



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Leandro Rocha Machado de Oliveira

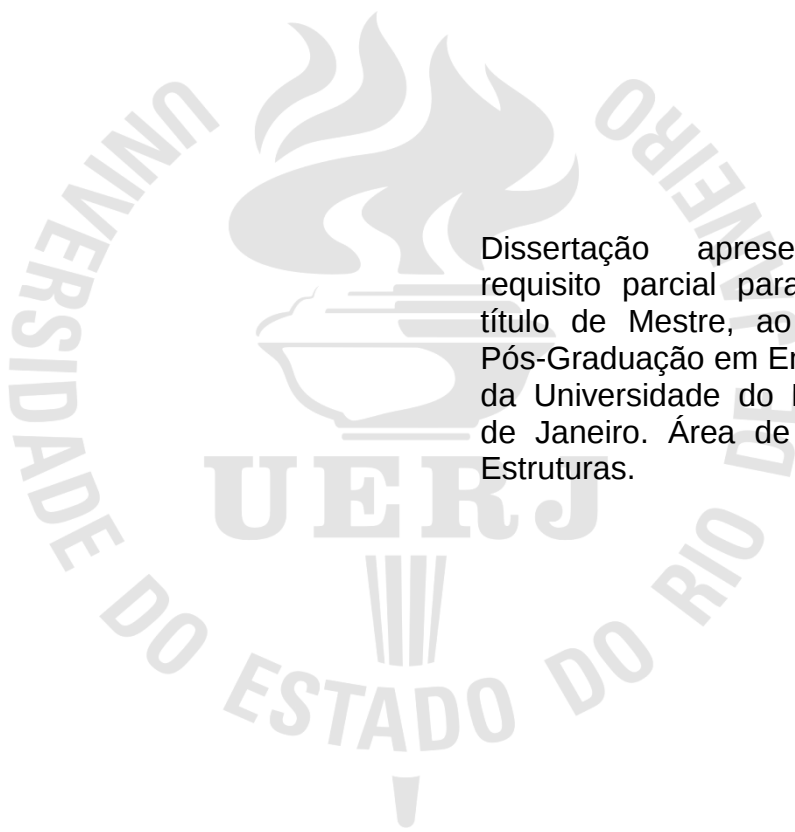
**Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço
para suporte de turbinas eólicas**

Rio de Janeiro

2019

Leandro Rocha Machado de Oliveira

**Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço para
suporte de turbinas eólicas**



Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Orientadores: Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva

Rio de Janeiro

2019

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

Oliveira, Leandro Rocha Machado de.

Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço para suporte de turbinas eólicas / Leandro Rocha Machado de Oliveira. 2019.
137f.

Orientadores: José Guilherme Santos da Silva
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia Civil. 2. Estruturas de Aço - Dissertações. 3. Torre eólica. 4. Análise dinâmica de estruturas. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. III. Título.

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta dissertação, desde que citada a fonte.

Assinatura

Data

Leandro Rocha Machado de Oliveira

**Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço para
suporte de turbinas eólicas**

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Estruturas.

Aprovado em:

Banca Examinadora:

Prof. Dr. José Guilherme Santos da Silva (Orientador)
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Rodrigo Bird Burgos
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro
Faculdade de Engenharia - UERJ

Prof. Dr. Gilvan Lunz Debona
Universidade Federal Rural do Rio de Janeiro - UFRRJ

Rio de Janeiro

2019

DEDICATÓRIA

A Deus, que em sua sabedoria infinita sempre me mostrou o caminho certo em meio as dificuldades. À minha família e amigos, pelo incentivo, inspiração e paciência.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Márcia e Paulo, que sempre me incentivaram a estudar, pelo amor, carinho e dedicação ao longo dos anos.

À minha esposa Daniele, pelo seu carinho, apoio e presença ao meu lado em todos os momentos.

Ao amor da minha vida, minha filha Júlia, por ser o combustível da minha motivação.

Ao meus amigos de vida e de música: Douglas Knupp, Cássio Gaspar, Marcel Lopes, Gabriel Feitosa e Osmar Machado. Vocês certamente são uma grande inspiração. Agradeço em especial ao Douglas Knupp por toda ajuda e amizade ao longo desses anos.

Aos amigos de faculdade, em especial: Alan Barile, Vinicius Baptista, Edison Ramalho, Kelvin de Paula, Alexander “the great” e Leonardo Bastos que compartilharam toda sua experiência, dificuldades e momentos. Sem a nossa união não chegaríamos tão longe.

Ao meu orientador, Professor José Guilherme, pela sua paciência, confiança e incentivo. Por sua orientação, dedicação e amizade ao longo desta jornada.

A todo corpo docente e de funcionários da FEN, em especial, ao Professor Dr. Rodrigo Burgos, por todo apoio ao longo de minha jornada acadêmica. Por me mostrar o caminho e me ajudar a abrir às portas. Obrigado pela inspiração.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Metade do que eu digo não faz sentido algum
Mas eu digo só para alcançar você, Julia

The Beatles - Julia

RESUMO

OLIVEIRA, Leandro Rocha Machado de. Modelagem do comportamento estrutural dinâmico de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

A demanda crescente por energia no mundo e o avanço tecnológico crescente das últimas décadas, alinhados com a necessidade de se obter uma energia que impacte minimamente no meio ambiente, impulsionaram um grande desenvolvimento de técnicas para a utilização de energias provenientes de fontes renováveis, tais como: ventos, marés e o sol. De acordo com este contexto, a energia eólica tem se mostrado bastante promissora, pois se trata de uma energia inesgotável e de baixo impacto ambiental. Assim sendo, este trabalho de pesquisa objetiva o estudo da resposta estrutural estática e dinâmica não determinística de uma torre de aço para ser utilizada como suporte de uma turbina eólica modelo MM92 da Repower. Ao longo do estudo são desenvolvidos modelos numéricos distintos, através da utilização do programa computacional ANSYS, a partir do emprego de técnicas usuais de discretização, por meio do Método dos Elementos Finitos (MEF), com o intuito de verificar de que maneira as diferentes modelagens numéricas interfere sobre o comportamento estrutural da torre de aço investigada. A análise da resposta dinâmica não determinística do modelo estrutural é realizada para diferentes velocidades de vento, tendo em mente uma avaliação crítica acerca dos valores máximos obtidos para os deslocamentos e tensões de Von Mises. Finalmente, os resultados obtidos ao longo do trabalho de pesquisa são avaliados e comparados com os valores limites recomendados por normas de projeto e recomendações internacionais.

Palavras-chave: Torres de aço para suporte de turbinas eólicas; Cargas não determinísticas de vento; Análise dinâmica de estruturas; Modelagem numérica; Comportamento estrutural.

ABSTRACT

OLIVEIRA, Leandro Rocha Machado de. Modeling of dynamic structural behavior of steel towers for support of wind turbines. 2019. 138f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2019.

The growing demand for energy in the world and the growing technological advance of the last decades, in line with the need to obtain energy that minimally impacts the environment, have led to a great development of techniques for the use of energy from renewable sources, such as: winds, tides and the sun. In this context (In this scenario), wind energy has been very promising because it is inexhaustible energy, of low environmental impact. Thus, this research aims to study the static and dynamic non-deterministic structural response of a steel tower to be used as a support for a wind turbine model type MM92 from Repower. Throughout the study, different numerical models were developed, using the ANSYS computational program, based on the usual discretization techniques, by means of the Finite Element Method (FEM), with the purpose of verifying how the different numerical modeling interferes on the structural behavior of the steel tower investigated. The analysis of the non-deterministic dynamic response of the structural model is performed for different wind speeds, bearing in mind a critical evaluation about the maximum values obtained for Von Mises's displacements and voltages. Finally, the results obtained during the research work are evaluated and compared with the limit values recommended by international project norms and recommendations.

Keywords: Steel towers for support of wind turbines; Nondeterministic loads of wind; Dynamic analysis of structures; Numerical modeling; Structural behavior.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Coeficientes de arrasto (C_a) para corpos de seção fracamente variável - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 22)	42
Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988)	45
Figura 3 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988) ..	46
Figura 4 – Fator de amplificação dinâmica ξ terreno de categoria II - NBR 6123 (ABNT, 1988)	50
Figura 5 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo	51
Figura 6 – Espectros de potência do vento (adaptado Blessman, 2013)	56
Figura 7 – Espectro de potência do vento de Kaimal (Blessmann, 1995)	57
Figura 8 – Características geométricas do suporte de aço e da fundação	64
Figura 9 – Componentes da torre eólica e detalhes de ligação das partes do suporte de aço (adaptado de Repower systems, 2008)	65
Figura 10 – Detalhe da parte superior da torre: nacelle e rotor (Repower systems, 2008)	66
Figura 11 – Forças geradas no rotor.	68
Figura 12 - Direção de aplicação da força proveniente do vento não determinístico	69
Figura 13 – Forças devido ao desprendimento de vórtices	71
Figura 14 – Forças proveniente dos desprendimento de vórtices no domínio da frequência	72
Figura 15 – Elemento finito de casca SHELL 181 (ANSYS 2015)	75
Figura 16 – Elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS 2015)	76
Figura 17 – Elemento finito de mola COMBIN39 (ANSYS 2015)	76
Figura 18 – Modelo numérico I - apoios rígidos (MN-I)	77
Figura 19 – Modelo numérico II – fundação em sapata com base engastada (MN-II)	78
Figura 20 – Modelo numérico III – fundação com base discreta variável (MN-III)	78
Figura 21 - Discretização dos nós dos elementos de mola para aplicação do fator K	79
Figura 22 – Modelo numérico I (MN-I): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração	88
Figura 23 – Modelo numérico II (MN-II): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração	89

Figura 24 – Modelo numérico III (MN-III): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração	90
Figura 25 – Modelo numérico IV (MN-IV): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração.....	91
Figura 26 – Forças de arrasto ao longo da torre devido a incidência de ventos a 0º	97
Figura 27 – Deslocamento translacional máximo para $V_0 = 24$ m/s, 40 m/s e 70 m/s	98
Figura 28 - Tensão máximas de Von Mises e trechos enrijecidos no MN-I.....	99
Figura 29 – Tensão máximas de Von Mises e trechos enrijecidos no MN-IV	99
Figura 30 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=24$ m/s e cota $H=73,6$ m.....	103
Figura 31 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=40$ m/s e cota $H=73,6$ m.....	103
Figura 32 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=70$ m/s e cota $H=73,6$ m.....	103
Figura 33 – Amplitude da força do vento de 24 m/s na cota $H=73,60$ m.....	104
Figura 34 - Amplitude da força do vento de 40 m/s na cota $H= 73,60$ m.....	104
Figura 35 - Amplitude da força do vento de 70 m/s na cota $H=73,60$ m.....	105
Figura 36 - Valores de deslocamentos translacionais médios máximos. (MN-I: $H=76,15$ m)	109
Figura 37 - Valores de deslocamentos translacionais médios máximos (MN-IV: $H=76,15$ m)	109
Figura 38 – Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-I série 7).	110
Figura 39 – Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-I série 7).	110
Figura 40 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-I série 17).	111
Figura 41 - Densidade espectral dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-I série 17).	111
Figura 42 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-I série 25).	112
Figura 43 - Densidade espectral dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-I série 25).	112
Figura 44 – Deslocamento translacional característico máximo para o MN-I em $H=76,15$ m.....	113

Figura 45 – Tensão máxima de Von Mises no MN-I.	114
Figura 46 – Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-IV série 27).	115
Figura 47 – Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-IV série 27).	115
Figura 48 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-IV série 19).	116
Figura 49 - Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-IV série 19).	116
Figura 50 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-IV série 29).	117
Figura 51 - Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-IV série 29).	117
Figura 52 - Deslocamento translacional característico máximo para o MN-IV em $H=76,15$ m.	118
Figura 53 - Tensão máxima de Von Mises para o MN-IV.	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (ABNT, 1988).	47
Tabela 2 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).	48
Tabela 3 – Parâmetros p e b – NBR 6123 (1988).	48
Tabela 4 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (ABNT, 1988)	49
Tabela 5 - Parâmetros adotados para determinação do fator S_2	54
Tabela 6 - Velocidade média do vento ao longo da torre para: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s	55
Tabela 7 – Características físicas dos materiais da torre eólica	66
Tabela 8 – Forças devido ao rotor (turbina de 2 MW de potência)	68
Tabela 9 – Cálculo da rigidez discreta das molas	80
Tabela 10 – Cálculo da rigidez média das molas	81
Tabela 11 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo.	81
Tabela 12 - Amortecimento estrutural NBR 6123 (1988)	83
Tabela 13 - Frequências naturais dos modelos estruturais	86
Tabela 14 – Diferença entre as frequências de cada modelo numérico e o experimental	87
Tabela 15 – Fenômeno físico dos modelos numéricos.	92
Tabela 16 – Dados adotados para o cálculo do vento segundo a NBR 6123 (1988)	93
Tabela 17 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 24$ m/s (NBR-6123)	94
Tabela 18 - Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 40$ m/s (NBR-6123)	95
Tabela 19 - Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 70$ m/s (NBR-6123)	96
Tabela 20 – Deslocamento translacional máximo e tensão máxima de Von Mises em MN-I e MN-IV para os três perfis de velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s	100
Tabela 21 – Deslocamentos translacionais máximos em $H=76,15$ m para MN-I	107
Tabela 22 - Deslocamentos translacionais máximos em $H=76,15$ m para MN-IV	108

Tabela 23 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises no MN-I para as velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.	114
Tabela 24 - Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises no MN-IV para as velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.	119
Tabela 25 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises para o MN-I e o MN-IV e limites de deslocamentos e tensões segundo o Eurocode (2006).....	121
Tabela 26 – Diferenças percentuais dos deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises entre o MN-I e MN-IV.....	122
Tabela 27 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises para as análises estática e dinâmica não determinística no MN-I e no MN-IV	127

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AISC	American Institute of Steel Construction
ANSYS	Swanson Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineering
ASTM	American Society for Testing and Materials
CEN	European Committee for Standardization
FEM	Finite Element Method
ISO	International Organization for Standardization
MATLAB	MATHWORKS Inc.
MEF	Método dos elementos finitos
NBR	Norma brasileira

LISTA DE SÍMBOLOS

a_i	amplitude das séries temporais
A_e	Área frontal efetiva sobre a qual o vento incide
A_i	área frontal da superfície na região “i” do modelo estrutural, limitada pelo contorno do reticulado.
b	diâmetro da seção transversal média (=3,63 m)
B	diâmetro da fundação
c	amortecimento estrutural
C	matriz de amortecimento estrutural do sistema
C_a	coeficiente de arrasto
C_{ai}	coeficiente de arrasto na região “i” do modelo estrutural
d	plano perpendicular da menor direção de incidência do vento (diâmetro médio da torre).
d_{lim}	deslocamento translacional máximo limitado pela norma
E_s	módulo de elasticidade do solo (= 300000 kN/m ²)
f	frequência em Hz
f_d	tensão solicitante de projeto
f_j	frequência correspondente ao modo j
f_k	tensão característica do material (aço = 355 MPa)
f_y	resistência característica do aço
F_a	força de arrasto
F_k	carga de vento cruzado devido ao desprendimento de vórtices
$F(t)$	força do vento em função do tempo
g	aceleração da gravidade
H	Altura onde atua o deslocamento translacional máximo
k	constante de Kármán ($k = 0,4$)

K	matriz de rigidez do sistema
k_z	rigidez do solo
l	plano perpendicular da maior direção de incidência do vento
l_1	dimensão de referência
m	média dos resultados
M	matriz de massa do sistema
n	número de divisões do espectro de potência do vento
$n_{i,y}$	frequência natural de ressonância da estrutura para o modo “i”
p	coeficiente exponencial
P_m	probabilidade média
q	pressão necessária para provocar um deslocamento unitário
q_0	pressão dinâmica
$q(t)$	pressão dinâmica horizontal
$q(z)$	variação da pressão dinâmica do vento em função da altura “z”
Re	número de Reynolds
S_1	fator topográfico
S_2	fator de rugosidade do terreno
S_3	fator estatístico
St	número de Strouhal (= 0,18)
S^v	densidade expectral
t	tempo
u^*	velocidade de fricção
$\bar{U}$	média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento
$U_{máx}$	deslocamento translacional máximo proveniente da análise estática
U_q	média quadrática dos deslocamentos máximos de cada série
$U_{Z95\%}$	resposta para o deslocamento com grau de confiabilidade de 95%

$v(t)$	parcela flutuante da velocidade do vento
V_{10}	velocidade média do vento na cota de 10 metros acima do terreno
$V(t)$	representa a velocidade do vento em função do tempo
V_{cr}	velocidade crítica do vento para o modo 1 (modo de flexão)
V_k	velocidade característica do vento
V_m	velocidade média do vento de 10 minutos característicos na seção transversal onde ocorre o efeito vórtice
V_0	velocidade básica do vento
V_p	velocidade de projeto do vento
V_z	velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno (m/s)
$\bar{V}$	parcela média da velocidade do vento
X	frequência adimensional
z	altura do edifício
z_i	cota de atuação da força de arrasto no nó “i”
z_r	altura de referência (= 10 metros)
z_0	comprimento de rugosidade
α	taxa de contribuição da matriz de massa
β	taxa de contribuição da matriz de rigidez
$\delta_{m\acute{a}x}$	deslocamento máximo permitido
Δf	incremento de frequência
Δt	incremento de tempo
ξ	amplificação dinâmica
ξ_1	Taxa de amortecimento relacionado 1º modo de vibração
ξ_2	Taxa de amortecimento relacionado 2º modo de vibração
γ_m	coeficiente de ponderação de resistência
γ_f	coeficiente de ponderação das cargas

ν	coeficiente de Poisson
θ_i	ângulo de fase aleatório
ρ	massa específica do ar (=1225 kg/m ³)
σ_d	tensão solicitante de projeto
$\sigma_{z95\%}$	tensão máxima de Von Mises proveniente da análise dinâmica não determinística
σ_{est}	tensão máxima de Von Mises proveniente da análise estática
$\sigma_{m\acute{a}x}$	tensão máxima de Von Mises limitada pela norma
σ_u	desvio padrão da amostra
σ_u^2	variância
ω_{01}	frequência natural circular da estrutura do modo 1 em rad/s
ω_{02}	frequência natural circular da estrutura do modo 2 em rad/s
ξ	taxa de amortecimento
ξ_i	taxa de amortecimento referente ao modo i
ζ	amortecimento crítico

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	22
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2 AÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA - NBR 6123 (ABNT, 1988).....	41
2.1 Método simplificado NBR 6123 (ABNT, 1988).....	41
3 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO	51
3.1 Modelagem não determinística das cargas de vento.....	51
3.2 Parcela média da velocidade do vento.....	52
3.3 Parcela flutuante da velocidade do vento	55
3.3.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal	56
3.3.2 Séries temporais da velocidade do vento.....	58
3.4 Carregamento do vento não determinístico	59
3.5 Análise estatística dos resultados.....	60
4 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL.....	63
4.1 Descrição do modelo	63
4.1.1 Características geométricas	63
4.1.2 Características físicas dos materiais	66
4.2 Descrição dos carregamentos	67
4.2.1 Peso próprio da torre.....	67
4.2.2 Forças geradas no rotor	67
4.2.3 Forças provenientes do vento	69
4.2.4 Forças geradas devido ao desprendimento de vórtices	70
4.3 Interação solo-estrutura	72
5 MODELAGEM NÚMERICA EM ELEMENTOS FINITOS.....	74
5.1 Modelagem computacional da torre eólica.....	74
5.1.1 Elementos finitos utilizados nos modelos numéricos desenvolvidos.....	75
5.1.2 Modelo numérico I – apoios rígidos (MN-I).....	77
5.1.3 Modelo numérico II – fundação em sapata com base engastada (MN-II)	77
5.1.4 Modelo numérico III – fundação com base elástica discreta variável (MN-III)..	78
5.1.5 Modelo numérico IV – fundação com base elástica discreta média (MN-IV)....	81
5.1.6 Resumo das características do modelos numéricos desenvolvidos.....	81

5.2 Modelagem do amortecimento.....	82
6 ANÁLISE DE AUTOVETORES E AUTOVALORES.....	85
6.1 Frequências naturais (autovalores).....	85
6.2 Modos de vibração (autovetores)	87
7 ANÁLISE ESTÁTICA.....	93
7.1 Descrição dos carregamentos	93
7.2 Resultados das análises.....	97
8 ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA	102
8.1 Carregamento dinâmico não determinístico do vento.....	102
8.2 Resposta dinâmica dos modelos numéricos.....	105
8.2.1 Tratamento estatístico dos dados	106
8.2.2 Resposta dinâmica não determinística do Modelo Numérico I (MN-I).....	110
8.2.3 Resposta dinâmica não determinística do Modelo Numérico IV (MN-IV)	115
8.3 Comparação entre resultados e normas de projetos.....	120
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS	124
9.1 Análise modal	125
9.2 Análise estática	125
9.3 Análise dinâmica não determinística	126
9.4 Comparações dos resultados das análises com as normas de projetos...	127
9.5 Sugestões para trabalhos futuros	128
REFERÊNCIAS.....	130

INTRODUÇÃO

A demanda crescente por energia e o avanço tecnológico das últimas décadas, alinhados com a necessidade de se obter uma energia que impacte minimamente no meio ambiente, impulsionou uma onda de desenvolvimento de energias proveniente de fontes renováveis, tais como: ventos, marés e o sol. Nesse contexto, o desenvolvimento da energia eólica evoluiu significativamente nas últimas décadas, transformando os moinhos de ventos do século XVII, para as estruturas esbeltas atuais, que suportam aerogeradores com peso da ordem de 100 tf.

O aumento da altura somado a modelos de aerogeradores com potências cada vez mais elevadas é interessante para buscar uma maior produção desse tipo de energia e uma eficiência na geração da mesma, pois o vento em alturas mais elevadas é mais constante e tem maior intensidade. No entanto, a dificuldade do ponto de vista da engenharia estrutural é projetar estruturas cada vez mais esbeltas que consigam suportar cargas cada vez mais elevadas, em específico as cargas dinâmicas que tem papel fundamental na prática de projeto para este tipo de estrutura. Portanto, torna-se necessário e relevante o estudo do comportamento estrutural dinâmico não determinístico desses sistemas.

O presente trabalho investiga a resposta estrutural dinâmica de uma torre de aço cônica com 76,15 metros de altura, para suporte de aerogerador modelo MM92 da Repower, Repower Systems (2008), quando submetido à ação não determinística do vento para perfis de velocidades distintas. Além da ação dinâmica não determinística do vento, as cargas atuantes consideradas para a análise da torre são: o peso próprio, as forças do rotor e, ainda, o efeito causado pelo desprendimento de vórtices.

A investigação desenvolvida considera o efeito proveniente da interação solo estrutura sob a resposta estrutural dinâmica da torre eólica em estudo. Investiga-se a resposta dinâmica da torre verificando os valores dos deslocamentos máximos da estrutura e as tensões máximas de Von Mises. Esses valores máximos são comparados com os valores limites recomendados por normas correntes de projeto.

Motivação e objetivos

A motivação deste trabalho de pesquisa se dá pelo fato de haver um movimento natural para a busca, e futuramente, a substituição das atuais fontes de energia não renováveis pelas energias renováveis. A energia elétrica obtida através da captação do vento pelos aerogeradores das torres eólicas evoluiu significativamente nas últimas décadas. A medida que aumentamos a potência dos aerogeradores, conseqüentemente, aumentamos sua massa. Além do fato de que para conseguir ventos cada vez mais constantes e intensos deve-se buscar alturas maiores. Isso fez com que as estruturas das torres eólicas passassem por transformações significativas, tornando complexo o problema de engenharia estrutural, onde tem-se aerogeradores mais pesados em estruturas cada vez mais esbeltas.

Considerando-se o nível de esbeltez apresentados pelos novos modelos de torres eólicas, que são cada vez mais esbeltas e suportarem cargas cada vez mais elevadas, torna-se necessário e relevante o estudo do comportamento estrutural desses sistemas. Os mesmos estarão submetidos a cargas dinâmicas cada vez maiores e mais frequentes.

Deste modo, o presente trabalho de pesquisa, objetiva a modelagem do comportamento estrutural estático e dinâmico quando submetidos à ação não determinística das cargas de vento, com base na consideração do efeito proveniente da interação solo-estrutura. Assim sendo, investiga-se a resposta estrutural estática e dinâmica de uma torre para suporte de aerogerador da Repower modelo MM92 com capacidade de geração de 2,05 MW suportada por uma torre de aço cônica de 76,15 metros de altura divididas em três níveis e com espessura variável de 30 mm na base e 12 mm no topo.

Os resultados obtidos ao longo das análises realizadas sobre os modelos numéricos desenvolvidos, são comparados em termos dos valores dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises. Assim, comparam-se os valores obtidos com os limites estabelecidos por normas técnicas e recomendações de projeto, de modo a avaliar de forma crítica se há interferências significativas na estrutura, no que tange às situações da prática corrente de projeto.

Estrutura da dissertação

O primeiro capítulo serve para situar o leitor dos avanços nas últimas décadas realizados por pesquisadores no mundo todo sobre o tema do presente trabalho.

