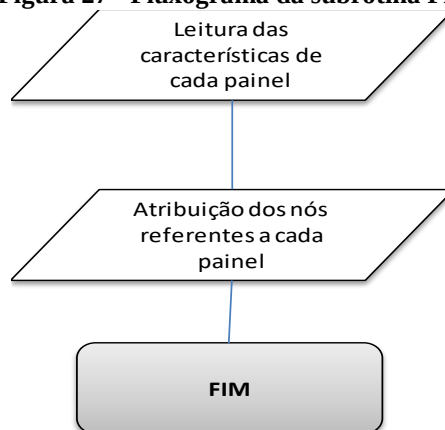
Fonte: (Autor, 2017 e Soriano, 2014).

Durante a análise no *software* foram identificados valores de frequências naturais repetidas validando-se a análise tridimensional, pois esses valores idênticos são referentes aos modos de vibração nas direções perpendiculares ao eixo da viga, a qual possui características idênticas em ambos os planos de flexão. Pode-se considerar também automaticamente a validação estática, visto que, para o cálculo dos autovetores e autovalores, necessita-se da matriz de rigidez e massa da estrutura.

4.3 AÇÃO DE VENTO

Implementadas e validadas a análise de estruturas reticuladas tridimensionais e a análise dinâmica de estruturas procedeu-se com a implementação do cálculo automático das forças oriundas do vento.

A subrotina PAINEL foi desenvolvida para associar todos os nós da estrutura em um painel em função das cotas limites do mesmo. A Figura 27 ilustra o fluxograma do algoritmo.

Figura 27 - Fluxograma da subrotina PAINEL

Fonte: (Autor, 2017).

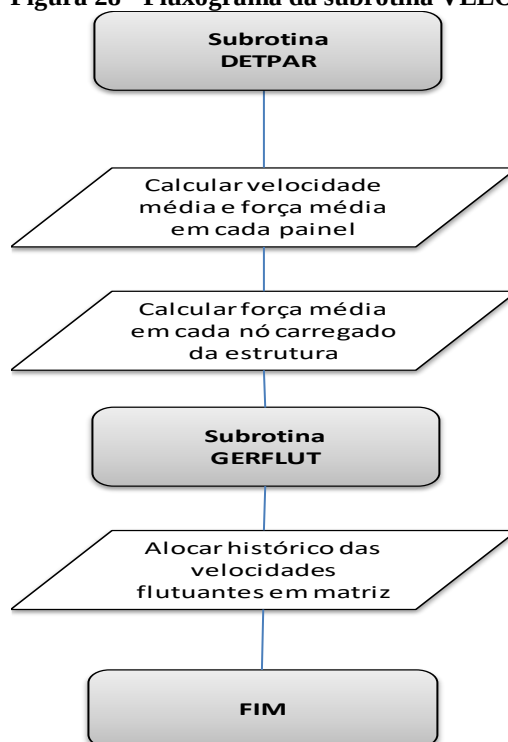
No primeiro bloco desta subrotina, o programa lê as características dos painéis: o número do painel, e suas respectivas cotas limites, coeficiente de arrasto e área efetiva. Dadas as coordenadas da estrutura previamente inseridas no programa principal. No segundo bloco a subrotina associa os nós aos respectivos painéis utilizando as coordenadas nodais como parâmetro e as cotas dos painéis como valor de referência para a associação.

O algoritmo VELOSFOR foi desenvolvido para calcular a velocidade média de projeto, gerar o histórico de velocidade flutuante, e calcular as forças médias. A Figura 28 apresenta o fluxograma da subrotina VELOSFOR.

A subrotina DETPAR é chamada para determinar os parâmetros indicados na Tabela 4 em função da categoria de rugosidade. Esta subrotina também define o comprimento de rugosidade e o coeficiente de arrasto superficial (Cas), necessários para a geração das velocidades flutuantes apresentado por Buchholdt (1999) *apud* Conceição (2013).

Na segunda parte da subrotina VELOSFOR é calculada a velocidade de projeto (equação (31)), depois a velocidade média em cada painel em função da velocidade de projeto e da altura de cada painel, e por fim a força média em cada painel em função da velocidade média.

Figura 28 - Fluxograma da subrotina VELOSFOR



Fonte: (Autor, 2017)

Calculadas as forças médias resultantes em cada painel, são calculadas as forças em cada nó carregado pertencente ao painel. A força por nó é calculada dividindo-se a força resultante do painel pela quantidade de nós alocados nos respectivos painéis.

A subrotina GERFLUT é chamada para gerar as velocidades flutuantes em cada painel utilizando o método proposto por Buchholdt (1999) *apud* Conceição (2013) atribuindo os parâmetros do espectro de Harris.

Os históricos são gerados para um intervalo de 600s (10 minutos) com passo de 0,1s. Gerados os históricos, estes são alocados em matrizes para posterior utilização. Para análises com incrementos de tempo menor que 0,1s as velocidades são interpoladas linearmente. As subrotinas DETPAR e GERFLUT utilizadas foram adaptadas da dissertação de Conceição (2013).

Com os históricos das velocidades flutuantes é possível calcular as forças totais em cada painel da torre através da equação (47), ou ainda através da equação (48) quando considera-se a velocidade da estrutura.

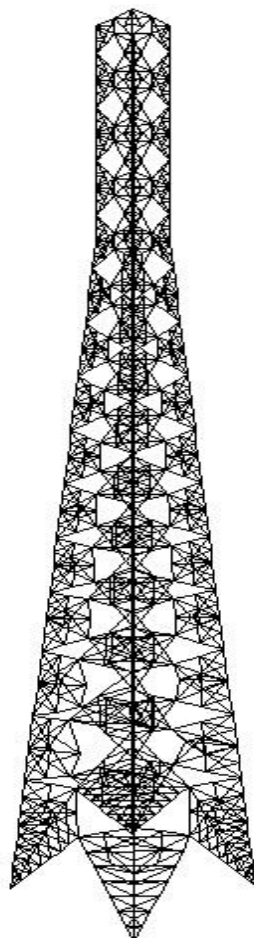
5 ESTUDO DE CASO – TORRES DE TELECOMUNICAÇÕES

5.1 DESCRIÇÃO DA TORRE

A torre a ser estudada neste trabalho é um modelo simplificado elaborado pelo autor para realizar as avaliações pertinentes. Trata-se de uma torre de 80,0 metros de altura destinado à telecomunicação de silhueta variável. A base quadrada da torre tem 10,0 metros de largura variando até 3,0 metros de largura até os 60,0 metros de altura, permanecendo constante até os 80,0 metros de altura. Considerou-se alocadas na torre duas antenas de 3,6 metros de diâmetro, área exposta de 10,75 m² e peso de 405 kg cada. Considerou-se uma das antenas no topo da torre, e outra a 75,0 metros de altura.