O segundo capítulo apresenta o método para determinar as cargas horizontais devido ao vento, utilizadas na análise estática, de acordo com a NBR 6123 (1988).

O terceiro capítulo exhibe a modelagem da ação não determinística do vento que atua sobre os modelos estruturais e as principais características associadas à carga de vento, como critérios de norma e espectros de potência do vento.

O quarto capítulo expõe os sistemas estruturais investigados no presente estudo, apresentando as características físicas e geométricas da torre eólica, as cargas atuantes e a consideração da interação solo-estrutura.

O quinto capítulo aborda a modelagem numérica com base no método dos elementos finitos da estrutura analisada. Desenvolveu-se quatro tipos de modelos numéricos variando-se basicamente o tipo de fundação. Além disso, o capítulo aborda também a modelagem do amortecimento estrutural.

O sexto capítulo aborda as análises de autovetores e autovalores de cada modelo estrutural investigado. Neste capítulo são apresentadas frequências naturais e os modos de vibração de cada um dos modelos numéricos investigados que servirão de comparação para validar o modelo que mais se aproxima do experimental.

O sétimo capítulo apresenta a análise estática da torre eólica no âmbito deste trabalho de pesquisa com base no modelo simplificado proposto pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988) para três diferentes velocidades de ventos: 24m/s, 40 m/s e 70m/s, atuando na direção de 0° (direção do eixo x) com o intuito de obter a resposta estática da estrutura em termos de seus deslocamentos máximos e também a verificação das tensões máximas de Von Mises.

O oitavo capítulo apresenta o estudo do comportamento dos modelos numéricos MN-I e MN-IV quando submetidos às cargas dinâmicas não determinísticas do vento, onde são obtidos os deslocamentos máximos na fase permanente da resposta dinâmica para cada perfil de velocidade investigado: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s, utilizando séries de carregamentos aleatórias. Posteriormente, os resultados são comparados.

Finalmente, o nono capítulo, expõe as conclusões alcançadas durante o desenvolvimento do presente trabalho, além de considerações e sugestões para a continuação deste estudo.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o intuito de situar o leitor no atual estágio de estudo do presente trabalho, esta seção aborda de forma resumida e cronológica a descrição dos trabalhos referentes as ações dinâmicas em torres de aço para suporte de turbinas eólicas. Os primeiros registros de moinhos de vento referem-se aos dispositivos de eixos verticais afegãos que existiram por volta de 1700 A.C. e foram utilizados na moenda de grãos. Aparatos de eixo horizontal utilizados para o mesmo fim são citados em documentos persas, tibetanos e chineses que datam de 1000 A.C. (Ackermann, 2002). Por influência das Cruzadas a configuração de eixo horizontal se espalhou pelo Oriente Médio, Mediterrâneo e Europa, por volta do século XII, e influenciou o desenho dos aparatos portugueses, holandeses e dinamarqueses que hoje figuram em cartões postais mundo à fora.

Entre os séculos XII e XIX a performance dos moinhos foi melhorada continuamente. Em 1800 aproximadamente 20000 moinhos estavam em operação somente na França e 90% da energia mecânica utilizada na indústria holandesa vinha do vento (Ackermann, 2002). Os moinhos de vento, que eram vistos do Sul até o extremo norte da Europa, foram introduzidos nos Estados Unidos da América por colonizadores europeus onde ficaram muito populares no bombeamento de água de poços. A “rosa dos ventos”, comumente chamada de cata-vento, foi a primeira turbina eólica fabricada no mundo. Este moinho de múltiplas pás foi desenvolvido nos Estados Unidos da América entre 1850-1860 por Daniel Halladay, um dos primeiros fabricantes. O cata-vento americano possuía um dispositivo mecânico, uma grande pá paralela ao plano da turbina, cuja função era girar a turbina sobre seu eixo vertical de maneira a proteger o aparelho em situações onde a força do vento poderia danificar as pás da turbina.

No Brasil, é muito comum ver este modelo de turbina nas salineiras de Cabo Frio onde eram utilizadas para bombear água. Os primeiros experimentos em uma turbina eólica com a finalidade de gerar eletricidade foram conduzidos pelo Físico, Meteorologista e Professor de nível médio dinamarquês, Poul la Cour. Seu trabalho no estudo da aerodinâmica das pás da turbina foi revolucionário para a época e resultou em dois modelos de turbina financiados pelo governo dinamarquês, o primeiro em 1891 e o segundo em 1897 (Ackermann, 2002). Os aparatos de la Cour

eram muito parecidos com moinhos de vento, as turbinas foram montadas sobre um prédio de dois andares.

O precursor dos aerogeradores modernos surgiu na Dinamarca em 1941, construído pela empresa F.L. Smidth, e utilizava aerofólios no lugar de pás de arrasto, além de possuir controle de velocidade do rotor pela variação do perfil das pás da turbina. A motivação dinamarquesa foi resultado da escassez de energia devido a segunda grande guerra. Na mesma época surgiu nos Estados Unidos da América uma enorme turbina, com 53 metros de diâmetro de rotor, projetada por uma equipe de engenheiros coordenados por Palmer Putnam sob encomenda de uma empresa fabricante de geradores hidrelétricos. A turbina americana era baseada em uma filosofia diferente de funcionamento, onde o rotor vertical recebia o vento por trás da torre e o controle de velocidade do rotor se dava pela variação do ângulo de ataque das pás da turbina, cuja velocidade de funcionamento era considerada elevada (Ackermann, 2002).

A partir desse breve histórico, pesquisadores no mundo todo foram desenvolvendo (e ainda continuam a fazê-lo) estudos e pesquisas com sistemas de torres eólicas. Abaixo, seguem em ordem cronológica, pesquisas importantes que servirão de fundamentação para o presente trabalho.

Jensen e Folkestad (1984) escreveram sobre a importância das medições de campo na análise do comportamento dinâmico de torres. Em sua pesquisa, descreveram e recomendaram técnicas de instrumentação necessárias para extração de valores importantes tanto para a análise de integridade estrutural quanto para análise de condições de serviço das torres.

Franco (1993) com o intuito de representar a natureza aleatória e não determinística do vento, apresentou conceitos estatísticos que se caracterizam por uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos através do método de Monte Carlo. A metodologia proposta divide o carregamento do vento em duas parcelas distintas, uma parcela média estática e uma parcela flutuante, referente as variações provenientes das rajadas. A parcela referente a flutuação é determinada pela superposição de componentes harmônicas com fases aleatoriamente definidas. Segundo o autor, a parcela referente a flutuação pode ser dividida em uma série aleatória de 11 componentes harmônicas, de tal forma que um dos harmônicos coincida com a frequência ressonante da estrutura, e os demais harmônicos sejam múltiplos ou submúltiplos do harmônico referente a frequência ressonante. A

amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento.

Mikitarenko e Perelmuter (1998) investigaram o efeito de fadiga em torres de aço. Para isto, foi proposto um modelo para representação do histórico de tensões atuantes nos membros da estrutura. As análises realizadas consideraram diferentes níveis de amortecimento estrutural, com o principal objetivo de avaliar a vida útil das estruturas perante as vibrações provocadas pelo vento.

Wahba e Madugula (1998) propuseram dois diferentes modelos de elementos finitos para a simulação dinâmica de torres estaiadas. O trabalho contou com uma análise modal experimental de modelos reduzidos das estruturas, onde os autores atingiram bons resultados ao compararem os modelos numéricos aos experimentais desenvolvidos.

Negma et al (2000) estudaram vários modelos de otimização para o projeto de uma estrutura de torre eólica. Foram considerados cinco estratégias de otimização, onde a torre principal é considerada como segmentos uniformes e as variáveis de projeto a serem escolhidas são: a área da seção transversal, o raio de giro e a altura de cada segmento. A combinação nacelle/rotor é considerado como uma massa rígida não rotativa anexada no topo da torre. A experimentação extensiva do computador mostrou que a otimização global é alcançável a partir da proposta de modelo discretizado, e um novo conceito matemático é dado para a colocação exata das frequências do sistema. Os autores aplicam o modelo ao projeto de uma turbina eólica de eixo horizontal de 100 kW (ERDA-NASA MOD-0) e chegam às soluções ótimas que mostram melhorias significativas no conjunto desempenho do sistema em comparação com um projeto de referência ou de linha de base.

Zhiquan et al (2001) realizou um estudo onde considerou a análise dinâmica estrutural das pás de uma turbina eólica de eixo horizontal (HAWT). Inicialmente foi utilizada uma pá de uma máquina de 300 W e foram realizadas análises modais e experimentais teóricas. No experimento foi usado um DAS (sistema de diagnóstico e análise de falhas de sinais dinâmicos) para obtenção dos parâmetros modais, medindo as vibrações em vários locais ao longo da superfície da pá. Também foi utilizado um método de análise de elementos finitos para a análise modal teórica, e após, a comparação de experiência e teoria explicam as condições de vibração de baixa ordem. O efeito das diferentes condições de restrição do modelo de elementos

finitos é discutido. Finalmente, a análise modal teórica é utilizada para analisar uma pá de uma máquina de potência de 600 kW. Os resultados são comparados com os calculados usando Bladed for Windows de Garrad Hassan e Partners Ltd (Reino Unido), e uma concordância satisfatória entre eles é obtida.

Repetto e Solari (2001) estudaram o fenômeno da fadiga em estruturas esbeltas onde publicaram um artigo no qual propunham um modelo matemático para correta previsão do número de ciclos de carga suportado por essas estruturas.

Bazeos et al (2002) analisou uma torre eólica de 38 metros de altura dividida em três partes, as referidas partes eram ligadas por um sistema de parafusos que formavam os flanges da torre. A deformação e a capacidade de carregamento foram decorrentes dos efeitos estático e dinâmico. Na avaliação do carregamento os efeitos de gravidade, da torre em operação e das condições aerodinâmicas foram considerados. Na análise estática foi observado que as tensões máximas de cisalhamento ocorrem mais acentuadamente nas proximidades da abertura da porta com valores inferiores a 100 MPa e nesta mesma região a tensão de Von Mises não ultrapassa a 211 MPa. Já na análise dinâmica, foram consideradas somente a carga de vento e observou-se o valor dos quatro primeiros modos de vibração com suas respectivas frequências. Os autores concluem com o estudo que a maior parte destas estruturas de torres eólicas numa análise sísmica, não produz nenhuma resposta crítica.

Lavassas et al (2003), apresentou o desenvolvimento de dois modelos diferentes de elementos finitos onde, com base em resultado de análises anteriores, o projeto da torre de aço para as cargas de gravidade, sísmica e de vento foi realizada de acordo com os Eurocodes relevantes. Em particular, em relação à carga sísmica, foi realizada uma análise dinâmica de acordo com o Código Grego Antisismos (EAK 2000). A estrutura também foi verificada contra a fadiga, aplicando a respectiva metodologia do Eurocode. No final do trabalho, o autor discute sobre alguns pontos em decorrência da análise anterior, e também sobre o respectivo procedimento do projeto.

Chaoyang et al (2005) estudou uma estrutura de 57,00 m de altura e forma tubular com seção transversal e espessura da parede variável ao longo de sua altura. Foram analisadas as características estruturais da torre e os efeitos de cargas operacionais e de cargas de vento. Para a simulação de resposta estrutural, foram utilizados dois modelos de elementos finitos diferentes. Com base nos resultados da

última análise e a comparação entre os modelos e a torre real, o elemento de casca mostrou-se um elemento melhor para construção do modelo da torre, e as frequências naturais da torre são muito maiores do que as frequências de trabalho, evitando que a ressonância aconteça. Os autores simplificaram o modelo de cálculo devido à complexidade da estrutura e os resultados mostraram que isso é viável para se analisar as baixas frequências da torre e os modos de vibração. Entretanto, o momento de inércia de Nacelle não pode ser omitido para calcular as altas frequências da torre e os modos de vibração com precisão.

Yoshida (2006) desenvolveu um programa de otimização da torre de turbinas eólicas, usando um algoritmo genético. Isso permitiu uma análise racional para reduzir a massa de torres eólicas, considerando, por exemplo, as distribuições de diâmetro e espessura da parede e as posições de flanges e portas de acesso. As cargas extremas e de fadiga foram calculadas, com base nos requisitos de projeto de turbinas eólicas e na Lei Padrão de Construção do Japão. Portanto, foram consideradas as características aeroelásticas e o controlador de cada turbina. O estudo de caso para a turbina de vento SUBARU80 2.0 indicam sensibilidades para vários parâmetros de projeto, como: classe de vento, diâmetro da base da torre, portas de acesso, materiais, relação de amortecimento estrutural e etapas de espessura da parede. Como as torres presentes são principalmente determinadas pela fadiga, a classe de vento mais baixa fornece uma torre significativamente mais leve.

Merce et al (2007) analisou três torres metálicas autoportantes com 50, 70 e 90 m de altura submetidas a três formas distintas de discretização do carregamento de vento: Método de Davenport, Método de Simulação de Monte Carlo e o Método Discreto da NBR 6123 (ABNT, 1988). A resposta da ação do vento, em razão da parcela dinâmica foram comparadas e mostraram diferenças significativas quanto aos métodos utilizados para a determinação desses carregamentos.

Ribeiro (2007) desenvolveu um estudo numérico onde avaliou o comportamento de torres metálicas estaiadas de seção quadrada para telecomunicações, submetidas as ações estática e dinâmica do vento. Para tal, utilizou os procedimentos preconizados na NBR 6123 (ABNT, 1988) para determinação das cargas estáticas e para discretização das cargas dinâmicas utilizou-se da formulação de Monte Carlo, para a simulação da parcela flutuante do vento. Os resultados alcançados revelaram a importância de se considerar as ações

estáticas e dinâmicas do vento para a determinação dos esforços máximos nessas estruturas.

Györgyi J. e Szabó G. (2008), mostraram que os cálculos com a função artificial do vento para uma estrutura, que não existe formulação padrão, trata-se de um método de solução real. Para casos que não haja informações sobre os coeficientes de força ou o número de Strouhal, pode-se usar o software CFD para simulações. Uma forma circular simples foi considerada e obtiveram-se os coeficientes necessários e o número de Strouhal para os cálculos. Boas concordâncias foram obtidas para seções com diferentes razões laterais. E diferenças aceitáveis no caso dos coeficientes de força na direção do vento. Em caso de $d/b = 1$, o número de Strouhal coincide com o valor padrão, em outros casos, supera esse valor.

Sirqueira (2008) analisou uma torre de aço para suporte de um aerogerador da Repower, modelo MM92. O dimensionamento da torre foi concebido segundo os Eurocódigos e para a análise numérica foi feito um modelo no Ansys usando elementos finitos de casca e considerando efeitos de não linearidade do material e geométrica. Foi realizada análise dinâmica para avaliação das frequências naturais e modos de vibração, além da análise harmônica e transiente para verificação da resposta dinâmica da torre no domínio do tempo. Os resultados da parcela dinâmica evidenciam a importância da mesma para o comportamento da estrutura. O autor faz uma análise não linear onde mostra o fenômeno da flambagem local na parede da torre sujeita a compressão.

Dias (2009) desenvolveu uma metodologia baseada no método dos elementos finitos, permitindo estudar o comportamento mecânico de estruturas de torres eólicas em termos estático e dinâmico e aplicar vários tipos de materiais em simultâneo. O autor utilizou a inclusão do elemento finito sólido apropriado para modelar o comportamento de flanges, combinado com um elemento casca, para obter respostas mecânicas das estruturas mais próximas dos seus comportamentos reais, possibilitando assim proceder a uma otimização mais efetiva por via da redução de espessuras. A metodologia foi aplicada a sete casos de estudo, com o objetivo de obter estruturas de torres eólicas que apresentem uma melhor resposta mecânica em termos estáticos e dinâmicos e também uma otimização em termos dos seus pesos próprios efetuadas pela combinação de diferentes materiais e redução de espessuras.

Obata (2009), apresentou uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos, estudo de muita importância para torres eólicas, onde demonstra a sequência de aplicação do Método do Vento Sintético, como uma rotina de procedimentos a ser aplicada no desenvolvimento de projetos, onde há análise e carregamentos aleatórios e instáveis dos ventos nas estruturas. Para tal utilizou-se do Método de Monte Carlo.

Feijó et al (2010), apresenta uma formulação para a otimização do projeto de uma torre de aço constituída de segmentos tubulares tronco de cone; onde as variáveis de projeto são os diâmetros representativos dos segmentos e as suas espessuras. O custo mínimo é procurado minimizando-se o peso da torre. As restrições dizem respeito à rigidez, resistência e estabilidade (de acordo com recomendações de norma), frequências naturais, processo de fabricação e transporte. A análise estática linear e de vibração livre são realizadas usando-se elementos finitos de viga e supondo a torre engastada na base. As cargas incluem os efeitos das massas da torre, do conjunto nacelle/rotor (concentradas no topo da torre) e do vento. Uma ferramenta de otimização com Algoritmos Genéticos foi selecionada para a solução do problema em virtude da natureza discreta adotada para as espessuras e de descontinuidades presentes nas restrições. Algumas aplicações da formulação são feitas e soluções são obtidas usando algoritmos genéticos. Os resultados foram comparados com soluções da literatura.

Mendes e Menezes (2010), estudaram critérios para a definição de uma metodologia para o dimensionamento de torres tubulares flexíveis de geradores eólicos, dentro do contexto nacional levando em conta às tecnologias e materiais disponíveis, com o propósito de obtenção de uma geometria ótima. A torre estudada foi verificada quanto a seu comportamento vibracional, dentro de faixas seguras de frequências naturais, bem como, o seu comportamento quanto à resistência estática e estabilidade elástica. Os autores verificaram no trabalho, com a adoção de um critério de torre rígida, que a verificação estática e de flambagem revelaram grandes margens de segurança para a carga de empuxo aplicada. Porém, o requisito de vibrações mecânicas mostrou-se o mais crítico, particularmente, com a consideração de uma massa equivalente a do aerogerador situada no topo da torre. Esse acréscimo de massa resulta em uma previsível diminuição das frequências naturais da torre avaliada.

Wang et al (2010) trabalhou com um modelo matemático que é aplicado para prever o desempenho dinâmico de um sistema de turbinas eólicas. Uma vez que a torre e o rotor são estruturas flexíveis de paredes finas, é aplicada uma expressão consistente para suas deformações, que emprega uma sucessiva série de transformações para localizar qualquer ponto na lâmina e na torre em relação a um sistema de coordenadas inerciais. Os termos de energia cinética e potencial de cada corpo flexível e corpo rígido são derivados para uso na abordagem Lagrange para formular a equação governante do sistema de turbinas eólicas. As formas de modo são então obtidas a partir da solução de vibração livre, enquanto as distribuições de estresse dinâmico e o deslocamento da torre e do rotor são calculados a partir da análise de resposta de vibração forçada. O autor utiliza esse modelo dinâmico, para estudar a influência da rigidez da torre na deformação da ponta da lâmina. A partir da análise, é evidente que o modelo proposto não herda apenas a simplicidade do elemento de feixe 1-D tradicional, mas também é capaz de fornecer informações detalhadas sobre a resposta da torre e do rotor devido à incorporação da teoria de feixe flexível de paredes finas.

Gwon (2011) utilizou o programa Abaqus para fazer análises estruturais estática e dinâmica de uma torre de aço para uma turbina eólica pequena da Cal's Poly de 3 kW que fica na Califórnia. Um modelo de elemento simplificado que representa a torre da turbina eólica foi criado utilizando elementos de viga, casca e inércia. Foi aplicada uma condição de carga máxima para verificar o nível de estresse da torre na análise estática. Para a análise dinâmica, a extração de frequência foi realizada para obter as frequências naturais e os modos de vibração da torre. Usando os resultados, a análise do espectro de resposta e a análise dinâmica transiente, que são baseados no método de superposição modal, são estudadas as respostas da estrutura para terremotos que provavelmente ocorrerão no lugar de instalação da torre.

Umut (2011) investigou o uso de secções transversais quadradas para Torres de turbinas eólicas para diferentes espessuras e alturas como alternativa às secções transversais circulares. No referido estudo, são analisados os efeitos na turbina eólica por gravidade, forças no rotor, cargas de vento e o efeito vórtex. Após determinar algumas áreas com níveis elevados de tensões, as análises de flambagem local são realizadas para encontrar uma relação b/t (diâmetro por espessura da parede) que modifique o projeto, se necessário. O autor esclarece a

necessidade do uso de enrijecedores para reduzir a relação b/t e assim evitar problemas de flambagem local. O efeito de chapas onduladas sobre o flambagem local também deve ser investigado.

Lou et al. (2011) apresentaram um estudo sobre os principais programas computacionais relativos à interação solo-estrutura, discutindo as principais vantagens, desvantagens e a aplicabilidade destes programas em problemas existentes.

Moura (2012), fez avaliação comparativa em termos de *Life Cycle Cost Analysis (LCCA)* e de *Life Cycle Assessment (LCA)* de dois tipos de soluções, a saber, torres tubulares em aço e híbridas aço-concreto para diferentes alturas e potências. As verificações de cálculo foram feitas baseado no Eurocódigo 8 (2010), onde foram consideradas para o pré-dimensionamento ações como: peso próprio, vento sobre as pás do rotor, vento sobre a torre e sismo. Confirmou-se que para torres de até 80 metros, as seções tubulares em aço são mais competitivas. Porém, para alturas acima de 100 metros, as torres híbridas são mais competitivas, desde que não exista risco de sismo. As torres tubulares em aço são mais vantajosas em frente ação sísmica pelo fato de terem menor massa e consequentemente menores forças horizontais a que se encontrarão sujeitas.

Rebelo et al (2012), fez um monitoramento estrutural de uma torre de aço de 80 metros de altura que suporta uma turbina de 2,1 MW, classe de vento IEC2a, erguida na parte central de Portugal. Os sinais foram medidos em quatro níveis (base, dois ao longo da torre e topo). Foram monitoradas: acelerações, tensões na parede da torre e dentro dos parafusos de conexão, inclinação e temperatura.

Henriques (2012), desenvolveu um trabalho que comparou a análise de dois tipos de torres com 150 metros de altura para suporte de aerogeradores: reticuladas e tubular auto suportada. Para o dimensionamento de torres treliçadas o autor teve que recorrer a regulamentos de vários países, já que a regulamentação dá ênfase ao dimensionamento de torres tubulares. Assim, foram usados o DNV (*Standard for Design of Wind Turbine Support Structures*) e o ASCE/AWEA (*American Society of Civil Engineers / American Windy Energy Association*) para as imposições relativas às torres eólicas, além dos Eurocódigos (EN 1991-1-4 e EN 1993-3-1) para o cálculo da ação do vento sobre a estrutura e o Eurocódigo 3 para o dimensionamento metálico. No processo de dimensionamento, e como era esperado, as ações dimensionantes foram a ação do vento e a ação do vento combinada com o gelo. No

final do trabalho o autor constata que a torre treliçada tem vantagem econômica de cerca de 40% frente à estrutura tubular de mesma altura. O mesmo complementa mostrando que a torre treliçada se mostra mais vantajosa no quesito de produção de energia também, pelo fato de torres tubulares terem limitações de construção aproximadamente em 100 metros, fato que limita a altura do rotor e consequentemente o rendimento da turbina.

Oliveira (2012) realizou um estudo para a análise do comportamento dinâmico de uma torre de gerador eólico de 2 MW Repower, no Parque Eólico do Torrão, com vista a encontrar um modelo numérico que a represente do modo mais real. Ao longo do estudo o autor faz ensaios dinâmicos e explana o Método da Seleção de Picos, ótimo na determinação das frequências próprias de uma estrutura, por análise dos gráficos da densidade de potência espectral e as dificuldades encontradas durante esta análise, relativas aos variados contributos energéticos do sinal captado durante o ensaio. O autor encerra mostrando, mais uma vez, que apesar de alguns erros mínimos já esperados, o modelo de casca permite determinar as características modais de uma estrutura com grande rigor. Mas faz ressalvas quanto ao fato de o modelo de casca com sapata, ajustado aos resultados do ensaio por iterações da rigidez do solo de fundação, constitui a melhor representação da estrutura real, obtendo valores de frequências próprias muito próximos dos obtidos no ensaio dinâmico.

Harte et al (2012) investigou a resposta de vibração forçada na estrutura de uma turbina eólica pela ação do vento. O referido estudo, considera os efeitos da interação solo estrutura entre a base e o solo subjacente, uma vez que solos mais moles podem influenciar a resposta dinâmica das turbinas eólicas. Dois modelos de solos foram usados um perfil uniforme e um complexo (com múltiplas camadas de solo). O autor utiliza a abordagem de Euler-Lagrange para a análise dinâmica. A resposta no domínio de frequência do momento e da força de cisalhamento na base da torre, para condições de solo mais rígidas, é caracterizada por picos em múltiplos da velocidade rotacional da turbina eólica (efeitos 3P).

Slavic et al (2012) pesquisou a comparação de diferentes métodos de análise dinâmica no domínio de frequência em relação a experimentos reais típicos utilizados na dinâmica estrutural e na indústria automotiva. Os métodos pesquisados são: Wirsching-Light, o método $\alpha=0,75$, Gao-Moan, Dirlik, Zhao-Baker, Tovo-Benasciutti e Petrucci-Zuccarello. A comparação experimental analisa a resistência a

modos próximos, a aumento do ruído de fundo, influência da largura espectral e influências do modo multi-vibração. Verificou-se que o método de Tovo-Benasciutti fornece a melhor estimativa para a maioria dos experimentos, sendo a única exceção a de espectros automotivos, para os quais o método Zhao-Baker melhorado é o mais adequado. Os autores mostram que além da abordagem Dirlik, os métodos Tovo-Benasciutti e Zhao-Baker devem ser considerados como Métodos preferidos para a análise da fadiga no domínio da frequência.

Em sua dissertação, Gonçalves (2012), expressou que o comportamento de uma estrutura sujeita a cargas dinâmicas depende de características como a massa, a rigidez dos vários elementos e a capacidade de dissipação de energia. A resposta dinâmica da estrutura apoiada num solo depende das propriedades dinâmicas dos dois sistemas. A resposta do sistema é influenciada pelos efeitos de interação solo-estrutura. Como resultado de vários ensaios, Gonçalves (2012) descreve que foi notório o aumento do período fundamental nas estruturas pesquisadas.

A.M. Awruch, A.L. Braun e M. Greco (2013), analisaram os comportamentos aerodinâmicos e aeroelásticos de alguns dos problemas mais importantes encontrados na engenharia do vento aplicada à engenharia civil empregando modelos numéricos desenvolvidos especialmente para este fim e que foram comparados com testes experimentais realizados num túnel de vento. Os modelos conseguiram reproduzir adequadamente os principais fenômenos físicos presentes em cada exemplo estudado.

Faria e Noronha (2013) apresentam o estudo de caso da análise geotécnica-estrutural das fundações de um parque eólico no Rio Grande do Sul com 10 torres. Para tanto, são considerados os critérios-base dos Estados Limite Último, Estado Limite de Serviço e Estado Limite de Fadiga. Em todos os casos, a análise observa as normas técnicas vigentes no Brasil, no caso a NBR-6118 e a NBR-6122, e também as especificações técnicas do fabricante das torres eólicas e ainda as normas Europeias Eurocode 2, Eurocode 3 e Eurocode 7 e CEB-FIP 1990. A primeira análise apresentada corresponde ao estudo da geologia do local, seguido do cálculo geotécnico para avaliar o comprimento das estacas de cada base. Por fim, o estudo utilizou um modelo 3D e o método dos elementos finitos para realizar verificações com alta precisão.

Santos (2013) formulou um modelo de otimização de torres tubulares de aço para suporte de turbinas eólicas onde buscou-se minimizar o volume total utilizando

como variável de projeto a espessura da parede da torre. Para tal, utilizou-se o método dos elementos finitos através do módulo de otimização do software ANSYS. Os resultados mostraram que para projetos de torres eólicas devem ser além das habituais análises estática e dinâmica, também análises de otimização.

Dumby (2014) estudou a sistematização de procedimentos de análise e dimensionamento, onde as ações consideradas no dimensionamento do exemplo apresentado incluem o peso próprio, tanto dos elementos estruturais como dos elementos de produção de energia, e a ação do vento que incide sobre as pás do rotor e sobre a torre. Buscou-se um desenvolvimento de guias de dimensionamento para torres eólicas tubulares em aço, levando em conta os Eurocódigos, outras normas aplicáveis, e a mais recente investigação levando em conta os melhoramentos das ligações. O referido trabalho atua sobre os procedimentos de projeto para a verificação da estabilidade da casca, fadiga, incluindo ligações em flange e por atrito. O autor apresenta sistematicamente as metodologias e procedimentos de projeto ilustrados com exemplos numéricos onde é feita uma comparação entre ligações em flange convencionais e ligações de atrito, ilustrando-o com o exemplo numérico de uma torre eólica com 80 m de altura.

Silva (2014) Utilizando a ferramenta computacional (SAP2000) efetuou um pré-dimensionamento modelando dois tipos de fundações (direta e indireta) de torres eólicas para diferentes tipos de solos. Os esforços considerados nas fundações são resultantes da ação do vento, peso da estrutura e peso dos equipamentos, ao mesmo tempo que são observadas as características físicas de cada tipo de solo. Por fim, o autor apresenta as armaduras que a fundação de uma torre eólica deve possuir para que os requisitos estruturais de segurança sejam cumpridos, bem como os assentamentos provocados em cada solo.

Gomes (2015) apresentou uma modelagem de uma pá de turbina eólica a fim de realizar uma análise dinâmica deste tipo de estrutura através do método de elementos finitos utilizando o pacote computacional ANSYS. O autor realizou três simulações: modal, harmônica e transiente. Foram considerados dois materiais compósitos, as fibras aramídicas (Kevlar) e as fibras de vidro. A partir dos resultados obtidos nas simulações, pode-se observar que, comparando os dois materiais, as duas primeiras frequências se aproximam, havendo maior discrepância nos valores obtidos para as frequências mais altas. Na análise harmônica, verifica-se que o harmônico associado à primeira frequência é o mais influente na resposta para os

dois materiais apresentados. Percebe-se, no entanto, que a amplitude da resposta permanente que corresponde ao primeiro pico é menor para o caso da fibra de vidro do que para o caso do Kevlar, acontecendo o mesmo para resultados no domínio do tempo.

C. Von de Haar e S. Marx (2015), estudaram estruturas de concreto para suporte de turbinas eólicas sob ótica da análise de frequência própria, e especialmente das resistências de rolamento, cisalhamento e torção das juntas de torres de concreto pré-fabricado. Constataram que as torres de concreto pré-fabricadas devem ser projetadas de modo que nenhuma fissura possa se formar sob cargas de fadiga e de carga frequentes, e que qualquer redução associada à rigidez não deve ser considerada para as análises de auto frequência e simulações de carga. Mas para os casos de maior carga e especialmente, para o estado limite último, a formação de fissuras e a redução de rigidez resultante da torre devem ser consideradas no processo de projeto, pois esses levam a deformações adicionais e momentos de flexão de segunda ordem. A rigidez rotacional em cada articulação horizontal é menor em relação aos elementos de concreto ranhurado. Isso leva a rotações adicionais, deflexões maiores e maiores momentos de flexão de acordo com a teoria da segunda ordem.

He e Ge (2015) estudaram o problema de controle de vibração para uma torre eólica submetida a cargas de vento aleatórias. A torre é modelada como um sistema de vigas não uniformes de Euler-Bernoulli com parâmetros distribuídos usando o princípio de Hamilton. Os componentes no topo da torre foram modelados como uma massa concentrada. O observador de perturbação foi projetado para lidar com os efeitos dos componentes no topo da torre. A estabilidade de todo o sistema é rigorosamente provada através da análise de Lyapunov e o desempenho de controle satisfatório é garantido sob a escolha adequada dos parâmetros de projeto. No final do trabalho os autores apresentam os resultados numéricos para ilustrar que o controlador projetado é eficaz na dissipação das vibrações da torre.

Sellami et al (2016), estudou as respostas dinâmicas dos sistemas de turbinas eólicas analítica e numericamente. Equações diferenciais de movimento de componentes de turbinas eólicas submetidas a vibração são resolvidas, permitindo determinar as suas características dinâmicas, formas de modo e frequências naturais e dois modelos tridimensionais (3D) micro-turbina que são criadas pelo método dos elementos finitos são configuradas usando o ANSYS. A primeira turbina

eólica é uma turbina padrão de três pás e a segunda é uma micro-haste de seis lâminas Rutland 504. Suas frequências naturais e formas dos modos de vibração são identificadas com base no princípio de análise modal para verificar a validade dos modelos projetados. Então, gráficos de espectro das estruturas ao longo do eixo x, y e z são analisadas.

Pestana (2016) Efetuou o dimensionamento (utilizando os Eurocódigos e o RSA) de 20 torres de diferentes alturas afim de verificar o sistema estrutural mais adequado para para diferentes alturas, diferentes ambientes (terra e mar) e tipo de material. Para a modelagem foi utilizado o programa SAP 2000. Concluiu-se que em ambiente onshore, as torres treliçadas de aço são mais vantajosas para uma construção com alturas superiores aos 100 metros, enquanto as torres tubulares em aço são mais vantajosas abaixo dessa mesma altura, pois são mais econômicas do que as de concreto. Quanto às torres offshore, apenas as torres tubulares de aço são as mais indicadas, independentemente da sua altura.

Martins e Mendes (2016) apresentaram um trabalho onde compararam para as fundações de torres eólicas, a rigidez obtida empiricamente com a rigidez obtida através da análise modal. Na última foram medidas as acelerações em dois pontos da base da torre, e os dados coletados foram tratados numericamente revelando os valores de rigidez translacional, rotacional e torsional. Os autores verificaram uma diferença significativa entre os valores da rigidez para os dois casos, reforçando assim, que se deve validar o valor empírico através das análises modais para determinar a rigidez da fundação.

Maranhão (2016) analisou a rigidez rotacional da fundação profunda de uma torre eólica. Pelo fato de estarem sujeitas a fortes cargas dinâmicas, as torres eólicas são fabricadas considerando-se um valor mínimo de rigidez rotacional, esse valor deve ser respeitado no projeto de fundação, para assegurar que todo o sistema da torre eólica terá a frequência natural dentro dos valores assumidos no projeto da torre. No presente trabalho, o autor faz análises dinâmicas do sistema da torre eólica considerando várias hipóteses, para assim, definir a importância da rigidez do bloco dentro da avaliação da rigidez rotacional da fundação (solo, estaca e bloco).

Zúniga (2017) mostrou em seu trabalho que os perfis de esteira variam em função das condições do escoamento incidente. Além disso, observou-se que a turbulência atmosférica influencia diretamente a distribuição das propriedades estatísticas do campo de escoamento na esteira. O autor mostra que o aumento da

turbulência incidente diminui o déficit de velocidade máxima e acelera a recomposição dos perfis na esteira, o que conduz a um eventual incremento da eficiência das máquinas localizadas a sotavento. Por outro lado, ocasiona uma maior intensificação dos níveis de turbulência na esteira, o que resulta em um incremento das solicitações dinâmicas nas turbinas situadas a sotavento, reduzindo sua vida útil.

Silva e Oliveira (2018), utilizando o critério de Von Mises, investigaram o comportamento dinâmico de uma torre eólica real submetida, simultaneamente, a cargas de gravidade, forças do rotor e cargas dinâmicas de vento não determinísticas. Inicialmente, a vibração da estrutura da turbina eólica foi estudada por uma análise numérica para calcular as frequências naturais e os modos de vibrar da estrutura. Verificaram, que o vento do primeiro modo de vibração representa o pico principal de transferência de energia da resposta estrutural dinâmica e que a referida transferência de energia se torna maior com o aumento da velocidade do vento.

A relevância do estudo mais aprofundado desse modelo estrutural se justifica uma vez que, atualmente, existem muitos incentivos para o desenvolvimento desse tipo de geração de energia, a exemplo, a Petrobras S.A anunciou que pretende criar até 2022 a primeira planta eólica do Brasil em alto-mar, no polo de Guamaré, no Rio Grande do Norte. Empresas estrangeiras, procuram investir no Brasil para criação de novos parques eólicos, além da ampliação de alguns já existentes. O Brasil, se comprometeu em reduzir as taxas de emissões de CO₂ na última reunião do acordo de Paris. Todos esses fatores envidenciam a relevância do tema e mostra que a investigação desse tipo de estrutura deve ser constante, pois, as mesmas se tornam cada vez mais esbeltas e submetidas a cargas cada vez maiores e mais constantes de ventos, a medida que há o aumento de sua altura, e seus aerogeradores ficam mais portentes.

Portanto, o presente trabalho buscar investigar o comportamento estrutural de torres eólicas quando submetidas à cargas de vento cada vez mais elevadas, levando em conta seu comportamento estrutural estático e dinâmico não determinístico, ao passo que são testadas estratégias para modelagem das fundações buscando a investigação do efeito que interação solo estrutura causa no comportamento estrutural estático e dinâmico não determinístico da torre investigada.

2 AÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA - NBR 6123 (ABNT, 1988)

Este capítulo apresenta os critérios de projeto estabelecidos pela norma brasileira, no que se refere a modelagem da ação do vento. Para tal, a norma brasileira estabelece dois modelos de cálculo para a simulação do carregamento de vento incidindo sobre as estruturas: o modelo contínuo simplificado e o modelo discreto. O capítulo apresenta detalhadamente a modelagem do vento pelo método simplificado proposto pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988) para a torre eólica em estudo.

2.1 Método simplificado NBR 6123 (ABNT, 1988)

A NBR 6123 (1988) prevê um método simplificado para calcularmos a resposta dinâmica na direção do vento, através da força de arrasto (F_a) conforme mostra a equação (1) abaixo:

$$F_a = q(z) \cdot C_a \cdot A_e \quad (1)$$

Onde :

C_a : Coeficiente de arrasto

A_e : Área frontal efetiva sobre a qual o vento incide

$q(z)$: Variação da pressão dinâmica do vento com a altura.

O coeficiente de arrasto (C_a) é aplicável em corpos de seção constante ou fracamente variável. A Figura 1 mostra que os valores dos coeficientes de arrasto dependem da relação h/l_1 entre o comprimento do corpo e a dimensão de referência l_1 , e, em diversos casos, do número de Reynolds, como mostra a equação (2):

$$R_e = 70000 \cdot V_k \cdot l_1 \quad (2)$$

A NBR 6123 (1988) afirma que embora os valores fornecidos não se refiram a corpos fechados, eles podem ser aplicados a corpos com um extremo aberto, tais como chaminés, desde que a relação h/l_1 seja superior a 8. Na estrutura do presente trabalho o número de Reynolds sempre será maior que $4,2 \times 10^5$ e a relação h/l_1

sempre será maior que 8. Vale salientar que nos casos em que o coeficiente de arrasto depende do número de Reynolds, pode ser mais desfavorável a adoção de uma velocidade inferior à velocidade característica, a medida que a diminuição da pressão dinâmica pode ser sobrepujada pelo aumento do coeficiente de arrasto.

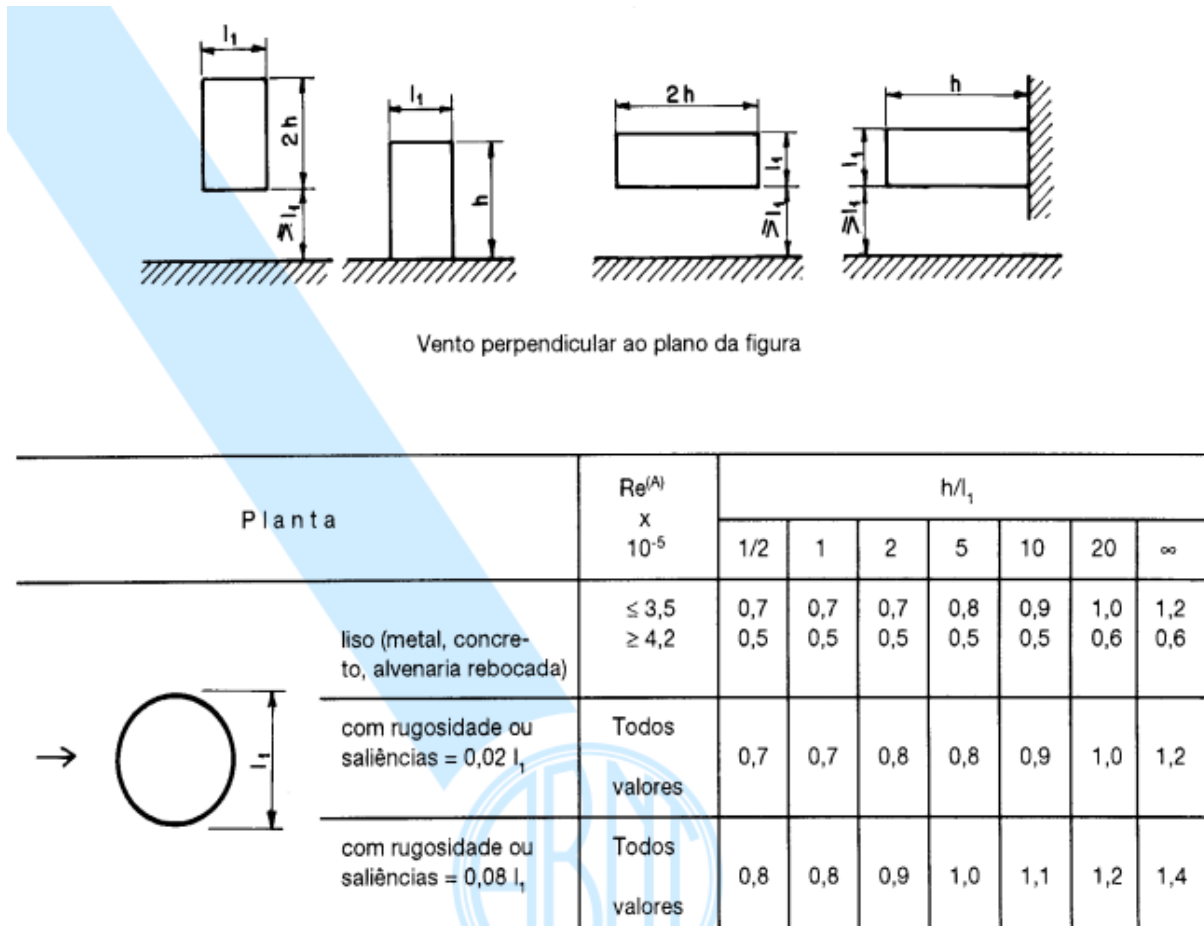


Figura 1 - Coeficientes de arrasto (C_a) para corpos de seção fracamente variável - NBR 6123 (ABNT, 1988, p. 22)

A referida torre em estudo foi dividida em 30 seções ao longo de sua altura para a aplicação das forças de arrasto (F_a) do vento para as velocidades de 24m/s, 40 m/s e 70m/s. Utilizou-se a velocidade de 24 m/s, pois trata-se da velocidade limite de operação da referida torre, já a de 40 m/s está relacionada ao mapa de isopletras nas regiões nordeste e sul do Brasil, que é onde se concentram a maioria dos parque eólicos Brasileiros, enquanto que a velocidade de 70 m/s foi usada com base numa ventania que derrubou oito torres eólicas no Parque Eólico de Osório, no Rio Grande do Sul em 2011. Nas seções de 1 a 3 foi feita uma interpolação linear para determinar o coeficiente de arrasto já que somente nessas seções a relação h/l_1 não é maior ou igual a 20. Para cada seção foi calculada a área frontal efetiva (A_e), que

para o caso de seções circulares, trata-se da superfície limitada pelo contorno do reticulado. Por fim, calcula-se a variação da pressão dinâmica do vento em função da altura conforme mostra a equação (3), onde o primeiro termo dentro dos colchetes corresponde à resposta média e o segundo termo corresponde a amplitude máxima da resposta flutuante.

$$q(z)=q_0 b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \cdot \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \cdot \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \cdot \xi \right] \quad (3)$$

Onde:

$q(z)$: Variação da pressão dinâmica do vento com a altura

q_0 : Pressão dinâmica (N/m²)

b : Parâmetro de acordo com a categoria de rugosidade do terreno

p : Parâmetro de acordo com a categoria de rugosidade do terreno

z : Cota dos nós de aplicação das cargas

z_r : Altura de referência (= 10 metros)

h : Altura da torre eólica

ξ : Amplificação dinâmica

γ : Parâmetro de determinação de efeitos dinâmicos.

A seguir é mostrado como encontrar cada parâmetro desse para se chegar na variação da pressão dinâmica do vento. Começando pela pressão dinâmica q_0 , que segundo a NBR 6123 (1988), deve ser determinada conforme mostra a equação (4) escrita abaixo:

$$q_0=0,613.V_p^2 \quad (4)$$

Onde:

q_0 : Pressão dinâmica (N/m²)

V_p : Velocidade de projeto (m/s).

A velocidade de projeto V_p corresponde a velocidade média do vento durante 10 minutos a 10 metros de altura do solo, e em terreno de categoria II, é obtida segundo a equação (5) mostrada abaixo:

$$V_p = 0,69 \cdot V_0 \cdot S_1 \cdot S_3 \quad (5)$$

Onde :

V_p : Velocidade de projeto (m/s)

V_0 : Velocidade básica do vento (m/s)

S_1 : Fator topográfico

S_3 : Fator estatístico.

O número 0,69 é considerado um fator de rajada, utilizado para passar da velocidade média sobre 3 segundos (V_0) para a velocidade média sobre 10 minutos na categoria II e a 10 metros de altura. A velocidade básica V_0 representa a velocidade do vento adequada ao local onde a estrutura será construída. Essa velocidade equivale a uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto e plano. Conforme mostra a Figura 2 a NBR 6123 (1988) apresenta um gráfico de isopletas da velocidade básica no Brasil.

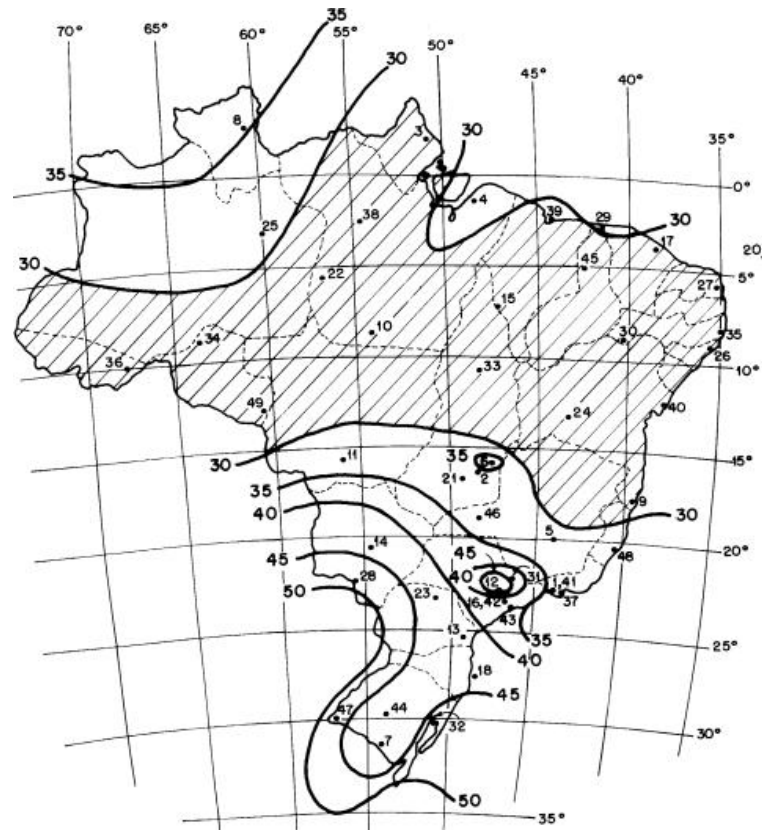


Figura 2 - Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s) - NBR 6123 (ABNT, 1988).

O fator topográfico S_1 é determinado em função do tipo de relevo onde a edificação encontra-se. Três situações são contempladas: terreno plano ou pouco ondulado ($S_1=1$), vales protegidos de ventos em qualquer direção ($S_1=0,9$) e taludes ou morros onde (S_1 é uma função de z). Neste último caso descrito, quando a edificação estiver em terrenos em talude ou morros, S_1 deve ser determinado com o auxílio da Figura 3, extraída da NBR 6123 (1988).

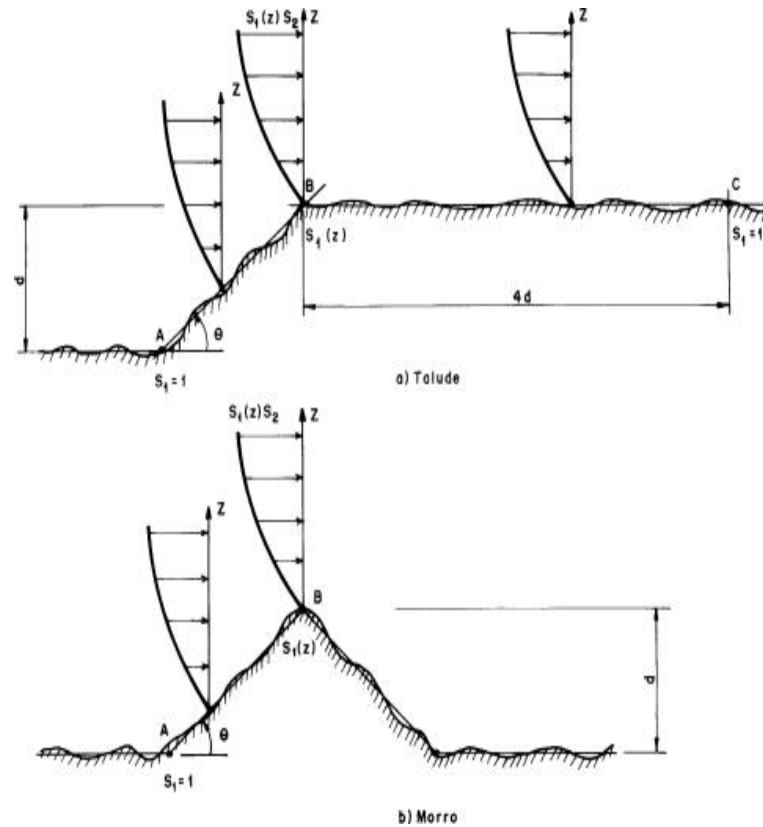


Figura 3 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988).