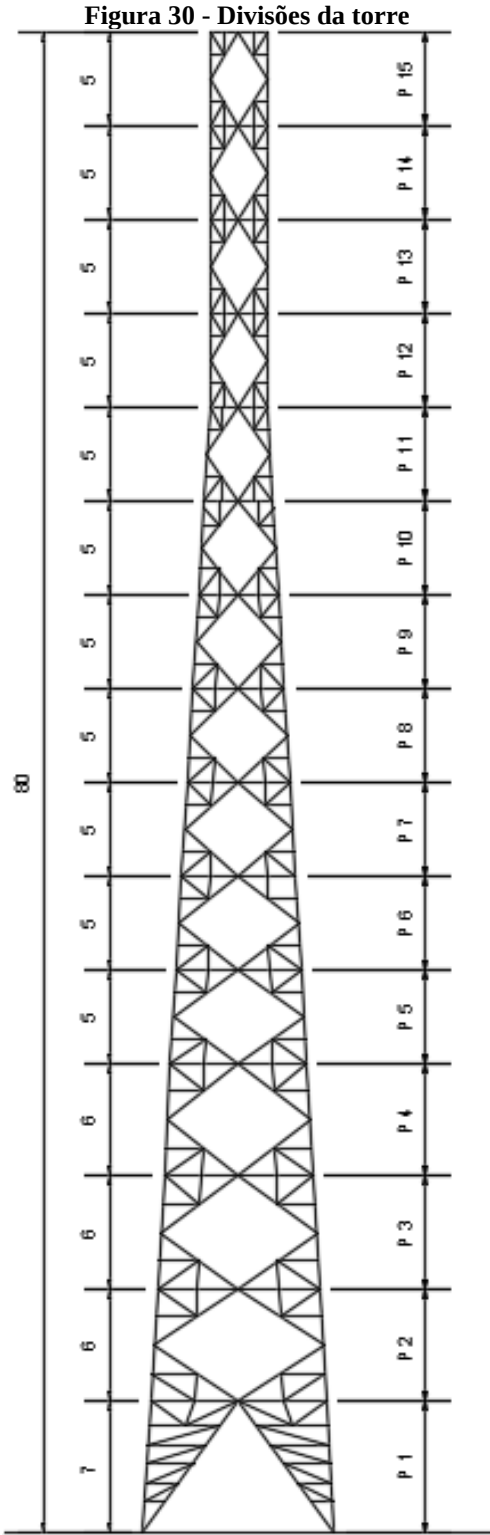
A torre foi projetada utilizando perfis cantoneira de abas iguais variando de L50,8x6,99 a L127X23,52; adotadas via pré-dimensionamento para cargas permanentes. O tipo de aço considerado foi o ASTM A36 com tensão de escoamento igual a 250 MPa e módulo de elasticidade igual a 200 GPa. A Figura 29 apresenta uma vista 3D da torre analisada gerada pelo algoritmo do *software*.

Figura 29 - Vista 3D da torre em análise



Fonte: (Autor, 2017).

A torre foi dividida em 15 painéis, conforme Figura 30, cujas características são apresentadas na Tabela 6.



Fonte: (Autor, 2017)

Tabela 6 - Características dos painéis

Painel	H (m)	Z(m)	m (kg)	Ap(m²)	Aef(m²)	Aef/Ap	Ca
1	7.000	7.000	1603.318	67.142	10.221	0.152238	3.139
2	6.000	13.000	1311.933	53.000	8.315	0.156886	3.116
3	6.000	19.000	1258.172	48.800	7.851	0.160877	3.096
4	6.000	25.000	1204.830	44.600	7.390	0.165693	3.072
5	5.000	30.000	1049.539	33.958	6.552	0.192928	2.935
6	5.000	35.000	1005.079	31.042	6.167	0.19868	2.907
7	5.000	40.000	961.030	28.125	5.786	0.205739	2.877
8	5.000	45.000	917.472	25.208	5.409	0.214584	2.842
9	5.000	50.000	874.496	22.292	5.037	0.225946	2.796
10	5.000	55.000	832.215	19.375	4.670	0.241009	2.736
11	5.000	60.000	790.757	16.458	4.309	0.2618	2.653
12	5.000	65.000	747.928	15.000	3.916	0.261096	2.656
13	5.000	70.000	747.928	15.000	3.916	0.261096	2.656
14	5.000	75.000	1152.930	15.000	14.666	0.977733	1.978
15	5.000	80.000	1256.050	15.000	14.857	0.990467	1.990

Fonte: (Autor, 2017).

A Tabela 6 indica as características de cada painel da torre em análise, onde:

H : altura de cada painel;

Z : distância do painel para a base;

m : massa dos perfis contidos no painel;

A_p : área bruta do painel;

A_{ef} : área frontal efetiva do painel, área da projeção ortogonal das barras do reticulado do painel sobre um plano perpendicular à direção do vento.

A_{ef}/A_p : relação entre área efetiva e área bruta;

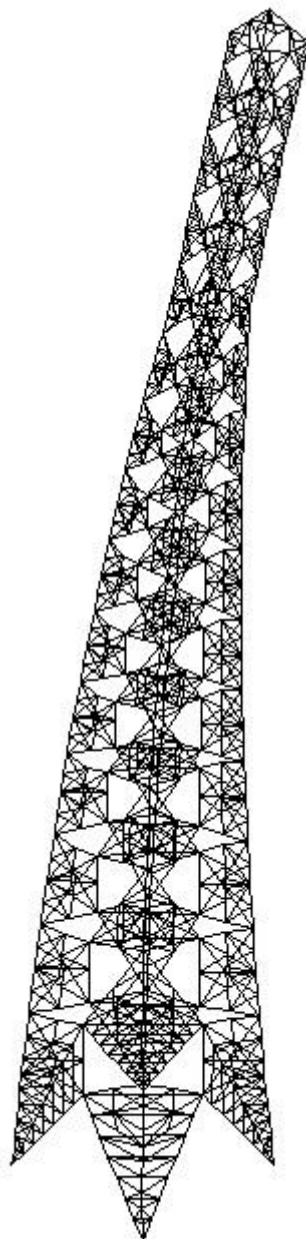
Ca : coeficiente de arrasto calculado em função de (A_{ef}/A_p) , utilizando o ábaco da Figura 8.