Conforme observado na Figura 3, as edificações podem estar localizadas nos pontos A, B ou C. Para cada ponto S_1 assume um valor determinado pela NBR 6123 (1988). Se a edificação estiver localizada nos pontos A ou C, da Figura 3, $S_1=1$, caso a edificação conste no ponto B, da Figura 37, S_1 será determinado através das seguintes equações:

$$S_1=1,0 \quad \text{para } \theta < 3^\circ \quad (6)$$

$$S_1(z)=1,0+\left(2,5-\frac{Z}{d}\right) \cdot \operatorname{tg}(\theta-3^\circ) \geq 1 \quad \text{para } 6^\circ \leq \theta \leq 17^\circ \quad (7)$$

$$S_1(z)=1,0+\left(2,5-\frac{Z}{d}\right) \cdot 0,31 \geq 1 \quad \text{para } \theta \geq 17^\circ \quad (8)$$

Onde:

Z: Altura medida a partir da superfície do terreno no ponto considerado

d: Diferença do nível entre a base e o topo do talude ou morro

θ : Inclinação média do talude ou encosta do morro.

Para casos onde os taludes ou morros tem a declividade θ diferente da faixa de ângulos apresentados nas equações (6), (7) e (8) deverá ser feita uma interpolação linear. Para estruturas que estejam entre os pontos A e B ou entre os pontos B e C o fator S_1 deve ser obtido também por interpolação linear.

O fator S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. De acordo com a NBR 6123 (1988), a velocidade básica V_0 é a velocidade do vento que apresenta um período de recorrência médio de 50 anos. A NBR 6123 (1988) apresenta a Tabela 1, com valores mínimos do fator estatístico S_3 . Para determinação deste fator, a NBR 6123 (1988) classifica as edificações em cinco grupos diferentes.

Tabela 1 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 - NBR 6123 (ABNT, 1988).

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

Para outros períodos de recorrência ou outros valores de probabilidade, a Tabela 2 apresenta valores típicos do fator S_3 , cuja expressão matemática é dada pela equação (9) abaixo:

$$S_3 = 0,54 \left[-\frac{\ln(1-P_m)}{m} \right]^{-0,157} \quad (9)$$

Tabela 2 - Fator estatístico S_3 - NBR 6123 (1988).

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

Para a torre em estudo do presente trabalho o valor de S_3 é igual a 1,0. Pois, considera-se uma torre atuante em um parque eólico para geração de energia. Uma vez encontrado V_0 , S_1 e S_3 , pode-se determinar a velocidade de projeto V_p e com o valor da mesma pode-se determinar a pressão dinâmica q_0 . A partir daí se procede a determinação dos outros parâmetros tais como: parâmetros p e b (ligados à categoria de rugosidade do terreno), parâmetros ζ e γ (relacionados aos efeitos dinâmicos causados pelo vento) e parâmetro ξ (fator de amplificação dinâmica) mostrado em sequência no presente trabalho. Uma vez determinado esses parâmetros, então pode-se determinar a pressão dinâmica $q(z)$.

De acordo com a NBR 6123 (1988) os parâmetros p e b são determinados em função da categoria de rugosidade do terreno de onde a estrutura foi projetada, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3 – Parâmetros p e b – NBR 6123 (1988).

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

No presente trabalho, considerou-se a categoria de rugosidade II, pois em grande parte do Brasil e do mundo, em casos de parques eólicos onshore, procura-se instalar essas estruturas em terrenos desta categoria. Os parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos ζ e γ são determinados segundo a NBR 6123

(1988) pela Tabela 4 de acordo com o tipo de edificação. No caso deste trabalho consideramos $\gamma = 1,7$ e $\zeta = 0,008$ (torres e chaminés de aço, seção uniforme).

Tabela 4 – Parâmetros para determinação de efeitos dinâmicos - NBR 6123 (ABNT, 1988)

Tipo de edificação	γ	ζ	$T_1 = 1/f_1$
Edifício de estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	1,2	0,02	$0,05+0,015.h$ (h em metros)
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais	1,6	0,015	$0,05+0,012.h$
Torres e chaminés de concreto, seção variável	2,7	0,015	$0,02.h$
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	1,7	0,01	$0,015.h$
Edifícios com estrutura de aço soldadas	1,2	0,01	$0,29.\sqrt{h} - 0,4$
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	1,7	0,008	-
Estruturas de madeira	-	0,03	-

Por fim, a NBR 6123 (1988) também fornece uma forma de determinar o fator de amplificação dinâmica ξ , que de acordo com a categoria do terreno, é função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ζ , da relação l_1/h (com h em metros) e da frequência f (através da relação adimensional dada pela equação (10). Assim, utilizando o gráfico da Figura 4, o amortecimento crítico é determinado.

$$\frac{V_p}{f_j \cdot 1800} \quad (10)$$

Onde:

V_p : Velocidade de projeto (m/s)

f_j : Frequência do 1º modo.

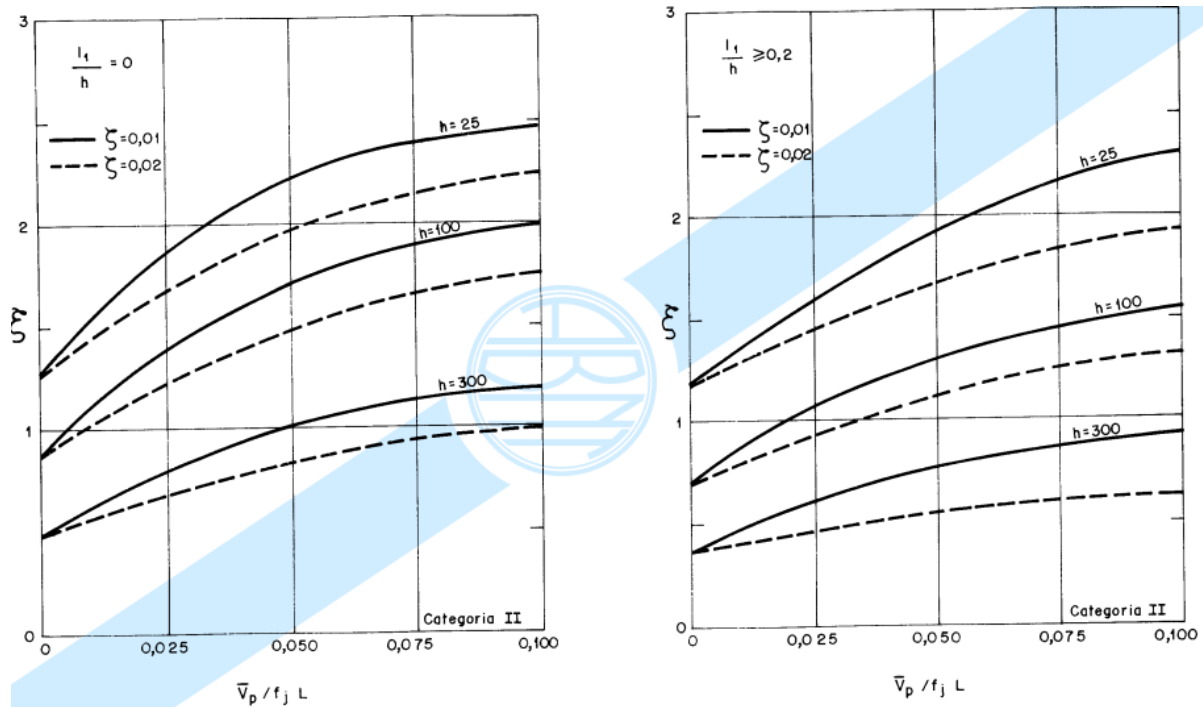


Figura 4 – Fator de amplificação dinâmica ξ terreno de categoria II - NBR 6123 (ABNT, 1988)

Com todos os parâmetros determinados calcula-se a variação da pressão dinâmica do vento com a altura $q(z)$, e por fim a força de arrasto F_a que será aplicada na torre de aço.

Neste capítulo, foi mostrado o modelo proposto pela NBR 6123 (1988) para consideração das solicitações provenientes das forças de arrasto que ocorrem quando da ação do vento sobre a torre em estudo. No próximo capítulo, mostra-se a metodologia utilizada para a modelagem não determinística da ação desse vento, haja vista a consideração do caráter aleatório do mesmo.

3 MODELAGEM NÃO DETERMINÍSTICA DA CARGA DE VENTO

Neste capítulo é desenvolvido o modelo de carregamento não determinístico do vento incidente nos modelos estruturais investigados. É realizada uma geração de séries de carregamentos para as três velocidades estudadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Em seguida, é feito um tratamento estatístico, em busca de um melhor refinamento, uma vez que o vento apresenta caráter aleatório e instável.

3.1 Modelagem não determinística das cargas de vento

O método do vento sintético utiliza-se de uma série de dados aleatórios. Para as pressões flutuantes, executam-se transformadas apropriadas, como as de Fourier, para gerar amostras representativas com as propriedades estatísticas do vento. Esse procedimento tem como ponto de partida um espectro de potência (neste trabalho utiliza-se Kaimal), da qual se estabelece um espectro reduzido e, conseqüentemente, a divisão entre a pressão média e a flutuante.

Franco (1993) no intuito de representar a natureza aleatória e não determinística do vento, apresentou conceitos estatísticos que se caracterizam por uma simulação numérica aleatória de componentes harmônicos através do método de Monte Carlo. A metodologia proposta divide o carregamento do vento em duas parcelas distintas, uma parcela média estática e uma parcela flutuante, referente as variações provenientes das rajadas (Figura 5). A parcela referente a flutuação é determinada pela superposição de componentes harmônicas com fases aleatoriamente definidas.

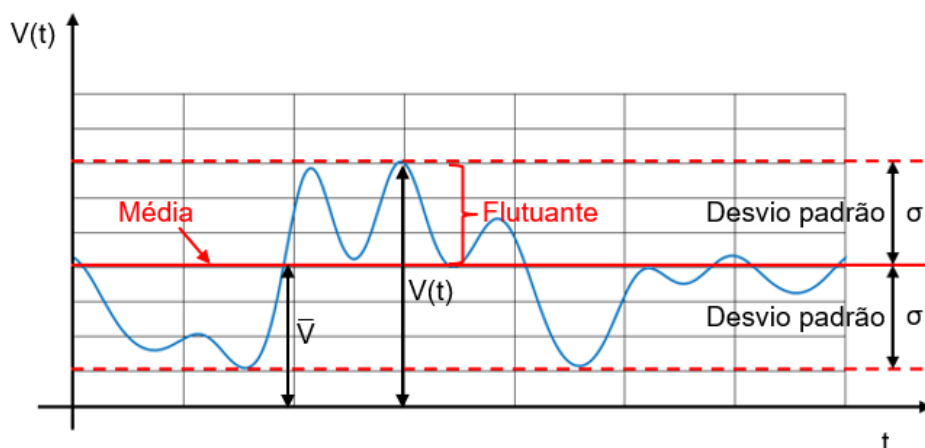


Figura 5 – Variação da velocidade do vento ao longo do tempo

Segundo Franco (1993), a parcela referente a flutuação pode ser dividida em uma série aleatória de 11 componentes harmônicos, de tal forma que um dos harmônicos coincida com a frequência ressonante da estrutura, e os demais harmônicos sejam múltiplos ou submúltiplos do harmônico referente a frequência ressonante. A amplitude de cada um dos harmônicos pode ser obtida em função do espectro de potência do vento.

Após essas aplicações, obtém-se o espectro de resposta em que se determinam os valores de esforços ou deslocamentos máximos de cada aplicação, sendo o valor característico da resposta determinado estatisticamente pelo Teorema de Gumbel.

A ação do vento é expressa em termos de sua velocidade, sendo o vetor velocidade do vento definido por uma função temporal constituída por duas parcelas distintas, uma parcela média $\bar{V}$, obtida por meio de expressões matemáticas da norma brasileira de vento NBR 6123 (1988) e uma parcela flutuante $V(t)$ conforme mostra a equação (11):

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (11)$$

Onde:

$V(t)$: representa a velocidade do vento em função do tempo

$\bar{V}$: representa a parcela média da velocidade do vento

$v(t)$: representa a parcela flutuante da velocidade do vento.

3.2 Parcela média da velocidade do vento

A fim de definir o valor da parcela média da velocidade do vento, recorre-se as recomendações da norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988). Conforme ao exposto pela referida norma, a velocidade média do vento pode ser determinada levando-se em consideração alguns fatores tais como, a velocidade básica do vento V_0 , que seria a velocidade de uma rajada de 3 s, que por fatores probabilísticos é excedida em média uma vez a cada 50 anos a 10 m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano.

No presente trabalho de pesquisa, os seguintes valores foram adotados para a determinação da parcela da velocidade média do vento, conforme especificação da NBR 6123 (ABNT, 1988):

- Velocidades básicas do vento: $V_0 = 24 \text{ m/s}$, 40 m/s e 70 m/s
- Fator topográfico: $S_1 = 1,0$
- Categoria do terreno: $S_2 = \text{Categoria II}$
- Fator estatístico: $S_3 = 1,0$
- Altura da torre: $h = 76,15 \text{ m}$
- Coeficiente de arrasto: $Ca = 0,6$.

Utilizando os dados definidos acima e com base no emprego da equação (12) determinou-se a velocidade média do vento.

$$\bar{V} = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (12)$$

Onde S_2 é definido pela equação (13):

$$S_2 = b \cdot F_{r,II} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (13)$$

Onde:

b : parâmetro meteorológico usado na determinação de S_2

F_r : fator de rajada

z : cota acima do terreno

p : expoente da lei potencial de variação de S_2 .

A NBR 6123 (ABNT, 1988) estabelece que, para determinação da resposta dinâmica na direção do vento, a velocidade de projeto pode ser definida por uma velocidade média atuando durante 10 minutos (600 segundos) e considerando-se uma altura de 10 metros acima do nível do terreno de categoria II. A Tabela 5 apresenta os parâmetros adotados para a determinação do fator S_2 .

Tabela 5 - Parâmetros adotados para determinação do fator S2

b	Fr	p	z [m]
1,0	0,69	0,15	10

Atribuindo-se os valores da Tabela 3 na equação anterior, e substituindo-se na equação (13), tem-se que a velocidade média para a cota de 10 m pode ser definida conforme a equação (14) abaixo:

$$V_{10} = 0,69.V_0.S_1.S_3 \quad (14)$$

Assim, pode-se expressar a velocidade média para uma cota “z” qualquer conforme mostrado na equação (15) abaixo :

$$\bar{V}(z) = V_{10} \cdot \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (15)$$

Onde:

V_{10} : velocidade média para uma cota de 10 m

F_r : Fator de rajada

z: Cota acima do terreno

p: Expoente da lei potencial de variação de S2.

Na Tabela 6 é apresentada a variação da velocidade média para o vento de 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s ao longo da altura da torre em análise. Verifica-se que com o aumento da altura da torre a velocidade média também aumenta, isso evidencia a característica de que o vento para alturas cada vez mais elevadas são mais frequentes e intensos.

Tabela 6 - Velocidade média do vento ao longo da torre para: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s

Cota z (m)	Velocidade média $\bar{V}_z$ (24 m/s)	Velocidade média $\bar{V}_z$ (40 m/s)	Velocidade média $\bar{V}_z$ (70 m/s)
2,58	13,51	22,52	39,42
5,15	14,99	24,98	43,72
7,54	15,87	26,45	46,30
10,02	16,57	27,61	48,32
12,60	17,14	28,57	50,00
15,33	17,66	29,43	51,50
17,82	18,06	30,10	52,67
20,21	18,40	30,67	53,68
22,93	18,76	31,26	54,70
25,30	19,03	31,72	55,52
27,78	19,30	32,17	56,30
30,50	19,57	32,62	57,09
32,92	19,80	33,00	57,75
35,52	20,03	33,38	58,41
37,95	20,23	33,71	59,00
40,70	20,44	34,07	59,62
43,03	20,61	34,35	60,12
45,64	20,80	34,66	60,65
48,29	20,97	34,95	61,17
50,79	21,13	35,22	61,63
53,31	21,29	35,48	62,08
55,75	21,43	35,71	62,50
58,44	21,58	35,97	62,94
60,98	21,72	36,20	63,35
63,46	21,85	36,42	63,73
66,00	21,98	36,63	64,10
68,50	22,10	36,84	64,46
70,95	22,22	37,03	64,80
73,68	22,34	37,24	65,17
76,15	22,45	37,42	65,49

3.3 Parcela flutuante da velocidade do vento

As propriedades do vento são instáveis, e tem variação aleatória. A consideração determinística é inadequada. Portanto, não há como alcançar resultados com precisão através de um estudo determinístico. A melhor maneira de estudá-las é através de ferramentas estatísticas. Todavia, pode-se levantar a hipótese que para a geração dos históricos de carregamento, o fluxo de vento é

unidirecional, estacionário e homogêneo. Isso implica que a direção do fluxo principal é constante no tempo e no espaço, logo, suas características não se alteram durante o período de realização da simulação. É necessário gerar funções de tempo associadas à parte flutuante do vento. Essas funções de tempo podem ser geradas com base em uma série de Fourier utilizando espectros de potências. Em análise estrutural, os espectros mais utilizados são os definidos por Davenport, von Kármán, Harris, Kaimal e Simiu, conforme mostrado na Figura 6. Esses espectros são definidos através de medidas de velocidades do vento em diversas alturas e diferentes tipos de terrenos.

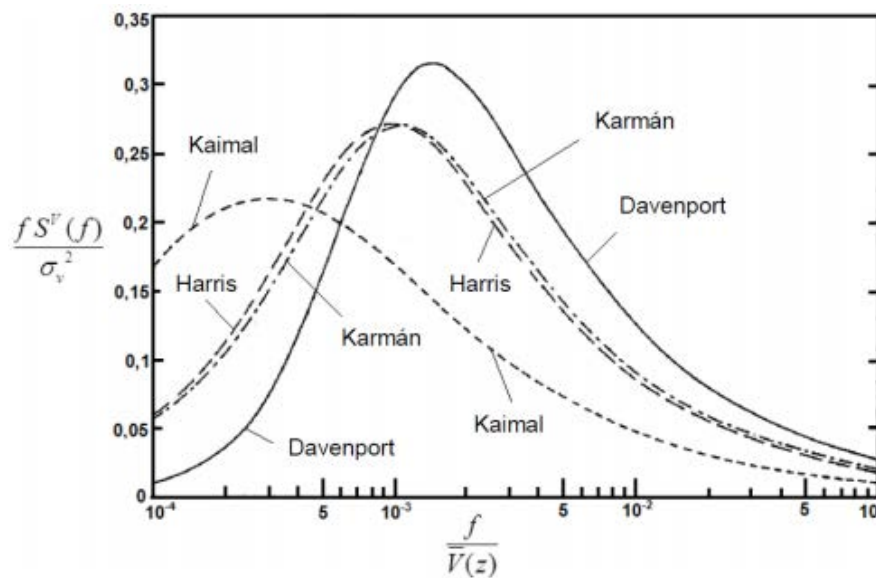


Figura 6 – Espectros de potência do vento (adaptado Blessman, 2013)

3.3.1 Modelo de carregamento - espectro de potência de Kaimal

Blessmann (1998) caracteriza o espectro de potência de um fenômeno aleatório como a distribuição de energia contida nesse fenômeno para as diversas frequências. Segundo Holmes (2007), o espectro de potência define a contribuição da parcela referente a cada frequência para a variância da série. No presente trabalho utilizou-se o espectro de potência de Kaimal (Figura 7), pois o mesmo considera a altura na determinação da densidade espectral do vento.

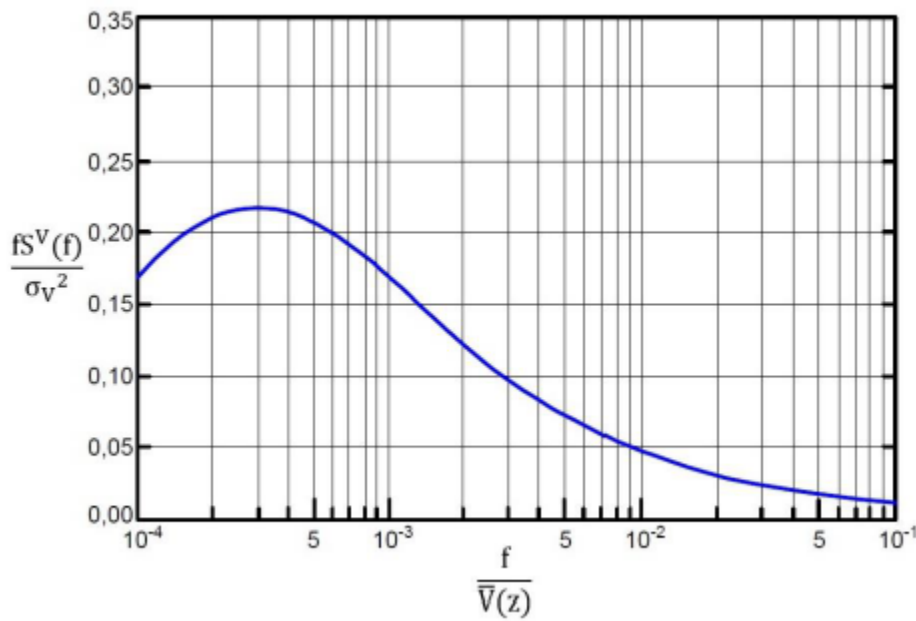


Figura 7 – Espectro de potência do vento de Kaimal (Blessmann, 1995)

A parcela flutuante do vento é decomposta em um número finito de harmônicos, funções proporcionais às frequências ressonantes da estrutura e com ângulos de fase aleatórios. Assumiu-se uma faixa de frequência definida na análise modal e também considerou-se que um dos harmônicos presentes na carga dinâmica não determinística coincide com a frequência fundamental do estrutura, enquanto os demais harmônicos da excitação são múltiplos do harmônico ressonante. A amplitude de cada harmônico do espectro de Kaimal é dado pelas equações (16) e (17). E a velocidade de fricção é determinada pela equação (18) conforme mostradas abaixo.

$$\frac{fS^V(f,z)}{u_*} = \frac{200X}{(1+50X)^{\frac{5}{3}}} \quad (16)$$

$$X(f,z) = \frac{f_z}{V_{10}} \quad (17)$$

$$u_* = \frac{k \bar{V}_z}{\ln\left(\frac{z}{z_0}\right)} \quad (18)$$

Onde:

$S^V(f)$: densidade espectral de energia na frequência f

f : frequência (Hz)

X : frequência adimensional

V_z : velocidade média do vento na cota z acima do nível do terreno (m/s)

k : constante de Kármán (= 0,4)

u^* : velocidade de fricção ou velocidade de corte no escoamento do vento

z_0 : comprimento de rugosidade.

3.3.2 Séries temporais da velocidade do vento

A componente flutuante da velocidade do vento $[v(t)]$ pode ser representada, de maneira simplificada, com base no emprego de uma única função harmônica, dada pela Equação (19):

$$v(t) = V_0 \cdot \cos(2\pi f t) \quad (19)$$

Onde:

$v(t)$: parcela flutuante da velocidade do vento

V_0 : velocidade básica do vento (m/s)

f : frequência (Hz).

A formulação matemática para a modelagem numérica da parcela flutuante da velocidade do vento $v(t)$, é simulada com base em um processo aleatório fracamente estacionário de segunda ordem, ergódico e gaussiano e pode ser representado por uma integral de Fourier. A formulação pode ser obtida pela superposição de ondas harmônicas (Shinozuka e Jan, 1972), de acordo com a equação (20), já a amplitude das séries temporais a_i é dada pela equação (21):

$$v(t) = \sum_{i=1}^n a_i \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (20)$$

$$a_i = \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f} \quad (21)$$

Onde:

$v(t)$: parcela flutuante da velocidade do vento

n : é o número de divisões do espectro de potência utilizado na análise

S^V : densidade espectral

f_i : frequência (Hz)

Δf : incremento de frequência (Hz)

θ_i : ângulo de fase aleatório definido no intervalo de 0 a 2π .

Para determinação das séries temporais, deve-se escolher faixas de frequências dentro do espectro de potência do vento, de tal maneira que esta englobe todas as principais frequências naturais do modelo estrutural investigado. No presente trabalho de pesquisa, a faixa de frequência adotada para a estratégia de modelagem desenvolvida, abrange as 5 primeiras frequências naturais. Sendo adotada a faixa de 0,01 até 2,7 Hz, conforme capítulo 6, Tabela 13.

Em seguida discretizou-se esta faixa de frequência em 163 partes, fazendo com que o incremento Δf , seja igual a 0,0165. Dessa forma, na estratégia de modelagem da torre eólica o 21º harmônico coincide com o harmônico ressonante ($f_{01} = 0,34$ Hz), sendo os demais harmônicos múltiplos e submúltiplos dos harmônico ressonante, de forma análoga a metodologia de análise proposta por Franco (1993).