Nota-se da Tabela 6 que os últimos painéis possuem uma área efetiva e massa muito grande em relação os demais, isso deve-se à presença das antenas situadas nos dois últimos painéis.

As quatro primeiras frequências naturais da estrutura calculadas pelo *software* são, em ordem crescente, 0,67 Hz, 0,67 Hz, 1,32 Hz e 2,17 Hz. A Figura 31 mostra o primeiro modo de vibração. O segundo modo é similar ao primeiro, diferenciando-se apenas pela direção dos

deslocamentos modais (perpendicular em relação ao primeiro). O terceiro e quarto modos apresentam-se como modos locais agindo em alguns poucos elementos na base da torre.

Figura 31 - 1º Modo de vibração da torre em estudo



Fonte: (Autor, 2017).

5.2 DESCRIÇÃO DO VENTO

Para a realização da análise estática foram calculadas as forças do vento seguindo o roteiro exposto no item 3.2 deste trabalho. Os parâmetros relacionados ao vento considerados foram:

- a) Velocidade básica do vento igual a 30 m/s, correspondendo à velocidade na região de Sergipe de acordo com o mapa de isopletras;
- b) Fator topográfico S_1 igual a 1,0 considerando que a torre esteja situada em terreno plano ou fracamente acidentado;
- c) Fator probabilístico S_3 igual a 1,1 já que a ruína total ou parcial pode afetar o socorro a pessoas;
- d) Estrutura situada em terreno de Categoria I.

5.3 RESULTADOS PARA O VENTO ESTÁTICO (NBR 6123:1988)

Com os dados da torre apresentados no item 5.1 e as características do vento apresentadas no item 5.2 é possível calcular a velocidade característica e a respectiva força estática do vento ao longo da altura da torre.

A Tabela 7 apresenta os respectivos valores das forças estáticas. Observa-se que apesar da velocidade do vento aumentar com a altura da torre a força diminui para esse caso, pois as dimensões da torre diminuem a medida que aumenta sua altura, diminuindo a área efetiva e a conseqüentemente diminuindo a força estática.

Tabela 7 - Forças estáticas devido ao vento em cada painel da torre

Painel	$A_{ef}(m^2)$	C_a	$V_k(m/s)$	Festática (kN)
1	10.221	3.139	34.246	23.066
2	8.315	3.116	35.763	20.311
3	7.851	3.096	36.726	20.094
4	7.390	3.072	37.438	19.502
5	6.552	2.935	37.919	16.950
6	6.167	2.907	38.330	16.145
7	5.786	2.877	38.690	15.276
8	5.409	2.842	39.010	14.340
9	5.037	2.796	39.299	13.334
10	4.670	2.736	39.562	12.258
11	4.309	2.653	39.804	11.101
12	3.916	2.656	40.028	10.215
13	3.916	2.656	40.236	10.321
14	14.666	1.978	40.431	29.064
15	14.857	1.990	40.614	29.901

Fonte: (Autor, 2017).

Aplicando as forças da Tabela 7 nos respectivos painéis da torre obtêm-se um deslocamento no topo da estrutura igual a 0,323 m.

5.4 RESULTADOS PARA O VENTO DINÂMICO (NBR 6123:1988)

Com os dados da torre apresentados no item 5.1 e as características do vento apresentado no item 5.2 deste trabalho é possível calcular as respectivas forças média e flutuante ao longo da altura da torre seguindo as prescrições da NBR 6123:1988, estes valores são apresentados na Tabela 8.

A velocidade de projeto calculada com a equação (32) foi igual a 22,77 m/s. A taxa de amortecimento obtida pela Tabela 3 foi considerada igual a 0,8% e o fator de amplificação dinâmica obtido no ábaco da Figura 13 foi igual a 1,2. A frequência natural referente ao primeiro modo de vibração utilizado para calcular o fator de amplificação dinâmica foi calculado utilizando recomendações da Tabela 3 resultando em $f_1 = 0,833$ Hz, a forma modal utilizada foi a indicada pela equação (34).

Tabela 8 - Força dinâmica segundo a NBR 6123:1988 em cada painel

Painel	Z(m)	m (kg)	Aef(m²)	Ca	Ai/A0	ϕ_i	β_i	mi/m0	$\phi_i^2 mi/m0$	$\bar{F}_i$ (kN)	$\hat{F}_i$ (kN)	F (kN)
1	7.000	1603.318	10.221	3.139	0.094	0.016	0.284	0.102	0.000	14.416	0.499	14.915
2	13.000	1311.933	8.315	3.116	0.076	0.046	0.244	0.083	0.000	13.093	1.170	14.263
3	19.000	1258.172	7.851	3.096	0.072	0.087	0.237	0.080	0.001	13.201	2.139	15.340
4	25.000	1204.830	7.390	3.072	0.068	0.138	0.227	0.077	0.001	12.990	3.266	16.256
5	30.000	1049.539	6.552	2.935	0.060	0.189	0.196	0.067	0.002	11.393	3.879	15.272
6	35.000	1005.079	6.167	2.907	0.057	0.245	0.185	0.064	0.004	10.936	4.827	15.763
7	40.000	961.030	5.786	2.877	0.053	0.308	0.174	0.061	0.006	10.417	5.792	16.209
8	45.000	917.472	5.409	2.842	0.050	0.376	0.163	0.058	0.008	9.836	6.755	16.591
9	50.000	874.496	5.037	2.796	0.046	0.450	0.150	0.056	0.011	9.194	7.702	16.896
10	55.000	832.215	4.670	2.736	0.043	0.529	0.138	0.053	0.015	8.493	8.619	17.112
11	60.000	790.757	4.309	2.653	0.040	0.613	0.124	0.050	0.019	7.725	9.495	17.220
12	65.000	747.928	3.916	2.656	0.036	0.703	0.114	0.048	0.023	7.137	10.290	17.427
13	70.000	747.928	3.916	2.656	0.036	0.797	0.115	0.048	0.030	7.238	11.671	18.909
14	75.000	1152.930	14.666	1.978	0.134	0.896	0.322	0.073	0.059	20.452	20.230	40.682
15	80.000	1256.050	14.857	1.990	0.136	1.000	0.330	0.080	0.080	21.109	24.595	45.704
mo (kg) = 15713.68		A0 (m²) = 109.06		$\beta_i = Cai \cdot (Ai/A0) \cdot (zi/10)^p$				$\Sigma \beta_i \phi_i = 1.27184$		$\Sigma \phi_i^2 mi/m0 = 0.2601153$		

Fonte: (Autor, 2017).

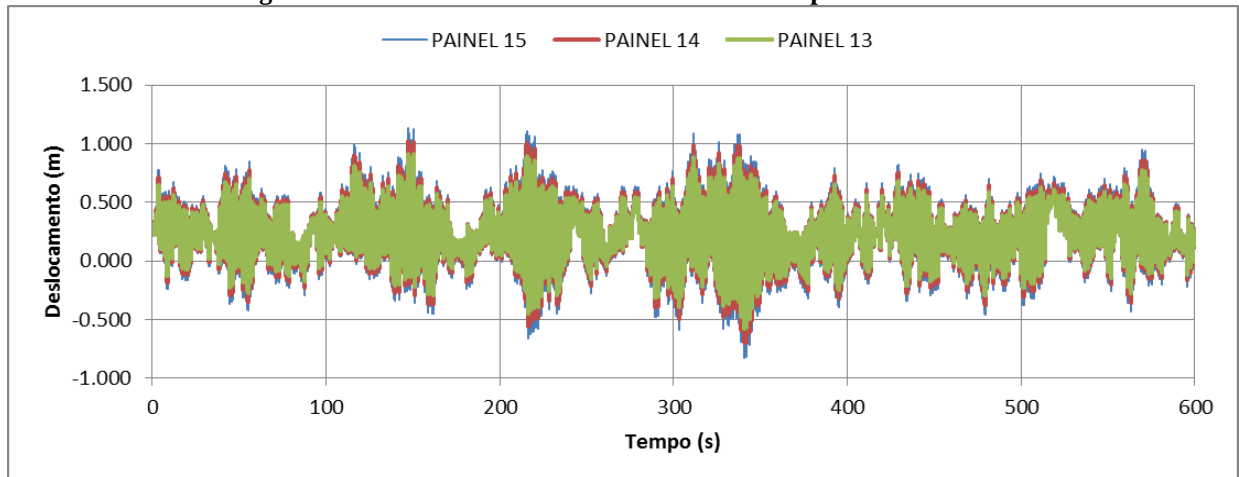
Aplicando as forças da Tabela 8 nos respectivos painéis da torre obtêm-se um deslocamento no topo da estrutura igual a 0,467 m.

5.5 RESULTADOS PARA ANÁLISE DINÂMICA NO DOMÍNIO DO TEMPO

Com os dados da torre apresentados no item 5.1, considerando a mesma taxa de amortecimento do item 5.4, as características do vento apresentadas no item 5.2 e utilizando as formulações do item 3.4 implementadas em algoritmos computacionais deste trabalho é possível calcular as respectivas forças média e flutuante ao longo da altura da torre bem como a resposta dinâmica no domínio do tempo via método da superposição modal.

A Figura 32 apresenta os deslocamentos na direção da velocidade média no topo dos três últimos painéis da torre desconsiderando-se a interação vento-torre. Nota-se que a diferença na resposta dinâmica para os mesmos não foram expressivas.

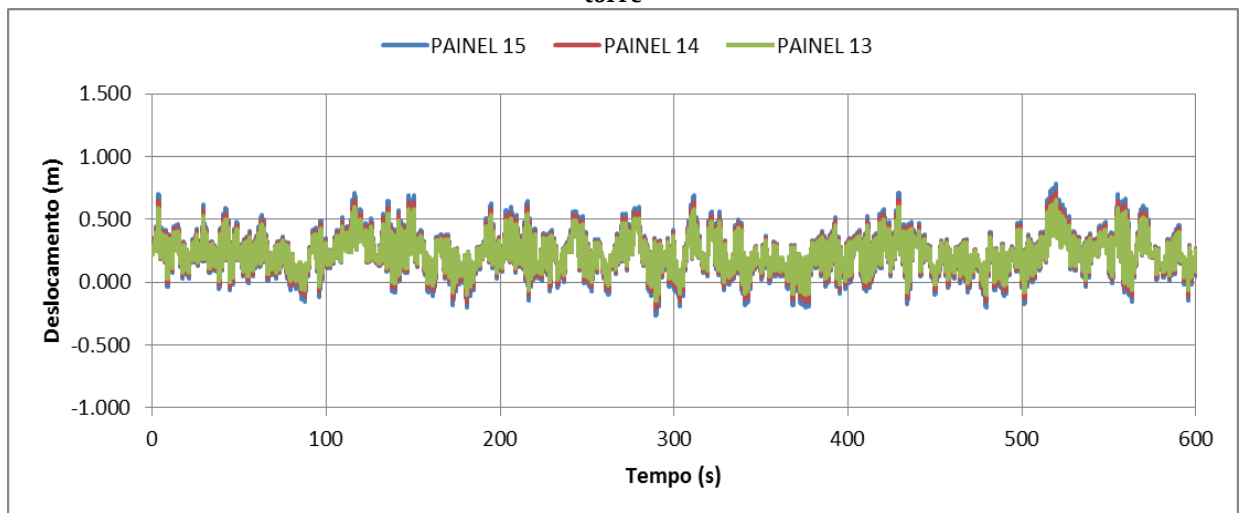
Figura 32 - Histórico de deslocamento nos últimos painéis da torre



Fonte: (Autor, 2017).

A Figura 33 apresenta os deslocamentos na direção da velocidade média considerando-se velocidade da torre amortecendo a resposta da mesma.

Figura 33 - Histórico de deslocamento nos últimos painéis da torre considerando-se a interação vento-torre