3.4 Carregamento do vento não determinístico

A NBR 6123 (ABNT, 1988), fornece uma forma para calcular a pressão dinâmica do vento, conforme apresentado na equação (22):

$$q(t) = 0,613.V(t)^2 \quad (22)$$

Onde:

$q(t)$: pressão dinâmica horizontal

$V(t)$: soma das parcelas média e flutuante da velocidade do vento.

Posteriormente, pode-se determinar a carga dinâmica de vento $[F(t)]$ atuante em cada nó “i” da torre eólica pela equação (23):

$$F(t) = C_{ai} q(t) A_i \quad (23)$$

Onde:

$F(t)$: Carga dinâmica do vento

$q(t)$: pressão dinâmica horizontal

C_{ai} : coeficiente de arrasto na região “i” do modelo estrutural

A_i : área frontal da superfície na região “i” do modelo estrutural, limitada pelo contorno do reticulado.

3.5 Análise estatística dos resultados

Por se tratar de um modelo não determinístico, o vento sintético necessita de uma análise estatística para a verificação da convergência de sua resposta. Uma vez determinada a força do vento atuando em cada nó da torre eólica em análise, e tendo determinado os deslocamentos dos modelos desenvolvidos em elementos finitos com o auxílio do programa ANSYS (2015), procedeu-se um tratamento estatístico dos deslocamentos máximos obtidos em cada uma das séries de carregamento analisadas.

Isto foi realizado com o intuito de sistematizar a avaliação estatística utilizada na análise dos resultados obtidos. Assim, são apresentadas as formulações básicas dos parâmetros estatísticos utilizados nesta avaliação de forma a explicitar o procedimento adotado nesta dissertação onde para cada série de carregamento analisada, dentro dos três perfis de velocidades estudados: 24m/s, 40 m/s e 70 m/s, obteve-se o deslocamento máximo, na direção de aplicação das cargas de vento, no topo da torre, considerando a fase permanente do gráfico deslocamento por tempo, obtido com auxílio do programa computacional ANSYS (2015).

Para tal, foi preciso calcular, primeiramente, a média dos deslocamentos máximos $\bar{U}$ para cada série de carregamento aplicada na torre eólica. Isto foi realizado para cada um dos três perfis de velocidades do vento: 24 m/s, 40 m/s e 70

m/s. A equação (24) apresenta a forma para o cálculo dessas médias em cada perfil de velocidade estudado.

$$\bar{U} = \frac{U_1 + U_2 + \dots + U_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_n U_i \quad (24)$$

Onde:

$\bar{U}$: média dos deslocamentos máximos de cada série de carregamento

n: número de séries de carregamento analisadas, (neste trabalho, n igual a 30).

A seguir, a partir da equação (25), calcula-se a média quadrática para o cálculo posterior da variância e do desvio padrão da amostra de deslocamentos.

$$\overline{U_q} = \sqrt{\frac{U_1^2 + U_2^2 + \dots + U_n^2}{n}} \quad (25)$$

Por fim, procede-se ao cálculo da variância e do desvio padrão, respectivamente, conforme as equações (26) e (27) apresentadas abaixo:

$$\sigma_u^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2 \quad (26)$$

$$\sigma_u = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2} \quad (27)$$

Onde:

σ_u^2 : variância

σ_u : desvio padrão

U_i : deslocamentos máximo referente à série “i”

$\bar{U}$: média dos deslocamentos máximos das séries analisadas.

Dentro desta perspectiva e com a finalidade de se obter um modelo mais confiável para a utilização da ação não determinística do vento o tratamento estatístico dos resultados deve levar em consideração a resposta com grau de confiabilidade de 95%. Pois, a mesma trata-se de uma ferramenta de verificação que possibilita a determinação da probabilidade da média do parâmetro de uma determinada amostra ocorrer. Portanto, pode ser definido como o intervalo onde há 95% de probabilidade da média verdadeira da população inteira ocorrer.

Obata (2009), determina o valor de resposta característica máxima, com incerteza de 5%, considerando-se uma distribuição Gaussiana (normal), através da equação (28). Assim, é possível obter a média, desvio padrão e valores característicos das respostas com um grau de confiabilidade de 95% (U_z 95%).

$$U_{z95\%}=1,65\sigma_u+m \quad (28)$$

Onde:

$U_{z95\%}$: resposta em termos de deslocamento com grau de confiabilidade de 95%

σ_u : desvio padrão

m : média dos resultados dos deslocamentos máximos das séries de carregamentos.

Neste capítulo foi apresentado o modelo empregado para a simulação do carregamento do vento não determinístico. Além disso, foram apresentadas as metodologias utilizadas para determinação das parcelas da velocidade do vento, sendo a parcela média definida com base na norma NBR 6123 (ABNT, 1988) e a parcela flutuante definida em função do espectro de potência da velocidade do vento proposto por Kaimal (Blessmann, 1995). Por fim, apresentou-se também, as formulações utilizadas no tratamento estatístico das respostas dinâmicas obtidas, em termos de deslocamentos máximos, para cada série de carregamento de vento não determinístico.

4 DESCRIÇÃO DO MODELO ESTRUTURAL

Neste capítulo são apresentadas as principais características referente ao modelo estrutural em estudo, uma torre para suporte de um gerador eólico MM92 da Repower com capacidade de geração de energia de 2,05 MW. Assim, são apresentadas as informações referentes à geometria da estrutura, propriedades das seções utilizadas, características físicas dos materiais, parâmetros de projeto adotados e a descrição dos carregamentos estático e dinâmico não determinístico que são aplicados ao modelo.

4.1 Descrição do modelo

Em seu trabalho de pesquisa, Sirqueira (2008) estudou o comportamento estrutural da torre de aço para suporte de uma turbina modelo MM92 da Repower, com capacidade de geração de 2,05 MW de energia elétrica, começando sua produção a partir de uma velocidade de 3 m/s e interrompendo a mesma quando atinge uma velocidade de 24 m/s. A referida torre é comumente encontrada em parques eólicos da Europa, principalmente em países como: Espanha, Portugal e Alemanha (Sirqueira, 2008).

4.1.1 Características geométricas

O suporte tem espessura variável ao longo de sua altura com 30 mm na base e 12 mm no topo e possui o formato de um tronco cônico vazado dividido em três partes conforme mostra a Figura 8. A divisão do suporte de aço em três partes se deve pelo fato de viabilizar a logística de transporte e de instalação. A fundação da estrutura, vista em planta, é uma sapata octogonal inscrita numa circunferência de 17 m de diâmetro e com altura constante de 2,5 m (Figura 8). Trata-se de um tipo de fundação muito utilizado para torres do referido porte deste trabalho.

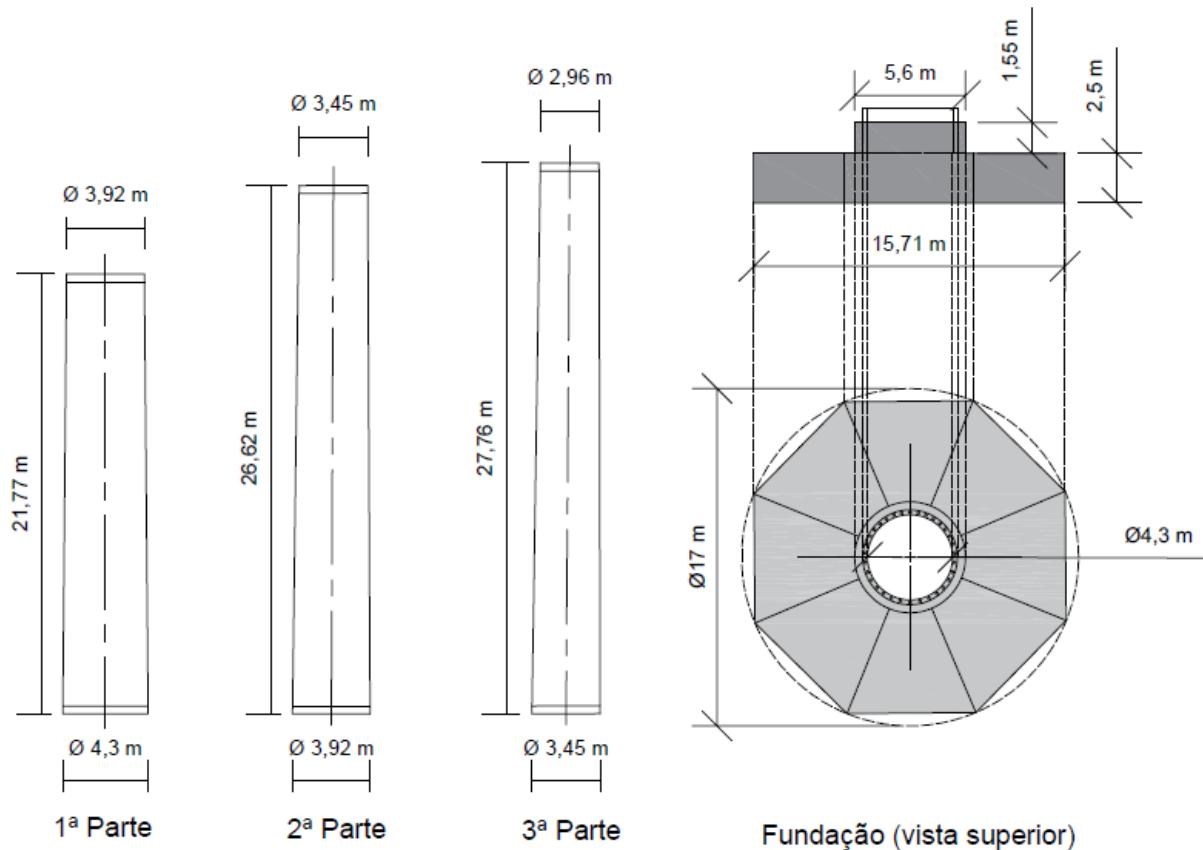


Figura 8 – Características geométricas do suporte de aço e da fundação.

As partes do suporte de aço são conectados por cerca de 464 parafusos ligados por flanges. A ligação da base da primeira parte com a fundação e a ligação do topo da primeira parte com a base da segunda parte é feita por parafusos de 45 mm de diâmetro, já o topo da segunda parte com a base da terceira parte são ligados com parafusos de 39 mm de diâmetro, e por fim, o topo da terceira parte com a nacelle com parafusos de 30 mm de diâmetro.

Na ligação de cada uma das partes do suporte de aço existem enrijecedores, isto ocorre em virtude da espessura dos flanges de ligação ser superior ao da parede do suporte de aço. Na primeira parte do suporte de aço existem duas aberturas, uma para acesso interno (maior) e outra para ventilação (menor), ambas têm o formato de uma elipse e também contam com enrijecedor perpendicular as suas respectivas aberturas. A Figura 9 ilustra a torre eólica com suas principais componentes bem como mostra esquematicamente as aberturas da porta e da ventilação além do detalhe da ligação aparafusada (enrijecedor).

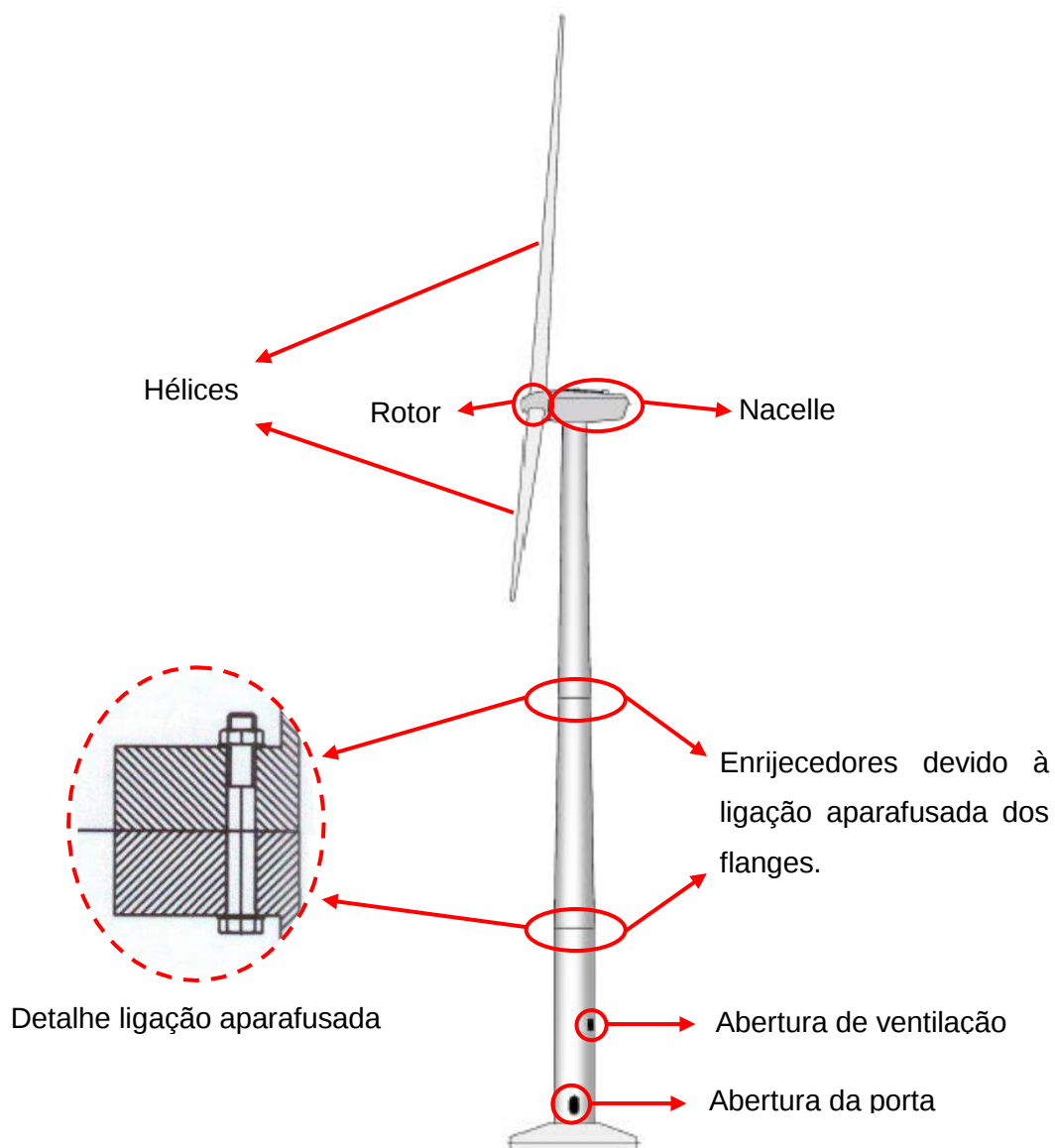


Figura 9 – Componentes da torre eólica e detalhes de ligação das partes do suporte de aço (adaptado de Repower systems, 2008).

A parte superior da torre é formada pela nacelle e o rotor. A nacelle é onde se encontram todos os equipamentos mecânicos, elétricos e eletrônicos do aerogerador e sua massa total é de 71 t (Figura 10). O rotor é o conjunto de componentes responsável por fazer a turbina girar para produzir energia elétrica. Sua principal componente são as três hélices feitas de um plástico reforçado com fibra de vidro para minimizar o peso, e assim, transmitir o mínimo possível de carga para a nacelle. As hélices medem 45,20 m de comprimento e 5,0 m de altura cada uma e tem massa de 7,9 t cada uma, e quando em funcionamento, criam uma superfície de

6720 m². O rotor com todas as suas componentes (incluindo as três hélices) tem massa total de 40,7 t.

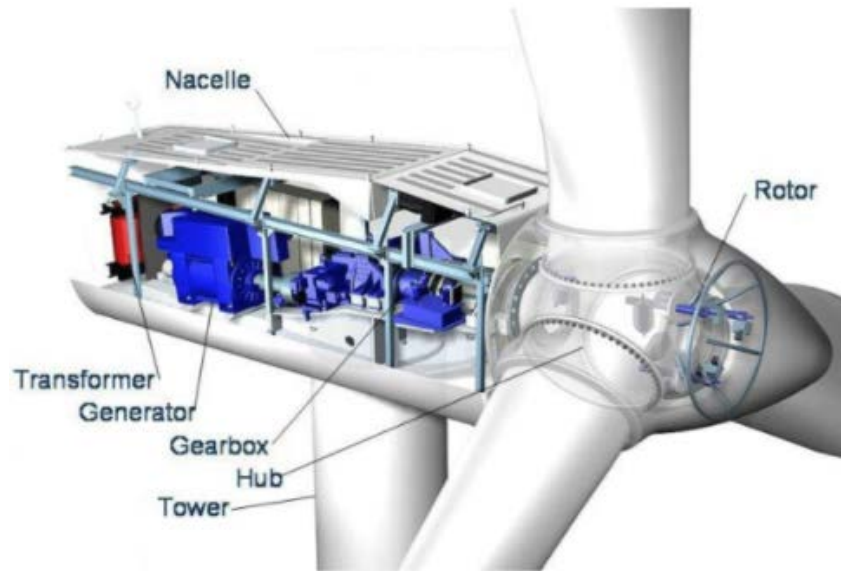


Figura 10 – Detalhe da parte superior da torre: nacelle e rotor (Repower systems, 2008).

4.1.2 Características físicas dos materiais

O suporte para a turbina eólica, os flanges e os enrijecedores da abertura da porta são fabricados em aço S355 e tem as seguintes características: módulo de elasticidade (E_s) de 205 GPa, tensão de escoamento (f_y) de 355 MPa, densidade (γ_s) de 78,5 kN/m³ e o coeficiente de Poisson (ν_s) de 0,3. A fundação trata-se de uma sapata de concreto armado com as seguintes características: módulo de elasticidade (E_c) 30 GPa, tensão de escoamento (f_{ck}) 16 MPa, densidade (γ_c) de 25,5 kN/m³ e Poisson (ν_c) de 0,2. A Tabela mostra de forma resumida a característica dos materiais da torre eólica modelo MM92 da Repower.

Tabela 7 – Características físicas dos materiais da torre eólica

	Suporte, flanges e enrijecedores (Aço S355)	Fundação: sapata (Concreto armado)
Módulo de elasticidade (GPa)	205	30
Tensão de escoamento (MPa)	355	16
Densidade (kN/m ³)	78,5	25,5
Coefic. de Poisson	0,3	0,2

4.2 Descrição dos carregamentos

É de suma importância o estudo e a verificação dos tipos de carregamentos aos quais a estrutura está submetida. Sua análise é essencial para verificação dos esforços gerados provenientes de forças externas, pois a desconsideração de algum desses pode levar a um projeto falho e por consequência sua subutilização ou até mesmo o seu colapso.

4.2.1 Peso próprio da torre

Para considerar o peso próprio da torre, foram modelados: a torre para suporte da turbina com peso específico do aço de $78,5 \text{ kN/m}^3$, o gerador com peso específico de $23,24 \text{ kN/m}^3$, o rotor com peso específico de $32,00 \text{ kN/m}^3$ e a fundação em sapata com peso específico do concreto armado de $25,5 \text{ kN/m}^3$. O peso específico das hélices foi computado no rotor, pois elas estão presas em seu eixo. Discretizou-se as densidades do rotor e da nacelle desta forma, pois ambas foram calculadas de acordo com o volume gerado no modelo numérico que será apresentado mais adiante. Essa estratégia se justifica, uma vez que é a que mais se aproxima da realidade do modelo estrutural apresentado, pois gera um rotor com massa de $40,7 \text{ t}$ e uma nacelle com massa de 71 t , caracterizando assim, a realidade da distribuição não uniforme da massa na parte superior da torre em estudo.

4.2.2 Forças geradas no rotor

As forças geradas no rotor são forças que atuam na estrutura e são produzidas devido a máquinas rotativas. Essas forças são de difícil obtenção e devem ser dadas pelo fabricante da turbina. O problema é que grande parte desses fabricantes não fornecem essas forças e as mesmas são de difícil obtenção. Um artigo de Bazeos et al. (2002) indica os valores das forças geradas devido no rotor de uma turbina de 450 kW suportada por uma torre de aço de 38 metros de altura. O autor trata essas forças em duas situações: a operacional (quando a torre esta sendo atingida por ventos dentro de sua faixa de operação) e a de sobrevivência (quando a torre é atingida por ventos acima de sua faixa de operação). O autor

também diz que as forças geradas pelo rotor aumentam linearmente com o aumento da potência da turbina.

Umut et al. (2011) calcula as forças provenientes do rotor para uma turbina de 3 MW de potência, fazendo a interpolação linear a partir das forças da turbina de 450kW, apresentadas no artigo de Bazeos et al. (2002). A partir desse embasamento Oliveira (2017) calculou também essas forças para uma turbina de 2 MW para dois casos: operacional e sobrevivência. Desta forma, chegam-se as forças provenientes do rotor para a turbina do presente trabalho (turbina MM92 da Repower) com capacidade de 2 MW. A Figura 11 mostra esquematicamente os carregamentos atuantes devido às forças no rotor para o presente modelo, e a Tabela 8 mostra os valores dessas forças para os dois casos: operacional e sobrevivência.

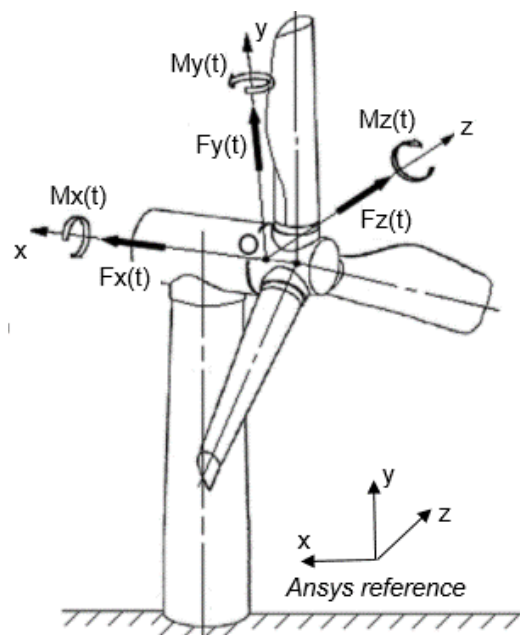


Figura 11 – Forças geradas no rotor.

Tabela 8 – Forças devido ao rotor (turbina de 2 MW de potência)

2 MW	Operacional (3 m/s < vento < 24 m/s)	Sobrevivência (vento > 24 m/s)
F_x (kN)	181,7	510,3
F_y (kN)	544,6	0
F_z (kN)	0,1	0,11
M_x (kNm)	367,2	220
M_y (kNm)	14,1	14,3
M_z (kNm)	219,8	184,5

4.2.3 Forças provenientes do vento

As forças devido às cargas de vento são calculadas para três situações de velocidades distintas: 24 m/s (velocidade limite de operação da referida torre, antes do sistema travar o funcionamento por questão de segurança), 40 m/s (velocidade de acordo com o mapa de isopletas de velocidade do vento segundo a NBR 6123 (1988) para as regiões sul e sudeste do país) e 70 m/s (adotada no referido trabalho devido a ocorrência do acidente, com a queda de oito torres em 2011, no parque eólico de Osório - Rio Grande do Sul - Brasil).

A torre em estudo foi dividida em 30 seções a longo de sua altura para aplicação da força proveniente do vento não determinístico. Para tal, foram geradas 30 séries de carregamentos para cada um dos três perfis de velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Oliveira (2017) investigou a resposta dinâmica da referida torre considerando o vento atuando em três direções: 0° , 45° e 90° , onde foi observada como situação mais crítica de incidência ventos a 0° . Por este motivo, no presente trabalho considerou-se o vento atuando somente na direção de 0° (direção do eixo x), conforme mostra a Figura 12. Maiores detalhes com relação a obtenção dessas forças são apresentados no capítulo 7 desta dissertação.

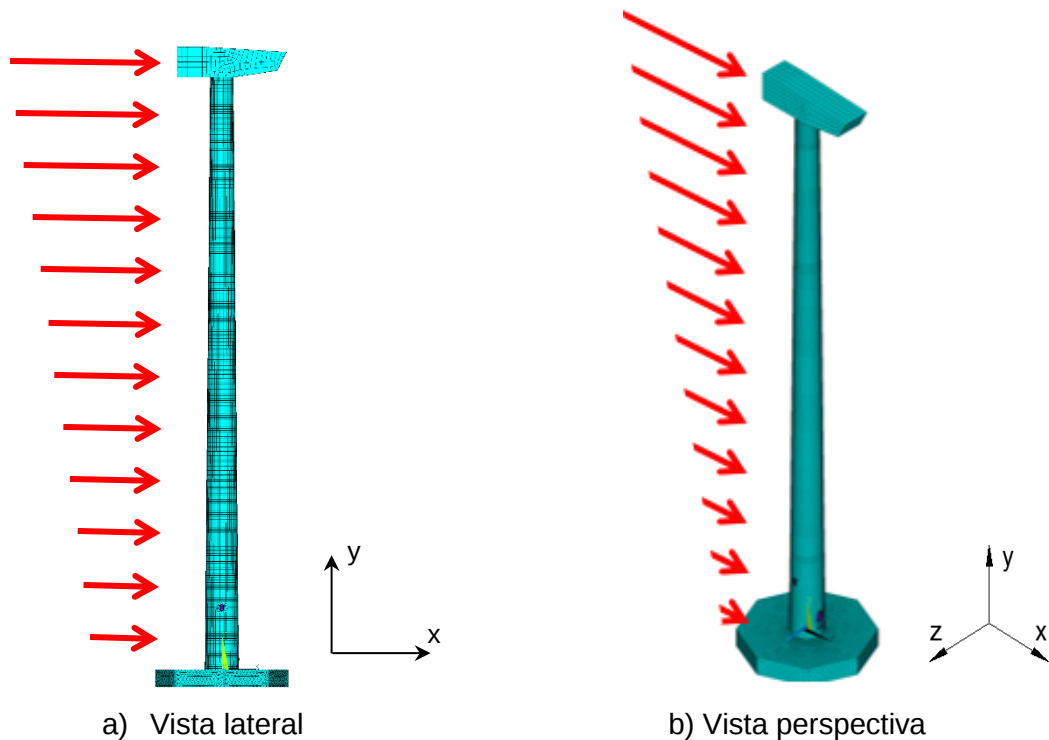


Figura 12 - Direção de aplicação da força proveniente do vento não determinístico

4.2.4 Forças geradas devido ao desprendimento de vórtices

O desprendimento de vórtices é um fenômeno que ocorre quando um corpo é submetido a um escoamento com certa velocidade. Na região que ocorre o deslocamento da camada limite surge uma “esteira” na parte traseira do referido corpo devido às forças cisalhantes geradas ao perderem quantidade movimento pelo choque com a parede da estrutura.

Gerrard (1966) descreveu a modelagem do desprendimento de vórtice no escoamento em torno de um cilindro, mostrando que o principal elemento responsável pelo desprendimento de vórtices é a interação mútua entre as duas camadas cisalhantes geradas pelo desprendimento da camada limite. A equação (29) mostra quando o efeito do desprendimento de vórtices precisa ser investigado (Eurocódigo 1, 2005).

$$\frac{l}{d} > 6 \quad (29)$$

Onde:

l: plano perpendicular da maior direção de incidência do vento (altura da torre)

d: plano perpendicular da menor direção de incidência do vento (diâmetro médio da torre).

Conforme ilustrado na equação (30), o mesmo não precisa ser investigado quando (Eurocódigo 1):

$$V_{cr} = 1,25V_m \quad (30)$$

Onde:

V_{cr} : é a velocidade crítica do vento para o modo 1 (modo de flexão)

V_m : é a velocidade média do vento de 10 minutos característicos na seção transversal onde ocorre o efeito vórtice.

A torre eólica em estudo tem a relação $l/d > 6$, logo deve ser investigada com relação ao efeito devido ao desprendimento de vórtices. Segundo o Eurocódigo 1, o desprendimento de vórtices tem caráter sinusoidal, logo é razoável modelar a alteração de vórtice que cria uma excitação harmônica normal ao fluxo de vento como mostra a equação (31) descrita abaixo:

$$F_k = \frac{1}{2} \rho V^2 \sin(2\pi n t) \quad (31)$$

Onde :

F_k : carga de vento cruzado devido ao desprendimento de vórtices (kN/m²)

ρ : massa específica do ar (1.225 Kg/m³) ou em peso específico (12,25 N/m³)

V : velocidade crítica (= V_{cr}) (m/s²).

A velocidade crítica (V_{cr}) é função do raio da seção transversal (b), da frequência natural de ressonância da estrutura (n_i) e do número de Strouhal (St) e é dada pela equação (32).

$$V_{cr} = \frac{b \cdot n_{i,y}}{St} \quad (32)$$

Onde:

b : diâmetro da seção transversal (adotado o diâmetro médio igual 3,63 m)

$n_{i,y}$: frequência natural de ressonância da estrutura (f_{01})

St : número de Strouhal (0,18 para seções cilíndricas).

Calculada a velocidade crítica, chega-se as forças ao longo do tempo devido ao desprendimento de vórtices, conforme mostrado na Figura 13.

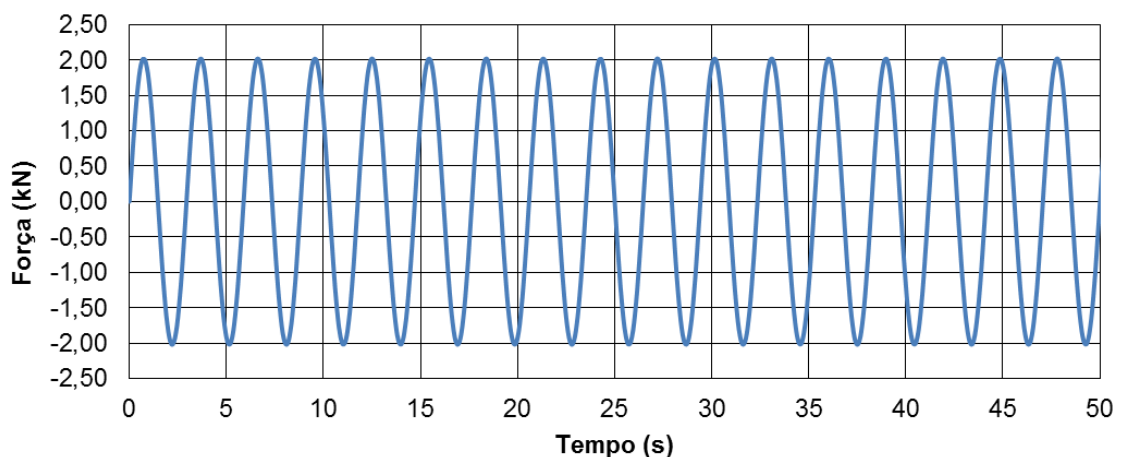


Figura 13 – Forças devido ao desprendimento de vórtices

Aplicando a transformada de Fourier chega-se ao gráfico da força no domínio da frequência. Como mostra a Figura 14, o pico de energia ocorre na frequência de ressonância da estrutura ($f_{01} = 0,34$ Hz). Este valor é obtido após as

análises modais apresentadas na Tabela 13, constante no capítulo 6 desta dissertação, utilizando o Modelo Numérico IV (MN-IV) como o modelo de referência.

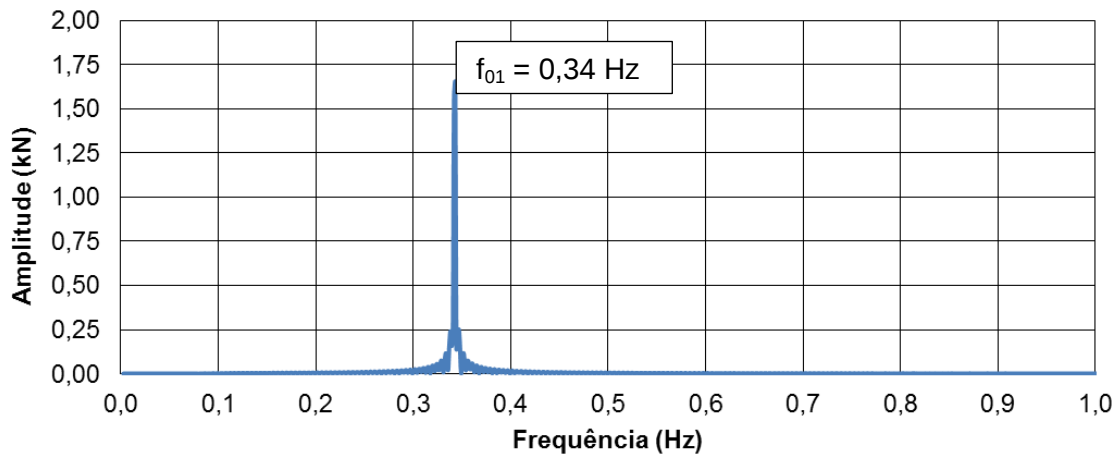


Figura 14 – Forças proveniente dos desprendimento de vórtices no domínio da frequência

4.3 Interação solo-estrutura

A maioria dos projetos desconsideram a interação solo-estrutura quando da obtenção de esforços atuantes nos sistemas estruturais. O cálculo é realizado considerando-se que os apoios não se deslocam, o que não ocorre na realidade. O capítulo seguinte apresentará os quatro modelos numéricos computacionais que serão investigados no presente trabalho. O estudo de cada um desses modelos computacionais, onde basicamente há variação das fundações, tem como objetivo analisar a influência que a interação solo-estrutura têm no comportamento dinâmico da torre. Uma vez que as frequências próprias e os respectivos modos de vibração de uma estrutura dependem tanto da massa como da rigidez, é de se esperar que solos com maior rigidez, também confirmem maior rigidez à estrutura, variando assim sua resposta dinâmica.

A modelagem da sapata respeitou as características geométricas do modelo estrutural apresentado. A modelagem do solo é a parte mais difícil, haja visto que o solo é um elemento complexo, em razão da variabilidade de características em que é encontrado na natureza, a exemplo: a heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além dos efeitos da variação da quantidade de água presente em sua constituição tornam muito difícil modelá-lo.

Entretanto, uma alternativa difundida por pesquisadores no mundo todo é modelar o solo criando apoios elásticos, representados por molas, atribuindo a rigidez do solo as mesmas. Essa rigidez é dada de acordo com o módulo de elasticidade do solo, E_s , e é baseada no coeficiente de reação do subleito k_z definido de acordo com a Equação (33) de (Bowles 1988, Adhikari e Bhattacharya 2011):

$$k_z = \frac{E_s}{B(1-\nu_s)} \quad (33)$$

Onde :

k_z : rigidez do solo (kN/m³)

E_s : módulo de elasticidade do solo (=300000 kN/m²)

ν_s : coeficiente de Poisson do solo (0,3)

B: diâmetro da fundação (=17 m).

O módulo de elasticidade do solo (E_s) adotado para este trabalho, bem como o coeficiente de Poisson (ν_s), são valores característicos de solos arenosos fofos e argilas moles.

5 MODELAGEM NÚMERICA EM ELEMENTOS FINITOS

Este capítulo apresenta o desenvolvimento dos quatro modelos numéricos investigados no presente trabalho: MN-I (apoios rígidos), MN-II (fundação em sapata com base engastada), MN-III (fundação em sapata com base elástica discreta variável) e MN-IV (fundação em sapata com base elástica discreta média) e também da modelagem do amortecimento. Para tais modelagens, foi utilizado o software ANSYS (2015). Este software utiliza o método dos elementos finitos como base para a simulação numérico-computacional, possibilitando assim, aos projetistas de estruturas a avaliação prévia das mesmas através da representação de modelos estruturais reais em modelos numéricos computacionais.

5.1 Modelagem computacional da torre eólica

A torre eólica em estudo foi modelada com base no modelo estrutural que foi apresentado no capítulo anterior. Entretanto, com o objetivo de estudar o que ocorre na resposta estrutural dinâmica levando em consideração a interação solo estrutura, desenvolveu-se quatro modelos numéricos com o software ANSYS (2015) onde variam-se os tipos de interação entre estrutura e solo: MN-I (apoios rígidos), MN-II (fundação em sapata com base engastada), MN-III (fundação em sapata com base elástica discreta variável) e MN-IV (fundação em sapata com base elástica discreta média). O ANSYS (2015) é um software que utiliza o método dos elementos finitos como base para o desenvolvimento e análise dos modelos numéricos computacionais a partir de modelos reais ou idealizados.

Na modelagem das aberturas na torre foram consideradas todas as suas características geométricas e também os enrijecedores. As hélices, o rotor e a nacelle foram representados por um elemento de casca com densidade equivalente as suas respectivas massas. Para representar corretamente o comportamento físico do engaste entre a torre e a fundação foi necessário que os nós dos elementos de casca da torre se conectassem aos nós dos elementos sólidos da sapata.

5.1.1 Elementos finitos utilizados nos modelos numéricos desenvolvidos

O modelo numérico foi elaborado com base no método dos elementos finitos, que trata-se de um método numérico para solução de problemas dentro de uma tolerância aceitável. Em linhas gerais, o método prevê a discretização do domínio em estudo em regiões menores para solucionar o problema de se escolher funções de interpolação que descrevam as variáveis do problema em todo domínio, as quais devem satisfazer as condições de contorno do problema. No presente trabalho foram utilizados para a torre e a nacelle o elemento finito de casca SHELL181 (ANSYS 2015), para a sapata de concreto armado o elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS 2015) e para a interação solo estrutura o elemento finito de mola COMBIN39 (ANSYS 2015).

O elemento finito de casca SHELL181 (ANSYS 2015) é adequado para análise de estrutura compostas por cascas que apresentam espessuras finas e médias, o mesmo tem quatro nós com seis graus de liberdade por nó: translações nas direções X, Y e Z e rotações em relação aos eixos X, Y e Z. Trata-se de um elemento adequado para a modelagem de problemas estruturais que envolvam análise linear e não-linear física e geométrica. A Figura 15 mostra algumas características deste elemento finito.

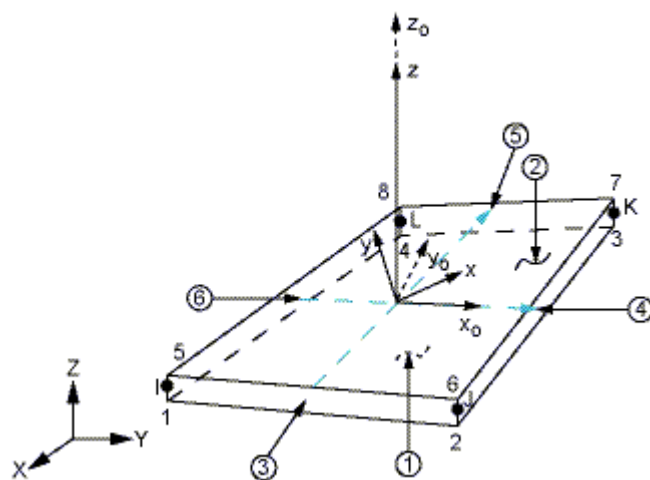


Figura 15 – Elemento finito de casca SHELL 181 (ANSYS 2015)

O elemento tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS 2015) é o elemento adequado para a modelagem de malhas irregulares, caso da sapata em concreto armado, o mesmo possui quatro nós com seis graus de liberdade em cada nó: as

translações nas direções nodais X, Y e Z e as rotações sobre as direções nodais X, Y e Z. Trata-se do elemento adequado na modelagem da sapata, pois pela natureza do modelo estrutural a mesma trabalha por gravidade e no caso de torres eólicas a rigidez rotacional da fundação tem maior importância, ou seja, a sapata tende a se movimentar como corpo rígido. A Figura 16 mostra algumas características deste elemento finito.

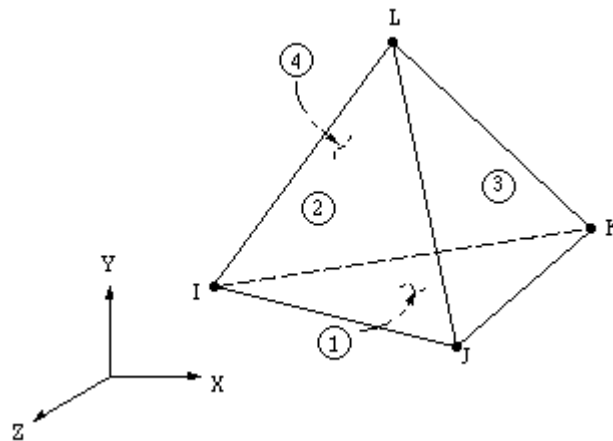


Figura 16 – Elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS 2015)

O elemento de mola COMBIN39 (ANSYS 2015) é o elemento usado para a modelagem da interação solo estrutura, pois dá a possibilidade de computar a não linearidade da rigidez do solo, onde essa rigidez poderá ser escrita em termos de uma curva formada pela relação entre as forças aplicadas na mola e os seus respectivos deslocamentos. O elemento tem dois nós com três graus de liberdade por nó: as translações nas direções nodais X, Y e Z. Foi escolhida a opção para trabalhar com o elemento longitudinalmente, uma vez que essa interação se dá principalmente nessa direção, pois esse tipo de fundação trabalha por gravidade. A Figura 17 mostra algumas características deste elemento finito.

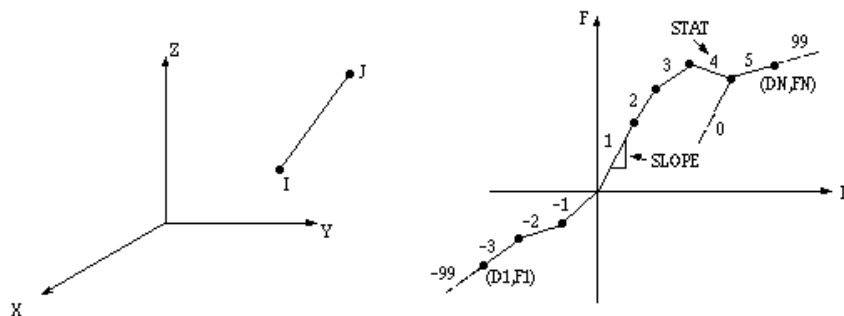


Figura 17 – Elemento finito de mola COMBIN39 (ANSYS 2015)

5.1.2 Modelo numérico I – apoios rígidos (MN-I)

O modelo numérico I é baseado no modelo utilizado por Sirqueira (2008), trata-se de um modelo numérico onde a torre eólica é formada pelo conjunto aço para suporte, rotor e nacelle. Nas condições de contorno, a base do suporte de aço é engastada (apoio rígido). Todos os componentes da torre são modelados pelo elemento finito de casca SHELL 181 (ANSYS 2015), conforme mostra a Figura 18.

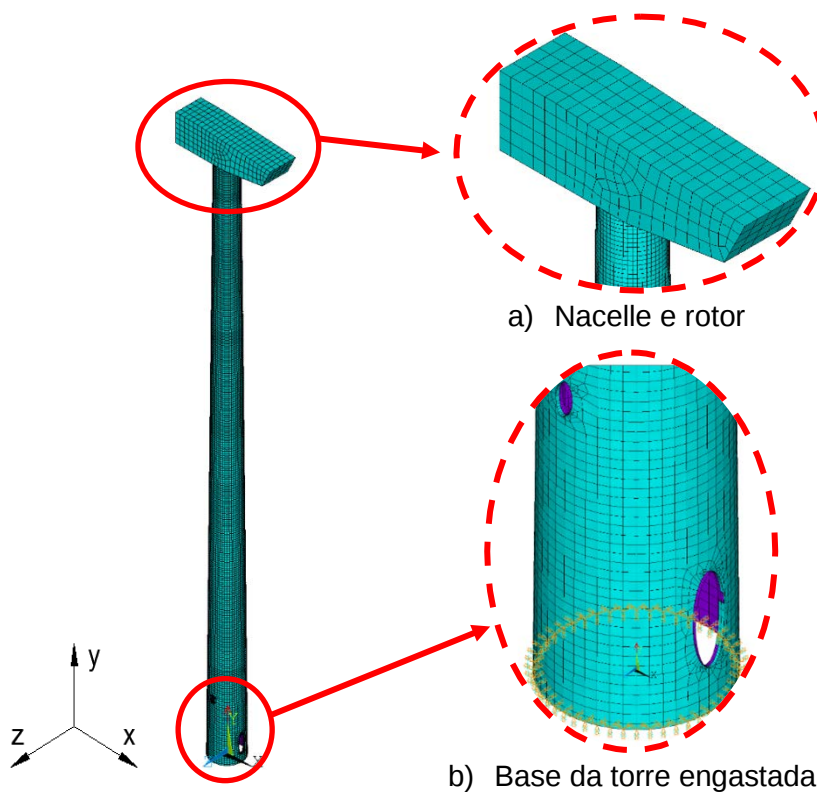


Figura 18 – Modelo numérico I - apoios rígidos (MN-I)

5.1.3 Modelo numérico II – fundação em sapata com base engastada (MN-II)

No modelo numérico II é acrescentada uma sapata em concreto armado em relação ao modelo numérico I, cujo as características geométricas foram baseadas na sapata do artigo de Rebelo et al (2012). A sapata é engastada na base (fundação em sapata com base engastada) e foi modelada pelo elemento finito tetraédrico sólido SOLID72 (ANSYS 2015), conforme mostra a Figura 19.

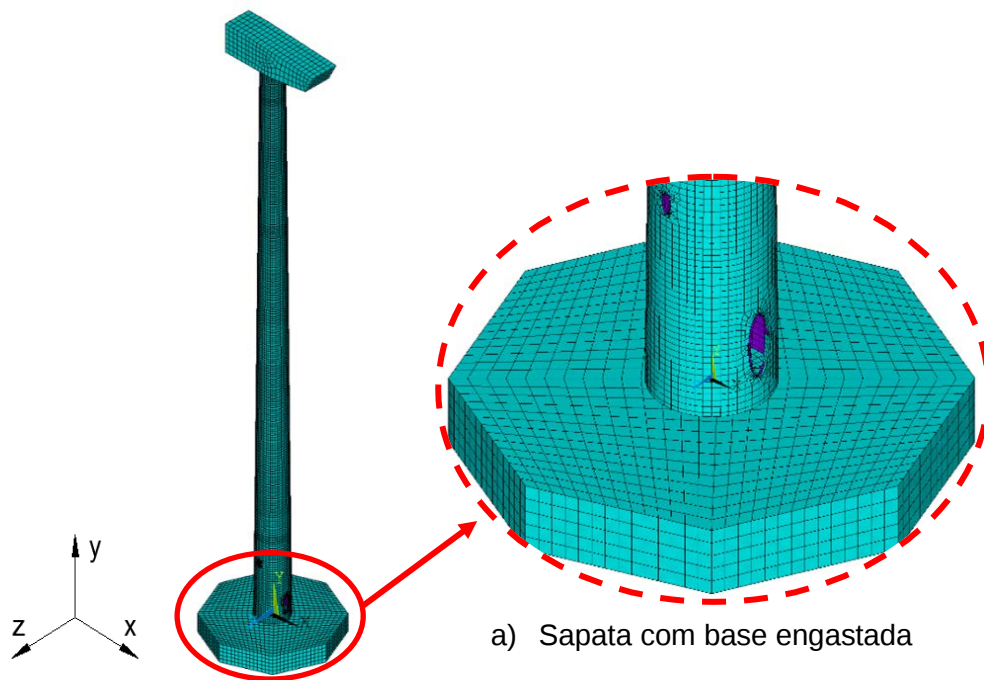


Figura 19 – Modelo numérico II – fundação em sapata com base engastada (MN-II)

5.1.4 Modelo numérico III – fundação com base elástica discreta variável (MN-III)

No modelo numérico III, é semelhante ao modelo numérico II, a diferença é que são acrescentadas molas nos nós inferiores da base da sapata visando a simulação da interação da rigidez do solo com a estrutura, conforme mostrado na Figura 20.

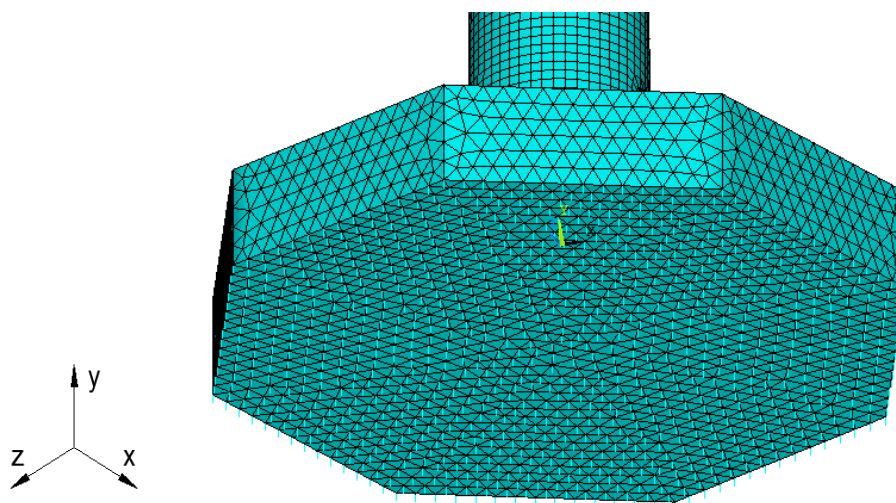


Figura 20 – Modelo numérico III – fundação com base discreta variável (MN-III)

Essa rigidez é dada de acordo com o módulo de elasticidade do solo, E_s , e é baseada no coeficiente de reação do subleito k_z definido de acordo com a Equação (33) de (Bowles 1988, Adhikari e Bhattacharya 2011) mostrada no capítulo quatro desta dissertação. Porém, segundo Bowles et al (2001) numa fundação em sapata uniformemente carregada os assentamentos não ocorrem de forma uniforme. Por estas razões, Bowles et al (2001) aconselha a considerar a rigidez das molas na periferia da sapata com 1,5 a 2 vezes da rigidez das molas do centro, fazendo uma variação linear das rigidezes das molas intermediárias. Para isto foi utilizado um fator K de multiplicação das rigidez das molas, variando linearmente entre 1, no centro, e 1,5 na periferia.