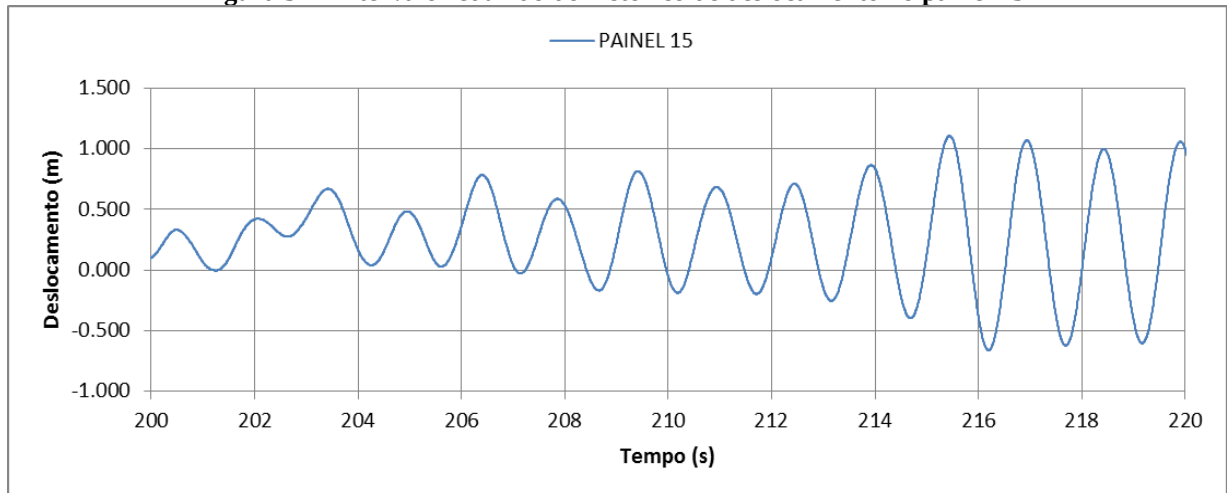


Fonte: (Autor, 2017).

Uma forma simples de avaliar em que frequência a estrutura está respondendo é contar o número de ciclos em um determinado trecho do histórico. A Figura 34 apresenta um intervalo do histórico de deslocamento do painel 15 ampliado. Contando-se o número de ciclos de deslocamento e dividindo-o pelo intervalo analisado, chega-se a uma frequência de

aproximadamente 0,675 Hz. Esse valor é muito próximo da primeira frequência calculada e indicada no item 5.1.

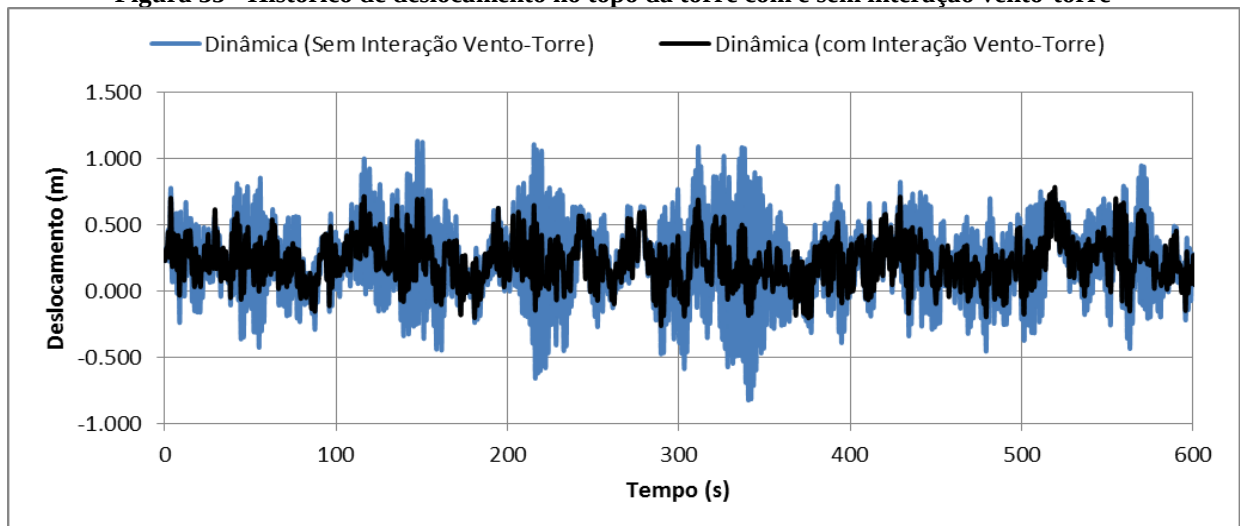
Figura 34 - Intervalo reduzido do histórico de deslocamento no painel 15



Fonte: (Autor, 2017)

Na Figura 35 são mostradas as respostas no topo da torre (topo do painel 15) contidas nas Figura 32 e Figura 33. É possível perceber uma diferença significativa na resposta da estrutura quando considera-se a interação vento-torre.

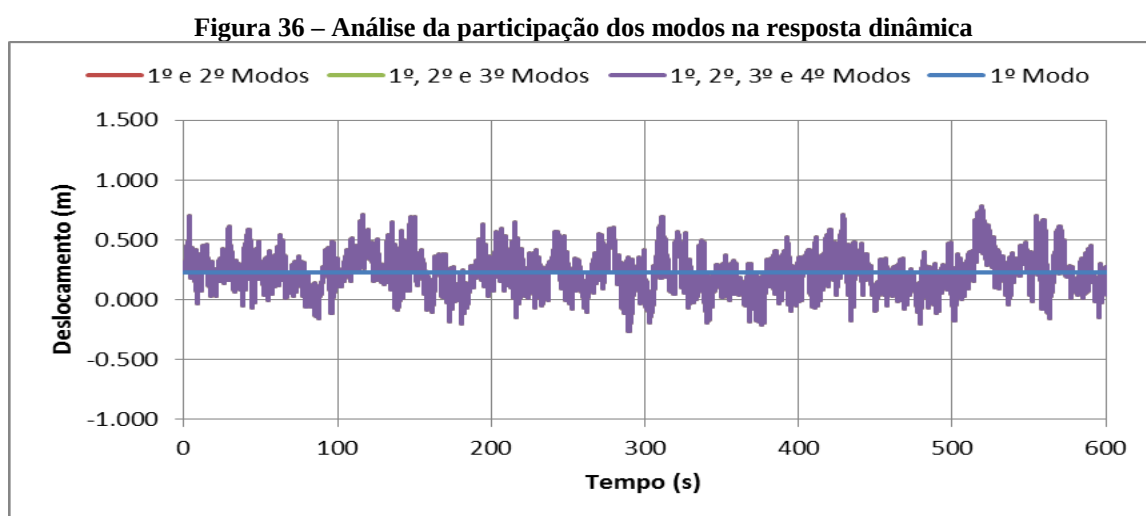
Figura 35 - Histórico de deslocamento no topo da torre com e sem interação vento-torre



Fonte: (Autor, 2017).

A Figura 36 mostra a resposta da estrutura (com interação vento-torre) considerando-se diferentes números de modos contribuintes. Nota-se que se a estrutura for analisada considerando apenas o primeiro modo, não há resposta dinâmica, pois o primeiro modo possui deslocamentos perpendiculares à direção do vento incidente, aparecendo apenas o

deslocamento referente às forças médias (estáticas). Quando a análise é feita considerando-se os dois primeiros modos, observa-se o surgimento da oscilação do deslocamento. Nota-se que a partir deste, mesmo para um acréscimo do número de modos a resposta permanece igual, visto que os modos locais estão localizados próximos à base da torre, não contribuindo para as respostas globais. Neste trabalho, os resultados foram calculados considerando os quatro primeiros modos de vibração, embora como visto na Figura 36, poderia ser considerado apenas o 2º modo.



Fonte: (Autor, 2017).

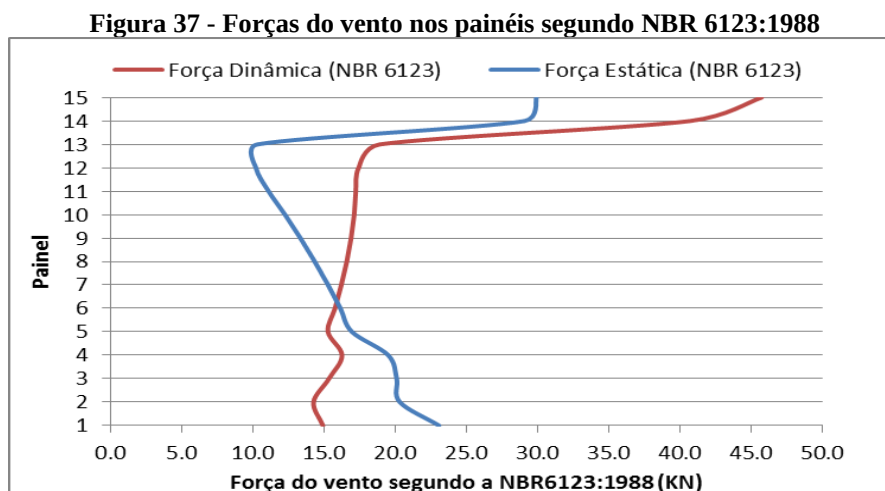
5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS (DINÂMICA x ESTÁTICA)

A partir dos dados mostrados nos itens anteriores, pode-se perceber certas diferenças quando aplica-se o vento de diversas formas. Neste item será feita uma análise das principais diferenças detectadas nos resultados apresentados dos itens 5.3 a 5.5 deste trabalho.

Na Figura 37 pode-se perceber de forma visual a diferença entre a análise feita pelos dois métodos apresentados no escopo da norma brasileira para ação do vento (NBR 6123:1988). A análise dinâmica utilizando o método simplificado recomendado pela norma fornece valor maior de força em relação à análise estática a partir do painel 6. Mesmo chamado de análise dinâmica percebe-se que o método simplificado da norma não leva em conta a variação da força com o tempo, apesar de utilizar parâmetros dinâmicos.

O procedimento normativo é pautado em cima da análise no domínio da frequência, as fórmulas descritas no item 3.3 propõe simular os efeitos dinâmicos preponderantes nas estruturas. Outra observação que podemos tirar da Figura 37 é que a força dinâmica pela

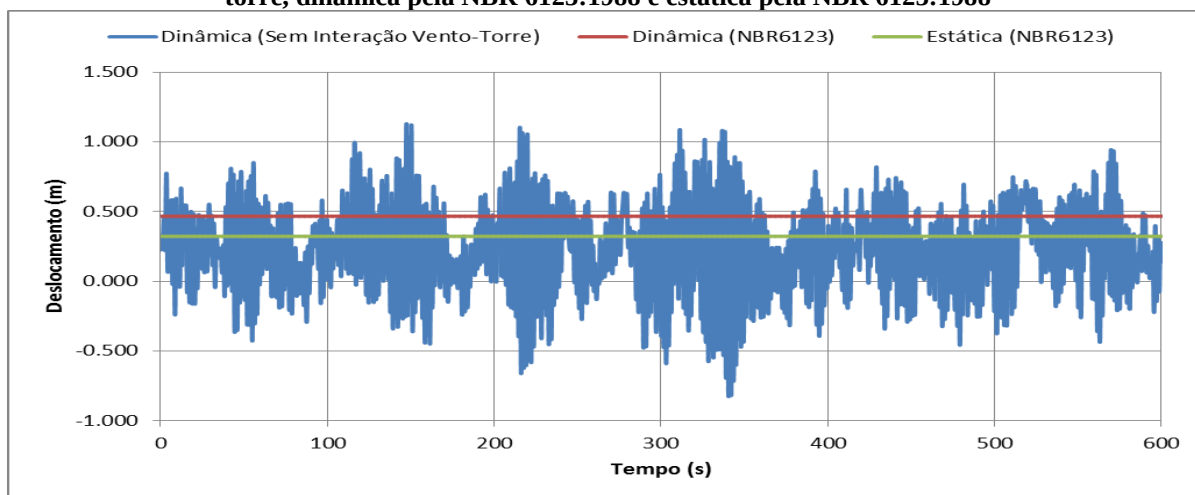
norma, diferente da força estática, aumenta (mesmo que discretamente) ao longo da altura da torre, mesmo havendo uma redução da área efetiva em cada painel.



Fonte: (Autor, 2017).

A Figura 38 apresenta os deslocamentos no topo da torre para análise estática, dinâmica pelo método simplificado da NBR 6123:1988 e a análise dinâmica no domínio do tempo desconsiderando-se a interação vento-torre. Pode-se perceber que, assim como identificado no gráfico anterior, a resposta dinâmica pela norma é maior que a resposta quando aplicada as forças estáticas do vento. A resposta dinâmica no domínio do tempo apresenta picos bem acima, tanto da resposta estática quanto dinâmica da norma. Por exemplo, no intervalo de 100 a 300 segundos é possível identificar picos de deslocamentos acima de 1,0 m na direção do vento, e aproximadamente 0,75 m na direção contrária do vento.

Figura 38 - Histórico de deslocamento no topo da torre para três situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988



Fonte: (Autor, 2017).

Diferente da análise estática e dinâmica da norma, a análise dinâmica no domínio do tempo oferece um conjunto de valores (deslocamentos) com características probabilísticas, dessa forma os dados não podem ser tomados simplesmente por picos e nem apenas pela média. É possível calcular a resposta máxima do histórico de deslocamento apresentado na figura anterior pelas expressões a seguir (Davenport (1961) *apud* Conceição (2013)):

$$X_{max} = X_{med} + g \cdot \sigma_x \quad (63)$$

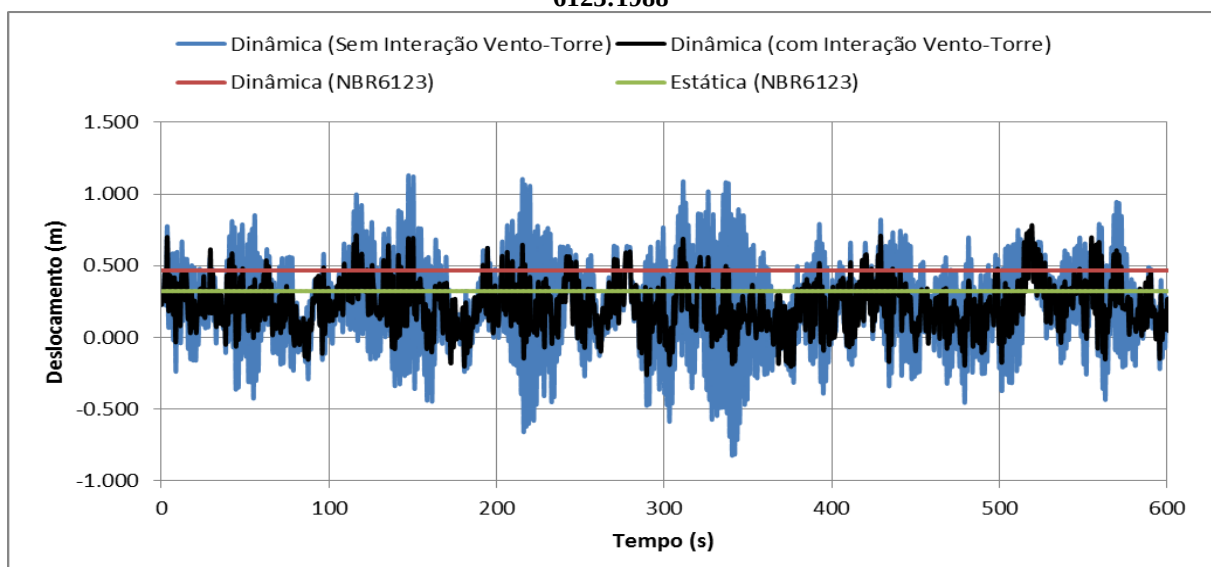
$$g = \sqrt{2 \ln(fT)} + \frac{0,577}{\sqrt{2 \ln(fT)}} \quad (64)$$

Onde X_{med} é o deslocamento devido a força média, g é um fator de pico, f é a frequência de resposta da estrutura e T é o intervalo de tempo da estimativa.

Dessa forma, considerando-se o intervalo de tempo do histórico igual a 600 segundos obteve-se um desvio padrão igual a 0,285 m, e tem-se, para o modo fundamental, o fator de pico igual a 3,629. Aplicando os valores nas equações anteriores obtêm-se uma resposta máxima para a análise dinâmica no domínio do tempo igual a 1,256 m. Nota-se uma diferença considerável, mesmo se comparado com a análise dinâmica pela norma. A mesma formulação é aplicada também para estimativa da resposta dos deslocamentos na análise dinâmica considerando-se o amortecimento aerodinâmico.

A Figura 39 mostra a resposta no topo da torre para os quatro casos analisados neste trabalho.

Figura 39 - Histórico de deslocamento no topo da torre para quatro situações: dinâmica sem interação vento-torre, dinâmica com interação vento-torre, dinâmica pela NBR 6123:1988 e estática pela NBR 6123:1988



Fonte: (Autor, 2017).

Com as quatro respostas plotadas no gráfico anterior pode-se perceber que o método escolhido pelo engenheiro na elaboração do projeto tem grande influência. A Tabela 9 apresenta os valores referentes aos deslocamentos no topo da torre.

Tabela 9 - Análise dos deslocamentos horizontais no topo da torre				
Deslocamentos (m)				
	Estática (NBR6123)	Dinâmica (NBR6123)	Sem Interação Vento-Torre	Com Interação Vento-Torre
Máximo	0.323	0.467	1.131	0.783
Mínimo	0.323	0.467	-0.826	-0.264
Média	-	-	0.223	0.223
Desvio Padrão	-	-	0.285	0.163
g	-	-	3.629	3.629
Deslocamento Máximo	0.323	0.467	1.256	0.814

Fonte: (Autor, 2017).

Aplicando as equações (63) e (64) na resposta dinâmica considerando-se a interação vento-torre observa-se que o deslocamento máximo (0,814 m) é bem menor se não for considerada essa interação. Pode-se perceber uma redução significativa na resposta da estrutura comparando as análises dinâmicas com e sem interação vento-torre, porém ambos ainda possuem valores maiores que as análises realizadas utilizando as prescrições normativas.

A Tabela 10 indica os fatores de amplificação para cada uma das análises. Esse fator é a razão entre a resposta dinâmica e estática da estrutura.

Tabela 10 - Fator de amplificação da resposta da torre	
Fator de Amplificação	
Dinâmica (NBR6123)	1.45
Dinâmica Sem Int. Vento-Torre	3.89
Dinâmica Com Int. Vento-Torre	2.52

Fonte: (Autor, 2017).

Nota-se uma amplificação de quase uma vez e meia em relação à análise estática da norma. Considerando-se a análise no domínio do tempo sem interação vento-torre a amplificação é de quase quatro vezes, e com interação vento-torre a amplificação é de aproximadamente duas vezes e meia.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA CONTINUIDADE DO TRABALHO

Foi apresentado, neste trabalho, a análise numérica de uma torre autoportante para telecomunicações sujeita às ações estáticas e dinâmicas do vento. A análise estática e dinâmica foi realizada através de um *software* adaptado para considerações do efeito do vento.

A análise estática do vento é relativamente simples de ser realizada, porém, como visto nesse trabalho apresentou valores bem abaixo se comparado a outros métodos. Vale ressaltar que a norma brasileira recomenda analisar de forma dinâmica o vento quando a estrutura apresentar frequência natural abaixo de 1,0 Hz.

A análise dinâmica de acordo com a norma brasileira apresentou deslocamentos maiores se comparados com a análise estática, o que era de se esperar visto que a estrutura possui uma frequência abaixo de 1,0 Hz.

O deslocamento para a análise dinâmica no domínio do tempo sem interação vento-torre apresentou um valor aproximadamente 288,8% maior que o deslocamento para a análise estática da norma, se levado em conta a interação vento-torre a diferença cai para aproximadamente 152,1%, porém valor ainda muito distante do estático.

Para a análise dinâmica do deslocamento no domínio do tempo sem interação vento-torre apresentou uma diferença de aproximadamente 168,9% a mais em relação à análise dinâmica da norma, valor discrepante. Essa diferença com certeza terá impacto notável na elaboração do projeto da torre. Se compararmos a análise dinâmica no domínio do tempo considerando a interação vento-torre, conseguimos observar uma redução nessa diferença, caindo para aproximadamente 74,3%. Essa redução da resposta da torre pode significar uma economia interessante na etapa de especificação dos elementos estruturais no projeto.

A diferença entre as análises dinâmicas no domínio do tempo com e sem interação vento-torre é notável, de aproximadamente 54,3%, indicando que o engenheiro deve avaliar, valendo-se do bom senso, se deve ou não considerar a interação, visto que, nem sempre o projetista tem as ferramentas computacionais, para realizar uma análise mais profunda considerando essas interações. Porém é recomendável que seja considerada a interação vento-torre por caracterizar uma simulação mais realista, e promover uma economia considerável no momento da elaboração do projeto estrutural.

É interessante observar que uma análise dinâmica realizada no domínio do tempo permite considerar, também, o efeito da fadiga na estrutura devido às oscilações do carregamento. Essa análise de fadiga não pode ser realizada pelo método dinâmico normativo, por não fornecer a oscilação da força do vento. A análise de fadiga não foi abordada neste trabalho, porém é de notória importância, principalmente para avaliar e estimar vida útil da estrutura, visto que acidentes com torres são recorrentes no Brasil e em outros países.

6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Algumas sugestões para a continuidade deste trabalho são listadas a seguir:

- a) Realizar análise de fadiga em torres, e estimar vida útil das mesmas. Tentar encontrar correlação entre o efeito danoso da fadiga e a recorrência dos acidentes nessas estruturas;
- b) Realizar as análises deste trabalho considerando a interação solo-estrutura;
- c) Realizar as análises deste trabalho considerando a implantação de um sistema de atenuador para controle de vibrações em torres;
- d) Realizar as análises deste trabalho no domínio da frequência;
- e) Realizar as análises deste trabalho para outras geometrias de torres (e forma de base triangular) e outros tipos de utilização como linhas de transmissão, aerogeradores, etc.;
- f) Realizar as análises deste trabalho para diferentes alturas de torre com seção variável ao longo de sua altura e tentar encontrar uma formulação para estimativa do primeiro modo fundamental, pois a NBR 6123:1988 não apresenta uma formulação para isso, quando a torre tem a silhueta variável;
- g) Realizar as análises deste trabalho para outros tipos de estruturas altas como edifícios em concreto armado, edifícios em alvenaria estrutural, edifícios em estruturas metálicas, plataformas de petróleo, estruturas de palco para shows, etc.;
- h) Realizar análise de outras estruturas considerando-se outros efeitos da ação do vento em estruturas, tais como martelamento, desprendimento de vórtices e instabilidade aerodinâmica por galope;
- i) Realizar as análises deste trabalho levando em conta as não linearidades geométricas e físicas;
- j) Realizar análises deste trabalho para torres mais rígidas, com frequências fundamentais maiores que 1,0 Hz e validar realmente se a diferença entre a análise estática e dinâmica recomendadas pela norma são irrelevantes;
- k) Realizar medições em torres para correlação teórico-experimental;

- l) Ensaios dinâmicos para avaliação da taxa de amortecimento em torres com ligação parafusadas;
- m) Analisar a influência do comportamento das ligações na resposta dinâmica;
- n) Implementar no *software* subrotinas para dimensionamento automático dos elementos da torre;
- o) Implementar no *software* um layout mais amigável para usuários futuros;
- p) Implementar no *software* outros métodos de integração numérica da equação de movimento, tais como, Newmark, Wilson θ e Diferenças Finitas Centrais para avaliar a estabilidade numérica de cada um deles;
- q) Implementar no *software* outra formulação para cálculo dos autovetores e autovalores ou otimizar o já existente, uma vez que para a torre analisada este processo tinha duração aproximada de 7,0 horas ininterruptas.

7 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BARATTO, Giovani. **Solução de equações diferenciais ordinárias usando métodos numéricos.**; 2007, *Notas de aula do curso de Engenharia Elétrica do Departamento de Eletrônica e Computação UFSM*.

BATTISTA, R.C.; PFEIL, M.S.; ALVES R.V.;2000, *Notas de aula do curso de Análise Estrutural do Instituto COPPE/UFRJ*.

BLESSMANN, Joaquim. **Acidentes causados pelo vento**. 4. ed. Porto Alegre: Ed.Universidade/UFRGS, 2001.

BLESSMANN, Joaquim. **O vento na engenharia estrutural**. 1. ed. Porto Alegre: Ed.Universidade/UFRGS, 1995.

BRASIL, Reyloando M. L. R. da Fonseca; SILVA, Marcelo Araujo da. **Introdução à dinâmica das estruturas**: Para a Engenharia Civil. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2015.

BUCHHOLDT, H. A. **Introduction to cable roof structures**. 2. ed. Thomas Telford Ltda, 1999.

CLOUGH, Ray W.; PENZIEN, Joseph. **Dynamics of Structures**. 3. ed. Berkeley: John Wiley & Sons, 1995.

CONCEIÇÃO, Rodolfo S. **Torres de linhas de transmissão (LTEE) sob ação de ventos originados de ciclones extratropicais e de downbursts**. 2013. 114 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Instituto Alberto Luiz Coimbra da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2013.

DAVENPORT, A. G. **The application of statistical concepts to the wind loading of structures**. In: Proceedings, Institution of Civil Engineers, 1961.

<http://g1.globo.com/rs/rio-grande-do-sul/noticia/2014/12/ventania-derruba-torre-de-energia-eolica-em-santana-do-livramento-rs.html> (acessado em 14/05/2017).

<http://www.rondoniagora.com/geral/temporal-em-porto-velho-registrou-ventos-de-ate-80-6-km-h> (acessado em 11/06/2017).

SILVA, Marcelo Araujo da; ARORA, Jasbir S.; BRASIL, Reyloando M. L. R. da Fonseca. Dynamic analysis of pre-cast RC telecommunication towers using a simplified model . **Asociación Argentina de Mecánica Computacional**, Buenos Aires, v. 19, p. 1709- 1728, nov. 2010.

SIMIUI, E.; SCANLAN R. **Wind effects on structures**., 3. Ed. John Wiley, 1996.

SORIANO, Humberto Lima. **Introdução à dinâmica das estruturas**. 1. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2014.