Entretanto, ao gerar a malha em elementos finitos, os nós gerados no ANSYS (2015) não obedecem uma distribuição uniforme que permita a aplicação do fator K de forma fácil. Neste aspecto foi preciso transportar a disposição espacial desses nós do ANSYS (2015) para o AUTOCAD (2017), onde pode-se desenhar a fundação e observar a disposição espacial dos nós onde estão os elementos de mola. Logo após, dividiu-se a sapata em 20 partes radiais, na forma octogonal. Cada uma dessas 20 linhas octogonais tem seu respectivo fator K que deve ser multiplicado pela rigidez das molas mais próximas, conforme mostra a Figura 21.

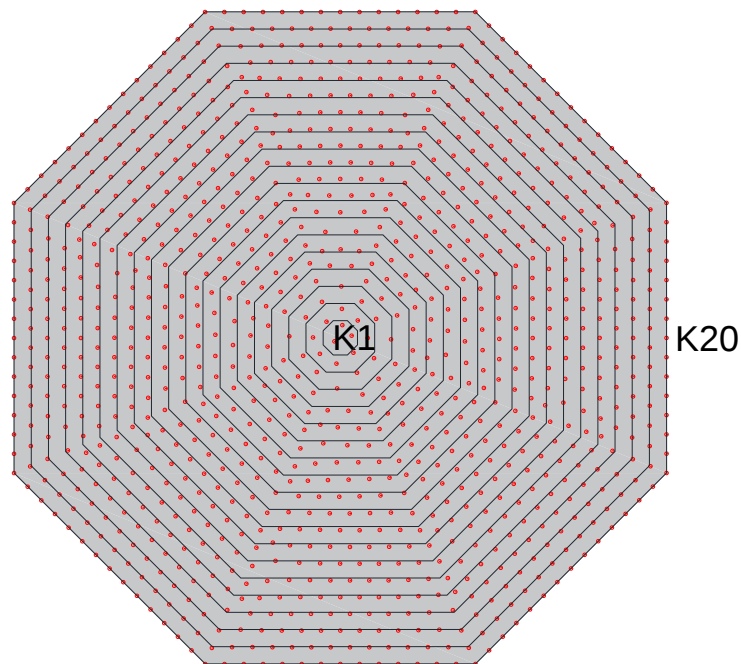


Figura 21 - Discretização dos nós dos elementos de mola para aplicação do fator K

Estabeleceu-se que os nós mais próximos ao centro recebe o fator K1, já os nós dos elementos de mola mais próximos a linha radial de K2, recebem este fator, e assim por diante. Além disso, foi preciso definir as áreas de influência as quais os nós das molas estariam submetidos, isto foi feito geometricamente através do AUTOCAD (2017). É de se notar que essas áreas variam na medida que ocorre a variação radial dessas 20 partes idealizadas para a aplicação do fator K. Finalmente, após o cálculo da rigidez k_z pela Equação (33) de (Bowles 1988, Adhikari e Bhattacharya 2011), multiplica-se a mesma pelo fator K correspondente e pela área de influência, assim chega-se a rigidez discreta das molas, de acordo com sua disposição espacial.

A Tabela 9 mostra como chegou-se aos valores de rigidez de acordo com a variação da disposição radial dos elementos de mola e a respectiva força. Essa força é necessária, pois, o elemento de mola COMBIN39 (ANSYS 2015) computa a rigidez através da curva força x deslocamento.

Tabela 9 – Cálculo da rigidez discreta das molas

Mola	Distância (m)	Fator K	Área de Influência (m²)	Rigidez (kN/m)
K1	0,000	1,000	0,1576	3056,23788
K2	0,447	1,026	0,0192	382,41612
K3	0,895	1,053	0,0404	824,97776
K4	1,342	1,079	0,0615	1287,08487
K5	1,789	1,105	0,0826	1770,72772
K6	2,237	1,132	0,1038	2278,10071
K7	2,684	1,158	0,1249	2804,86607
K8	3,132	1,184	0,1461	3355,46364
K9	3,579	1,211	0,1672	3925,35151
K10	4,026	1,237	0,1883	4516,77513
K11	4,474	1,263	0,2095	5132,18404
K12	4,921	1,289	0,2306	5766,73017
K13	5,368	1,316	0,2517	6422,81204
K14	5,816	1,342	0,2729	7103,03230
K15	6,263	1,368	0,2940	7802,23668
K16	6,711	1,395	0,3152	8525,68152
K17	7,158	1,421	0,3363	9268,00841
K18	7,605	1,447	0,3577	10040,29142
K19	8,053	1,474	0,3791	10834,41636
K20	8,500	1,500	0,2049	5961,74162

5.1.5 Modelo numérico IV – fundação com base elástica discreta média (MN-IV)

O modelo numérico IV é semelhante ao modelo numérico III, a única diferença é que trabalhou-se com a rigidez média das molas, ou seja, considerou-se que as molas, não importando a sua disposição radial na sapata octogonal, terão sempre a mesma rigidez. Neste caso, foi definida uma área de influência média, onde pegou-se a área total da base e dividiu-se pelo total de nós dos elementos de mola. Feito isso, multiplica-se a rigidez k_z , calculada pela Equação (33), pela área de influência média, e assim chega-se a rigidez discreta média das molas. Nesse caso todos os elementos de mola terão o mesmo valor de rigidez, conforme mostrado na Tabela 10.

Tabela 10 – Cálculo da rigidez média das molas

Mola	Distância (m)	Fator K	Área de Influência (m²)	Rigidez (kN/m)
Todas	-	1,000	0,1870	3626,07145

5.1.6 Resumo das características do modelos numéricos desenvolvidos

Mostradas as principais diferenças entre os quatro modelos numéricos desenvolvidos, bem como as estratégias de modelagem dos mesmos, montou-se uma tabela onde se resume as características dos elementos finitos que compõe os respectivos modelos numéricos, conforme mostrado na Tabela 11 abaixo.

Tabela 11 - Numero de nós, elementos e graus de liberdade dos modelos em estudo.

Modelos numéricos	Número de nós	Número de elementos	Número de graus de liberdade
MN-I	16988	17015	98952
MN-II	23612	22180	115776
MN-III	43339	72399	160764
MN-IV	43339	72399	160764

5.2 Modelagem do amortecimento

O amortecimento é o processo pelo qual a energia é retirada do sistema elástico pela vibração entre as peças móveis do sistema e/ou pelo atrito interno entre as moléculas das peças do sistema, havendo uma dissipação de energia mecânica sob forma de calor e/ou ruído, Lima e Santos (2008). A avaliação do amortecimento estrutural é uma tarefa complexa, pois sua determinação não está ligada à geometria da estrutura e dimensões dos componentes estruturais ou do amortecimento dos materiais empregados, segundo Clough e Penzien (1993).

A matriz de amortecimento, C , é geralmente expressa em termos de taxas de amortecimento obtidas experimentalmente, através de ensaios dos sistemas estruturais ou de suas componentes constituídos do mesmo material, devido à dificuldade de se avaliar fisicamente essa matriz. Usualmente utiliza-se a matriz de amortecimento de Rayleigh, que considera a contribuição da matriz de massa (α) e da matriz de rigidez (β), de acordo com a equação (34):

$$C = \alpha M + \beta K \quad (34)$$

Onde:

C : Matriz de amortecimento do sistema

α : Parâmetro independente da matriz de massa

M : Matriz de massa do sistema

β : Parâmetro independente da matriz de rigidez

K : Matriz de rigidez do sistema.

A taxa de amortecimento para o i -ésimo modo pode ser dada pela equação (35), onde ω_{0i} representa a frequência natural circular em rad/s.

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta \cdot \omega_{0i}}{2} \quad (35)$$

Ao isolar os parâmetros α e β da equação (35), para as duas frequências mais importantes adotadas como referência (ω_{01} e ω_{02}), obtém-se as equações (36) e (37).

$$\beta = \frac{2(\xi_2 \cdot \omega_{02} - \xi_1 \cdot \omega_{01})}{\omega_{02}^2 \cdot \omega_{01}^2} \quad (36)$$

$$\alpha = 2\xi_1 \cdot \omega_{01} - \beta(\omega_{01})^2 \quad (37)$$

Onde:

ξ_1 : Taxa de amortecimento relacionado 1º modo de vibração

ξ_2 : Taxa de amortecimento relacionado 2º modo de vibração

ω_{01} : Frequência natural relacionada ao 1º modo de vibração

ω_{02} : Frequência natural relacionada ao 2º modo de vibração.

Portanto, a partir de duas frequências naturais conhecidas é possível determinar o valor dos parâmetros β e α , que definem a taxa de amortecimento. Nesta dissertação foram consideradas as duas primeiras frequências naturais da estrutura para o cálculo destes parâmetros. Na literatura existem diversos valores para o amortecimento estrutural, porém, estes apresentam uma grande variação, dificultando sua utilização em projetos estruturais, por conta disto, utilizou-se a NBR 6123 (1988). A NBR 6123 (1988) recomenda valores para a taxa amortecimento (ξ) em diversos tipos de estruturas, conforme mostrado na Tabela 12.

Tabela 12 - Amortecimento estrutural NBR 6123 (1988)

Tipo de edificação	ξ
Edifícios com estrutura aporticada de concreto, sem cortinas	0,020
Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para a absorção de forças horizontais	0,015
Torres e chaminés de concreto, seção variável	0,015
Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme	0,010
Edifícios com estrutura de aço soldada	0,010
Torres e chaminés de aço, seção uniforme	0,008
Estruturas de madeira	0,030

O presente trabalho trata de uma torre de aço cônica, com seção fracamente variável. A NBR 6123 (1988) não tem um parâmetro específico pra este tipo de sistema, porém, utilizou-se a taxa de amortecimento estrutural (ξ) de 0,8% que neste caso, é a que mais se assemelha ao sistema estrutural deste estudo.

Neste capítulo foram apresentados as estratégias de modelagem para os quatro modelos numéricos desenvolvidos através da utilização do método dos elementos finitos. Apresentou-se também as condições de contorno consideradas para as análises, bem como a metodologia empregada para a determinação do amortecimento estrutural.

6 ANÁLISE DE AUTOVETORES E AUTOVALORES

O intuito deste capítulo é, com base nas simulações numéricas realizadas no programa ANSYS (2015), determinar as frequências naturais (autovalores) e os modos de vibração (autovetores) da torre eólica em estudo. Para tal, foram estudados os dez primeiros modos de vibração bem como suas respectivas frequências naturais para quatro tipos de modelagens: Modelo Numérico I - apoios rígidos, Modelo Numérico II - fundação em sapata com base engastada, Modelo Numérico III - fundação com base elástica discreta variável e Modelo Numérico IV - fundação com base elástica discreta média. Os resultados foram comparados com a análise experimental realizada por Rebelo et al (2012). Além disso, foi feita uma análise de sensibilidade do modelo, fazendo variações percentuais da massa da torre e da rigidez das molas que simulam o contato de interação solo-estrutura.

6.1 Frequências naturais (autovalores)

Quando um agente externo excitador fornece periodicamente energia a um sistema é possível ocorrer a coincidência da frequência de excitação com uma das frequências naturais do sistema, conseqüentemente o modo natural de vibração é excitado e amplificado, fazendo com que o sistema vibre com grandes amplitudes. A análise modal utiliza toda a massa da estrutura e sua flexibilidade para encontrar vários períodos em que pode naturalmente entrar em ressonância. Esses períodos de vibração são muito importantes de se observar para adequar a engenharia às cargas dinâmicas que podem estar presentes durante a vida da estrutura (terremotos, ação do vento, de marés, vibração devido a motores de máquinas e etc.). É necessário que a frequência natural da construção não coincida com a frequência dessas cargas dinâmicas.

A Tabela 13 exibe as frequências naturais referentes aos dez primeiros modos de vibração dos quatro modelos numéricos investigados: MN-I (apoios rígidos), MN-II (fundação em sapata com base engastada), MN-III (fundação com base elástica discreta variável) e MN-IV (fundação com base elástica discreta média) bem como as frequências dos quatro primeiros modos da análise experimental feita

por Rebelo et. al (2012). Baseado nos resultados apresentados, verifica-se que a primeira e a segunda frequência natural dos quatro modelos numéricos são inferiores a 1 Hz, pois trata-se de uma estrutura de grande esbeltez. Este fato comprova a necessidade do estudo de seu comportamento dinâmico.

Tabela 13 - Frequências naturais dos modelos estruturais.

Frequência	MN-I	MN-II	MN-III	MN-IV	Experimental (Rebelo et al 2012)
f_{01}	0,354 Hz	0,346 Hz	0,346 Hz	0,340 Hz	0,340 Hz
f_{02}	0,355 Hz	0,348 Hz	0,348 Hz	0,342 Hz	0,343 Hz
f_{03}	2,517 Hz	2,510 Hz	2,515 Hz	2,449 Hz	2,767 Hz
f_{04}	2,604 Hz	2,524 Hz	2,520 Hz	2,515 Hz	2,794 Hz
f_{05}	2,854 Hz	2,749 Hz	2,743 Hz	2,651 Hz	-
f_{06}	5,820 Hz	5,681 Hz	5,651 Hz	5,456 Hz	-
f_{07}	6,453 Hz	6,448 Hz	6,452 Hz	6,451 Hz	-
f_{08}	6,463 Hz	6,459 Hz	6,462 Hz	6,462 Hz	-
f_{09}	6,681 Hz	6,680 Hz	6,680 Hz	6,678 Hz	-
f_{10}	6,764 Hz	6,763 Hz	6,764 Hz	6,763 Hz	-

Ao comparar as dez primeiras frequências de cada um dos quatro modelos numéricos desenvolvidos pode-se observar de que forma as diferentes estratégias de modelagens das fundações interferem nos valores das frequências naturais. Os modelos apresentam pequenas variações em suas frequências dependendo do tipo de modelagem da fundação, evidenciando assim, que a depender do tipo de modelagem realizado, os resultados em termos de frequência se alteram, ainda que para frequências superiores haja convergência desses resultados.

A escolha do modelo numérico para as análises estática e dinâmica não determinística é feita através da comparação dos valores das análises das frequências modais de cada modelo numérico com a análise experimental realizada por Rebelo et al (2012). A Tabela 14 mostra a diferença percentual entre as frequências de cada modelo numérico estudado em comparação com as frequências do monitoramento experimental realizado por Rebelo et al (2012).

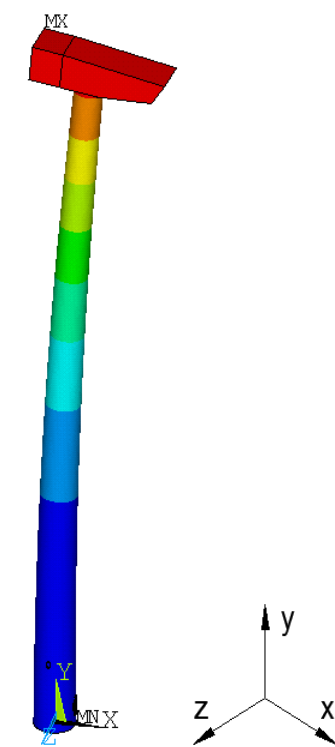
Tabela 14 – Diferença entre as frequências de cada modelo numérico e o experimental

Modos	Diferença (%)			
	MN-I	MN-II	MN-III	MN-IV
1	3,96%	1,73%	1,73%	0,00%
2	3,38%	1,44%	1,44%	0,30%
3	9,93%	10,24%	10,02%	13,00%
4	7,30%	10,70%	10,90%	11,10%

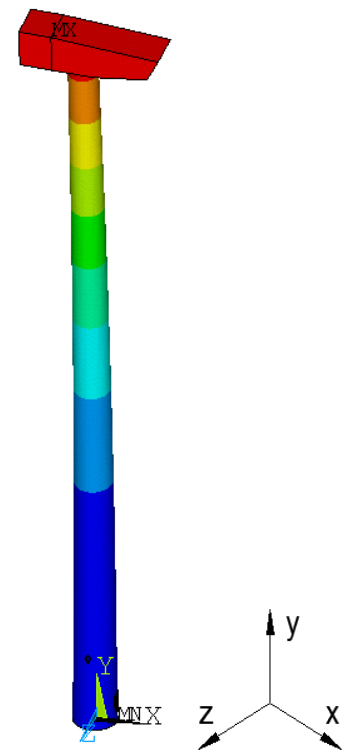
Os modelos numéricos I e IV serão os modelos utilizados para as análises estática e dinâmica não determinística, que serão realizadas nos próximos capítulos. A escolha desses modelos se deve ao fato de o MN-I ser o que tem os valores de suas frequências mais distantes do experimental realizado por Rebelo et al (2012), enquanto que o MN-IV é o que mais se aproxima do valor experimental, e portanto, o que mais se aproxima do modelo real monitorado por Rebelo et al (2012). Cabe ressaltar que os valores da primeira e da segunda frequência naturais são quem comandam os problemas ligados à ressonância, um dos fenômenos de maior importância dentro do estudo da dinâmica de estruturas, principalmente, de estruturas esbeltas tal como a torre eólica desta dissertação. Por este motivo, foi utilizado o modelo numérico IV e não os outros.

6.2 Modos de vibração (autovetores)

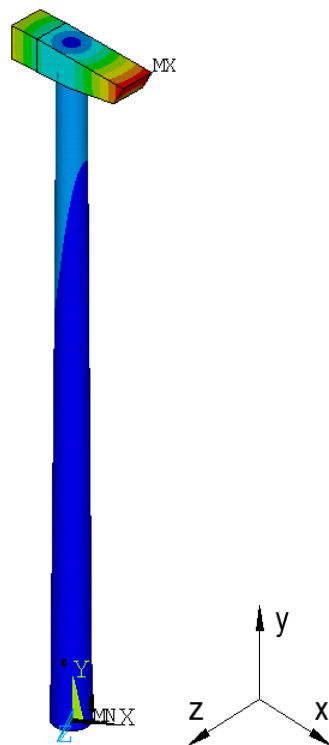
É apresentado a seguir nas Figuras 22 a 25 as formas modais relacionadas aos quatro primeiros modos de vibração de cada um dos quatro modelos numéricos investigados. Tais formas modais estão relacionadas com as quatro primeiras frequências naturais apresentadas anteriormente. É apresentado os quatro primeiros modos, pois são as duas primeiras frequências relacionadas aos dois primeiros modos que comandam o problema de ressonância. Além disso, é apresentado também o terceiro e o quarto modo de vibração para efeito de comparação com o experimental feito por Rebelo et al (2012) onde foi monitorado experimentalmente as quatro primeiras frequências ligadas a esses quatro primeiros modos de vibração.



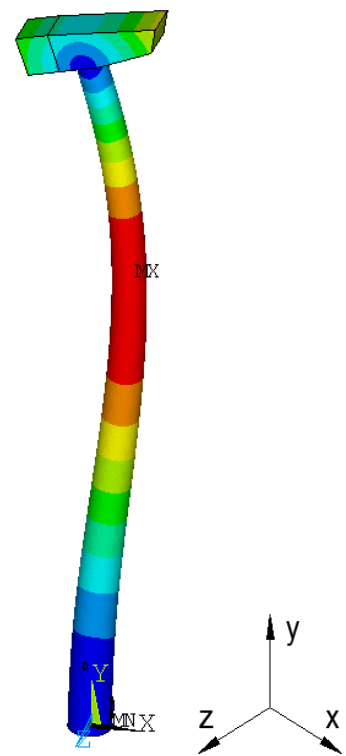
1º Modo ($f_{01} = 0,354$ Hz)



2º Modo ($f_{02} = 0,355$ Hz)

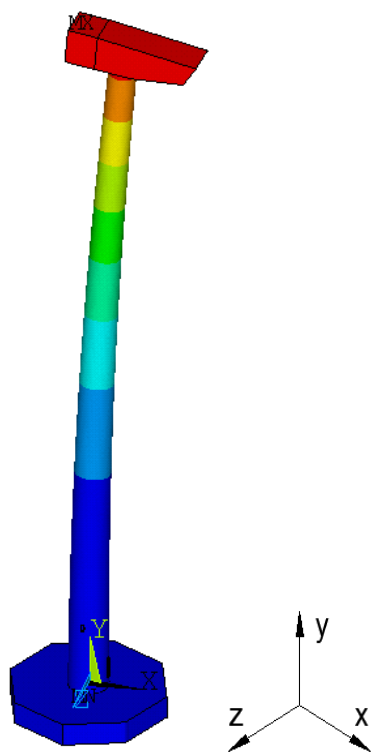


3º Modo ($f_{03} = 2,517$ Hz)

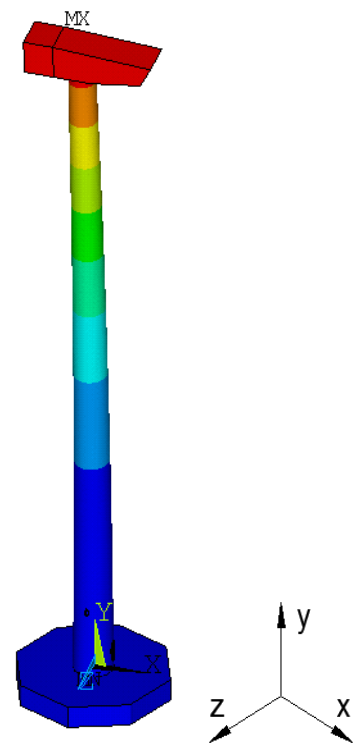


4º Modo ($f_{04} = 2,604$ Hz)

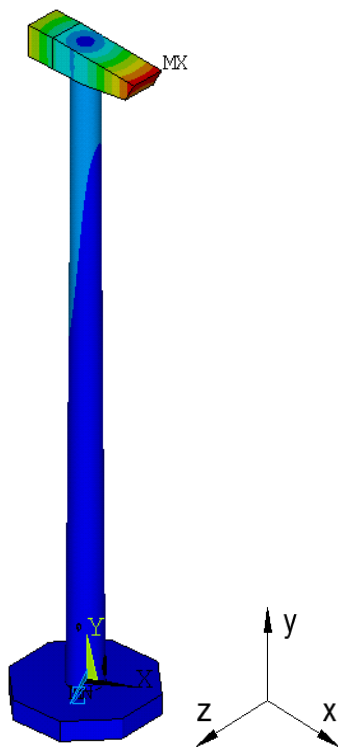
Figura 22 – Modelo numérico I (MN-I): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração



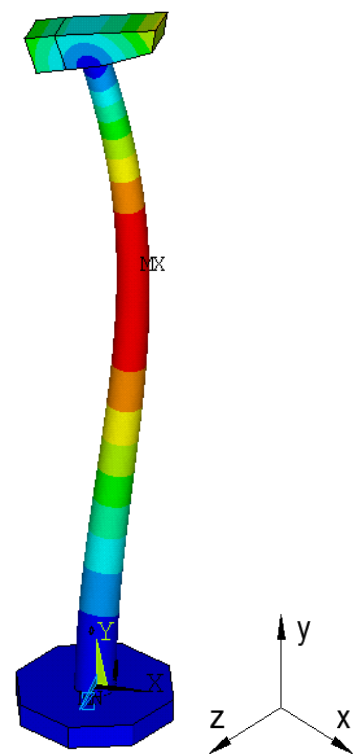
1º Modo ($f_{01} = 0,346$ Hz)



2º Modo ($f_{02} = 0,348$ Hz)



3º Modo ($f_{03} = 2,510$ Hz)



4º Modo ($f_{04} = 2,524$ Hz)

Figura 23 – Modelo numérico II (MN-II): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração

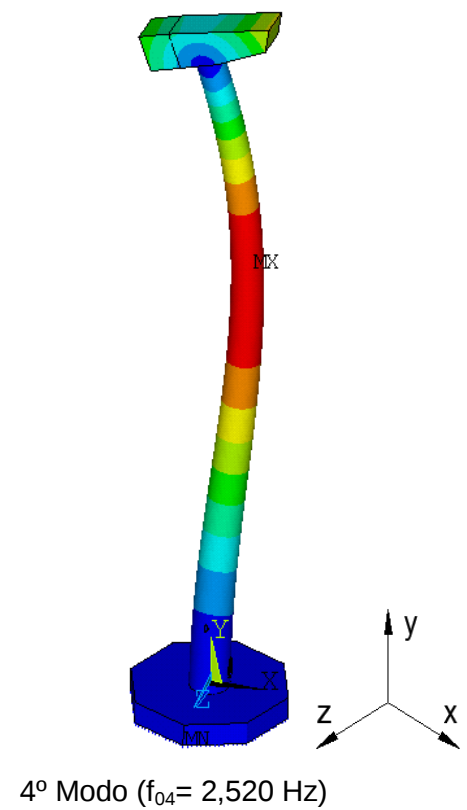
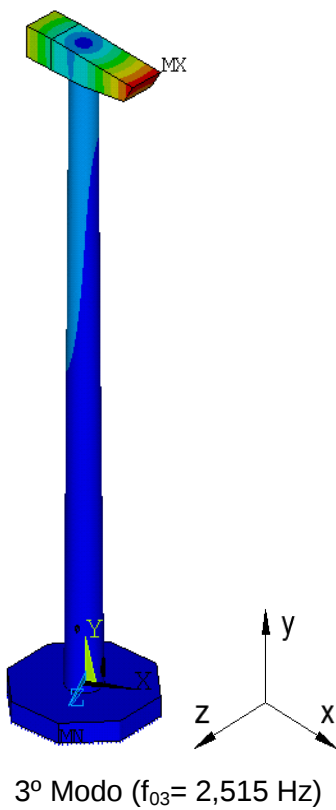
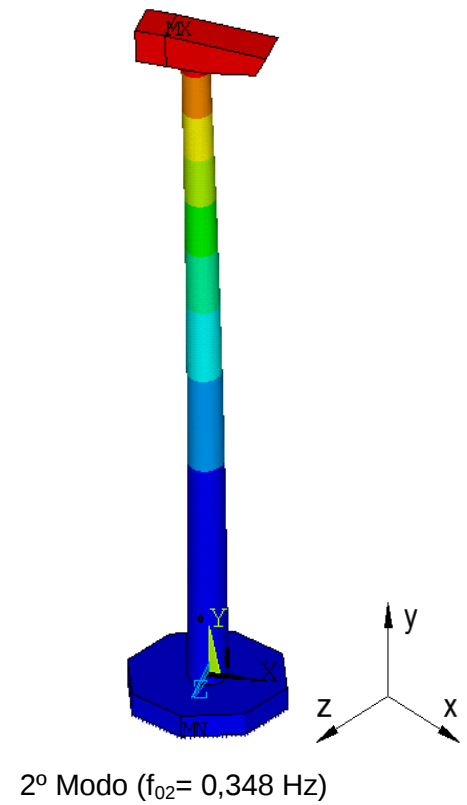
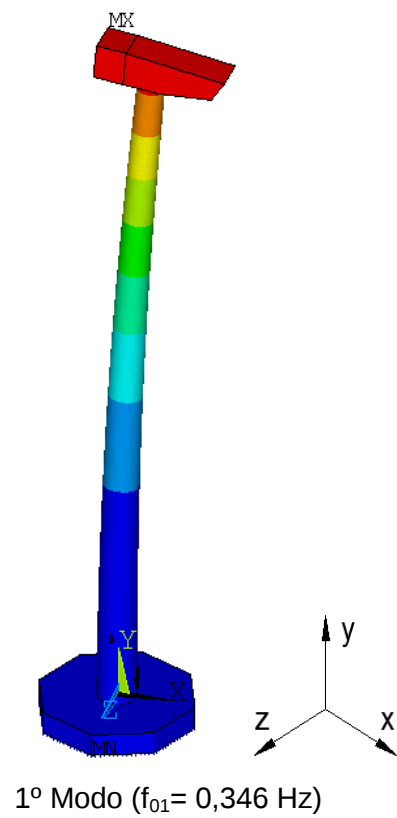
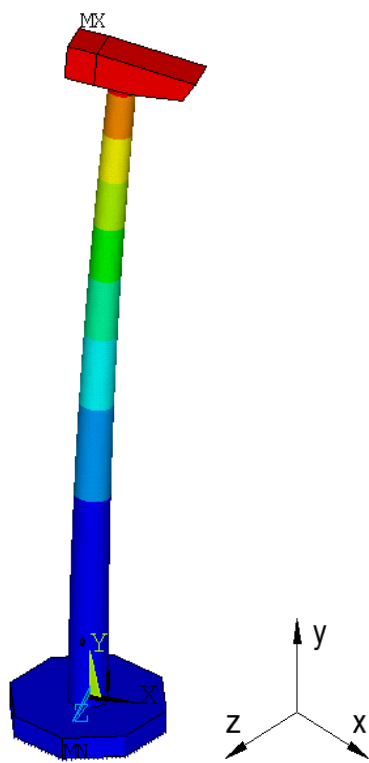
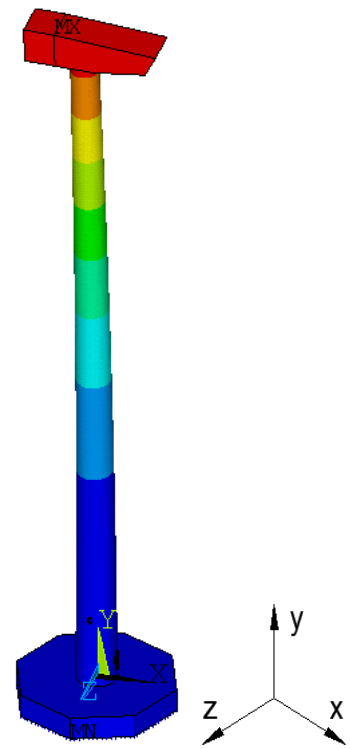


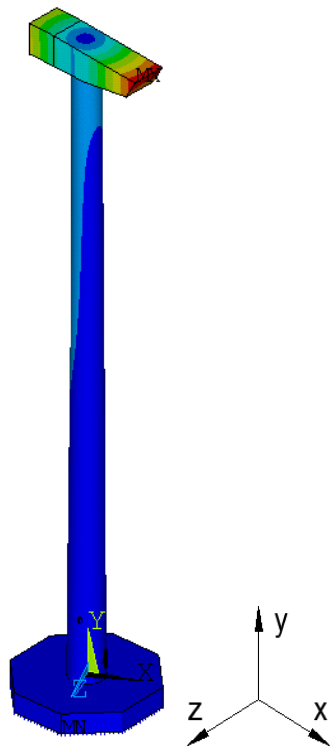
Figura 24 – Modelo numérico III (MN-III): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração



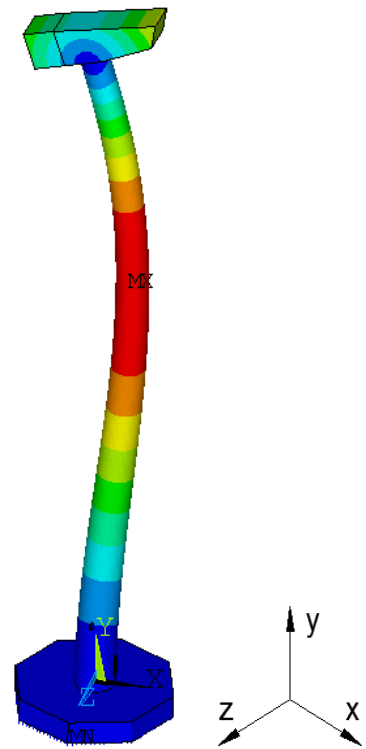
1º Modo ($f_{01} = 0,340$ Hz)



2º Modo ($f_{02} = 0,342$ Hz)



3º Modo ($f_{03} = 2,449$ Hz)



4º Modo ($f_{04} = 2,515$ Hz)

Figura 25 – Modelo numérico IV (MN-IV): 1º, 2º, 3º e 4º modos de vibração

A Tabela 15 apresenta os fenômenos físicos dos quatro modelos estruturais investigados. Pode-se observar que estes fenômenos físicos mantiveram-se em todos os modelos, com isso conclui-se que os tipos de modelagens investigados, levando em conta as diferentes estratégias para a modelagem da interação solo-estrutura, não afetou qualitativamente os modos de vibração.

Tabela 15 – Fenômeno físico dos modelos numéricos.

	Fenômeno Físico			
	MN-I	MN-II	MN-III	MN-IV
f_{01}	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY
f_{02}	Flexão no plano XZ	Flexão no plano XZ	Flexão no plano XZ	Flexão no plano XZ
f_{03}	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y	Torção em torno do eixo Y
f_{04}	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY	Flexão no plano XY

No presente capítulo foram apresentados os resultados das análises de vibração livre dos modelos numéricos desenvolvidos, obtendo-se as frequências naturais da estrutura (autovalores) e os modos de vibração (autovetores), o que permitiu uma avaliação da resposta dinâmica das estruturas investigadas. No capítulo a seguir serão exibidos os resultados das análises dinâmicas desenvolvidas ao longo deste estudo, com a finalidade de avaliar o comportamento estrutural dos modelos investigados quando submetidos a cargas não determinísticas do vento.

7 ANÁLISE ESTÁTICA

O presente capítulo apresenta a análise estática da torre eólica no âmbito deste trabalho de pesquisa com base no modelo simplificado proposto pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988) para três diferentes velocidades de ventos: 24m/s, 40 m/s e 70m/s atuando na direção de 0° (direção do eixo x). Os principais objetivos da realização desta análise é a obtenção da resposta estática da estrutura em termos de seus deslocamentos translacionais máximos e também a verificação das tensões máximas de Von Mises. Por fim, esses dados serão comparados com os deslocamentos máximos obtidos através da realização da análise dinâmica não determinística da ação do vento que será apresentada mais adiante.

7.1 Descrição dos carregamentos

A tabela 16 apresenta um resumo dos dados utilizados para cálculo do carregamento estático do vento para as velocidades de 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Tal cálculo foi realizado com base no modelo simplificado proposto pelo norma NBR 6123 (ABNT, 1988), apresentada ao leitor no capítulo 2 desta dissertação.

Tabela 16 – Dados adotados para o cálculo do vento segundo a NBR 6123 (1988)

V_0	24 m/s	40 m/s	70 m/s
V_p	16,56 m/s	27,60 m/s	48,30 m/s
q_0	168 N/m ²	467 N/m ²	1430 N/m ²
S_1	1	1	1
S_3	1	1	1
b	1	1	1
p	0,15	0,15	0,15
Z_r	10 m	10 m	10 m
H	76,15 m	76,15 m	76,15 m
ζ	0,008	0,008	0,008
ξ	1,25	1,40	1,70
Y	1,7	1,7	1,7
ρ	1,225 Kg/m ³	1,225 Kg/m ³	1,225 Kg/m ³

As Tabelas 17, 18 e 19 mostram as forças de arrasto F_a calculadas pelo método simplificado da NBR 6123 (1988) para cada perfil de velocidade do vento: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. A referida torre foi dividida em 30 seções ao longo de sua altura para a aplicação dessas forças.

Tabela 17 – Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 24$ m/s (NBR-6123)

Seção	Área (m ²)	z_i (m)	C_a	$q(z)$ (N/m ²)	F_a (N)
1	10,955	2,580	0,58	113,36	720
2	10,444	5,148	0,58	142,25	862
3	10,159	7,539	0,59	163,08	977
4	10,433	10,022	0,60	182,22	1141
5	10,819	12,598	0,60	200,82	1304
6	10,521	15,327	0,60	219,91	1388
7	9,735	17,816	0,60	237,13	1385
8	10,083	20,210	0,60	253,74	1535
9	9,922	22,930	0,60	272,80	1624
10	9,337	25,300	0,60	289,66	1623
11	9,899	27,775	0,60	307,59	1827
12	9,685	30,496	0,60	327,72	1904
13	9,338	32,920	0,60	346,06	1939
14	9,244	35,516	0,60	366,16	2031
15	9,410	37,950	0,60	385,45	2176
16	9,114	40,700	0,60	407,77	2230
17	8,747	43,034	0,60	427,17	2242
18	9,178	45,640	0,60	449,33	2474
19	8,890	48,285	0,60	472,37	2520
20	8,554	50,795	0,60	494,74	2539
21	8,326	53,310	0,60	517,66	2586
22	8,507	55,750	0,60	540,38	2758
23	8,539	58,443	0,60	566,01	2900
24	8,084	60,975	0,60	590,64	2865
25	7,985	63,459	0,60	615,30	2948
26	7,897	66,000	0,60	641,04	3037
27	7,643	68,500	0,60	666,86	3058
28	7,873	70,950	0,60	692,66	3272
29	7,793	73,675	0,60	721,91	3375
30	3,669	76,150	0,60	748,98	1649

Tabela 18 - Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 40$ m/s (NBR-6123)

Seção	Área (m ²)	z_i (m)	C_a	$q(z)$ (N/m ²)	F_a (N)
1	10,955	2,580	0,58	315,34	2004
2	10,444	5,148	0,58	396,65	2403
3	10,159	7,539	0,59	455,86	2732
4	10,433	10,022	0,60	510,83	3198
5	10,819	12,598	0,60	564,72	3666
6	10,521	15,327	0,60	620,46	3917
7	9,735	17,816	0,60	671,12	3920
8	10,083	20,210	0,60	720,21	4357
9	9,922	22,930	0,60	776,84	4624
10	9,337	25,300	0,60	827,15	4634
11	9,899	27,775	0,60	880,82	5231
12	9,685	30,496	0,60	941,28	5470
13	9,338	32,920	0,60	996,53	5583
14	9,244	35,516	0,60	1057,22	5864
15	9,410	37,950	0,60	1115,57	6299
16	9,114	40,700	0,60	1183,25	6471
17	8,747	43,034	0,60	1242,16	6519
18	9,178	45,640	0,60	1309,56	7212
19	8,890	48,285	0,60	1379,72	7359
20	8,554	50,795	0,60	1447,93	7431
21	8,326	53,310	0,60	1517,92	7583
22	8,507	55,750	0,60	1587,36	8103
23	8,539	58,443	0,60	1665,74	8535
24	8,084	60,975	0,60	1741,16	8445
25	7,985	63,459	0,60	1816,72	8704
26	7,897	66,000	0,60	1895,64	8981
27	7,643	68,500	0,60	1974,88	9056
28	7,873	70,950	0,60	2054,07	9703
29	7,793	73,675	0,60	2143,93	10024
30	3,669	76,150	0,60	2227,14	4902

Tabela 19 - Forças de arrasto ao longo da altura da torre para $V_0 = 70$ m/s (NBR-6123)

Seção	Área (m ²)	z_i (m)	C_a	$q(z)$	F_a
1	10,955	2,580	0,58	968,57	6154
2	10,444	5,148	0,58	1223,95	7414
3	10,159	7,539	0,59	1413,70	8474
4	10,433	10,022	0,60	1592,99	9972
5	10,819	12,598	0,60	1771,62	11501
6	10,521	15,327	0,60	1959,02	12366
7	9,735	17,816	0,60	2131,31	12449
8	10,083	20,210	0,60	2299,82	13913
9	9,922	22,930	0,60	2495,79	14857
10	9,337	25,300	0,60	2671,11	14965
11	9,899	27,775	0,60	2859,20	16981
12	9,685	30,496	0,60	3072,23	17853
13	9,338	32,920	0,60	3267,75	18308
14	9,244	35,516	0,60	3483,33	19321
15	9,410	37,950	0,60	3691,32	20841
16	9,114	40,700	0,60	3933,30	21509
17	8,747	43,034	0,60	4144,51	21752
18	9,178	45,640	0,60	4386,69	24158
19	8,890	48,285	0,60	4639,37	24745
20	8,554	50,795	0,60	4885,51	25073
21	8,326	53,310	0,60	5138,50	25670
22	8,507	55,750	0,60	5389,87	27512
23	8,539	58,443	0,60	5674,05	29072
24	8,084	60,975	0,60	5947,84	28849
25	7,985	63,459	0,60	6222,48	29811
26	7,897	66,000	0,60	6509,63	30842
27	7,643	68,500	0,60	6798,25	31174
28	7,873	70,950	0,60	7086,95	33478
29	7,793	73,675	0,60	7414,87	34669
30	3,669	76,150	0,60	7718,74	16990

O valor do fator de amplificação dinâmica ξ varia de acordo com a velocidade básica V_0 , alterando assim o valor da pressão dinâmica $q(z)$ e por consequência também a força de arrasto F_a . Quanto maior a velocidade V_0 maior será o fator de amplificação dinâmica ξ .

A Figura 26 apresenta a aplicação das forças de arrasto ao longo da altura da torre para o MN-I (apoios rígidos) e o MN-IV (fundação com base elástica média).

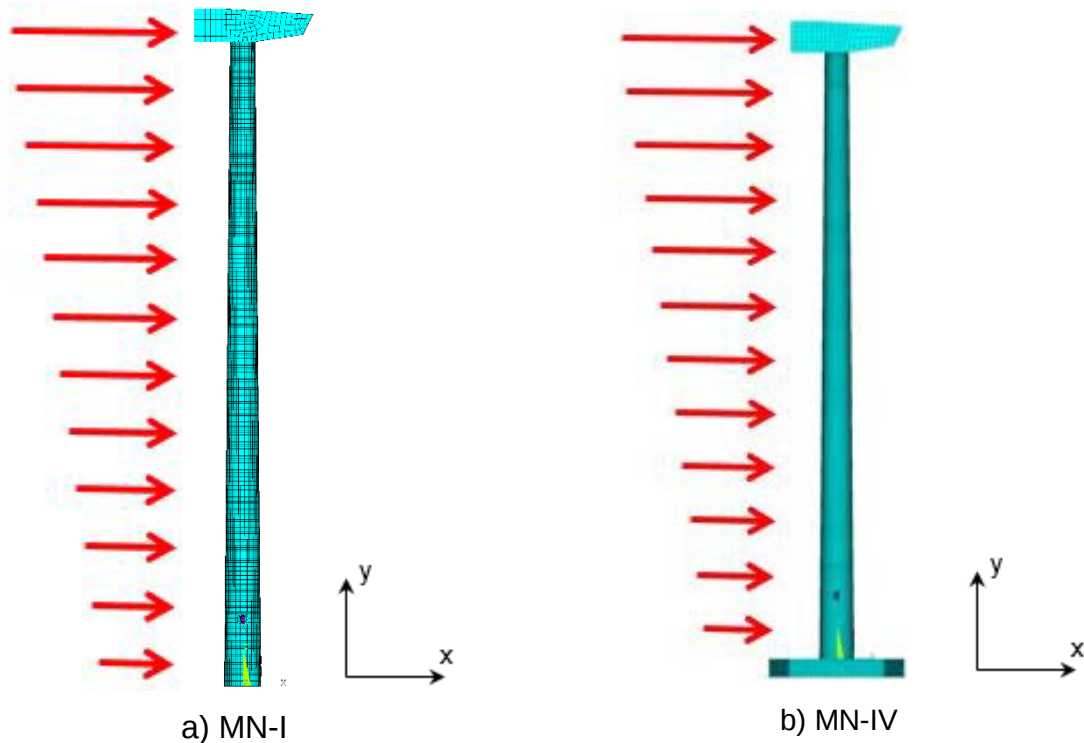


Figura 26 – Forças de arrasto ao longo da torre devido a incidência de ventos a 0°

Computadas todas as solicitações (peso próprio, forças do rotor e forças devido ao vento), chega-se aos deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises para cada perfil de velocidade investigado nos modelos numéricos I e IV (MN-I e MN-IV).

7.2 Resultados das análises

Foi realizada uma análise estática considerando as solicitações mencionadas anteriormente, e para cada um dos três perfis de velocidades investigados neste trabalho: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. É de se notar que para o perfil de velocidade de 24 m/s as forças atuantes no rotor são as do caso operacional, já para os casos de 40 m/s e 70 m/s as forças atuantes no rotor são as do caso sobrevivência, conforme mostrado no capítulo 4 desta dissertação.

A análise estática linear para os dois modelos numéricos (MN-I e MN-IV), se comporta estruturalmente de forma similar, os deslocamentos translacionais de ambos modelos numéricos, ocorrem no topo da torre eólica ($H=76,15$ m). Dentro dessa perspectiva, utiliza-se a Figura 27 para ilustrar a configuração desses deslocamentos translacionais máximos, considerando os três perfis de velocidades investigados: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

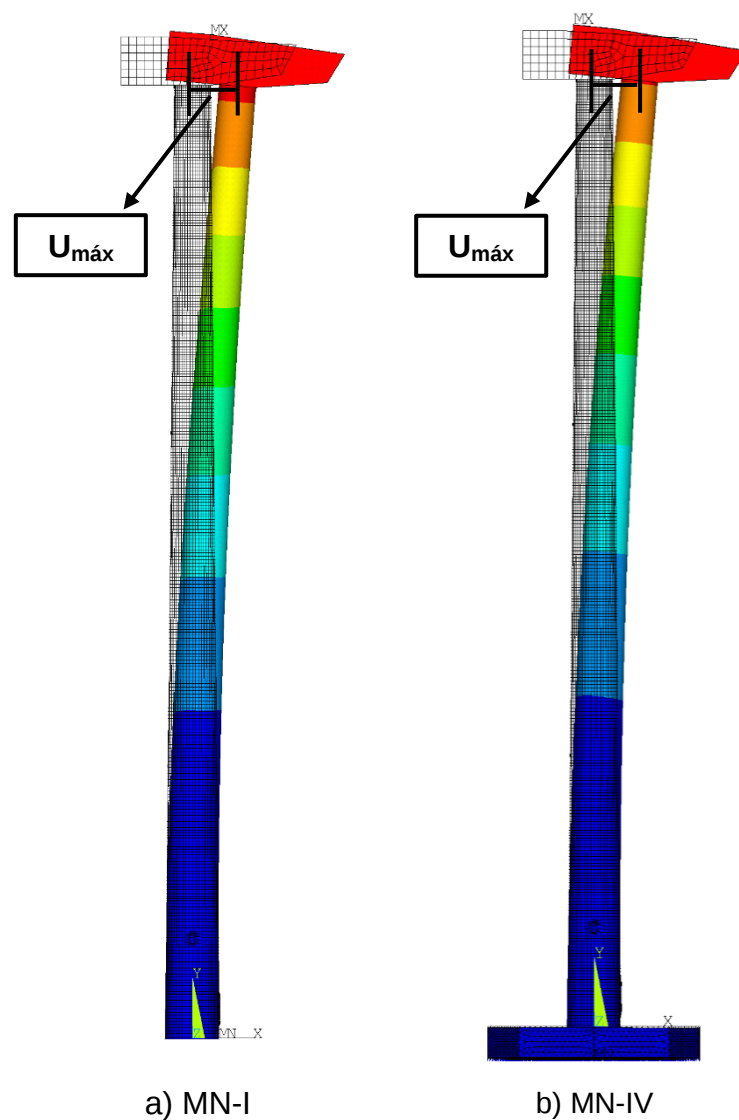


Figura 27 – Deslocamento translacional máximo para $V_0 = 24$ m/s, 40 m/s e 70 m/s

As Figuras 28 e 29 mostram o local onde ocorrem as tensões máximas de Von Mises e os trechos enrijecidos formados nas ligações das partes da torre em ambos modelos investigados: MN-I (apoios rígidos) e MN-IV (fundação com base elástica discreta média) para as velocidades de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

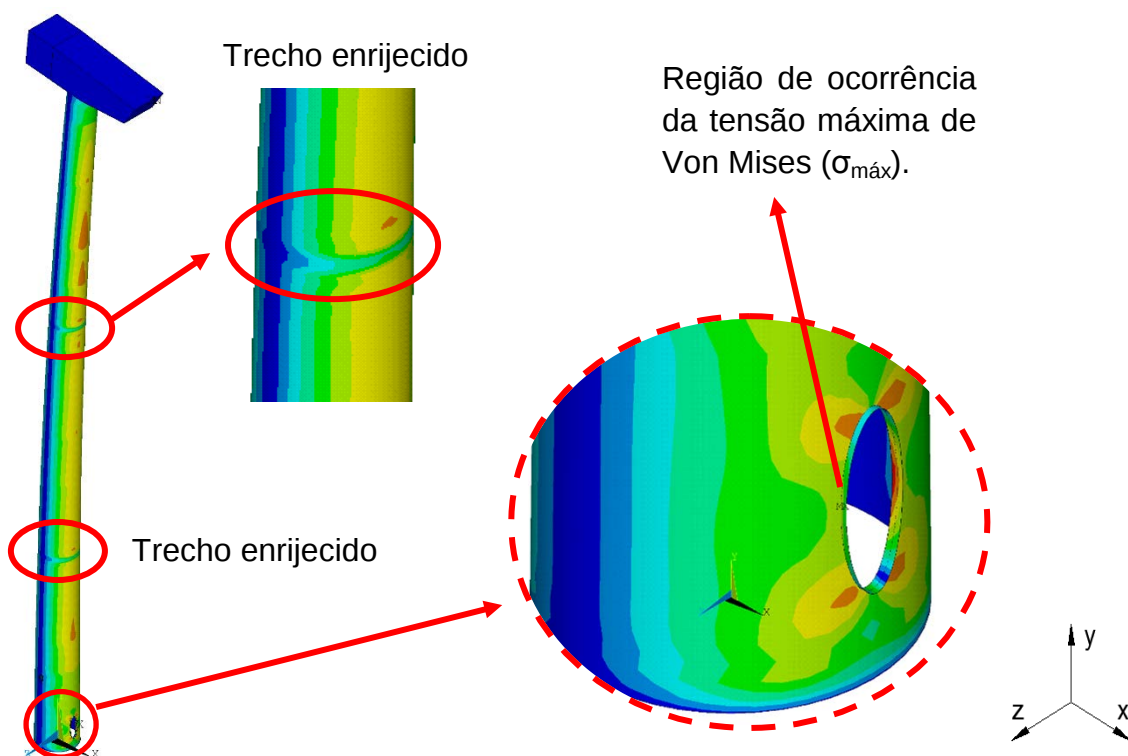


Figura 28 - Tensão máximas de Von Mises e trechos enrijecidos no MN-I

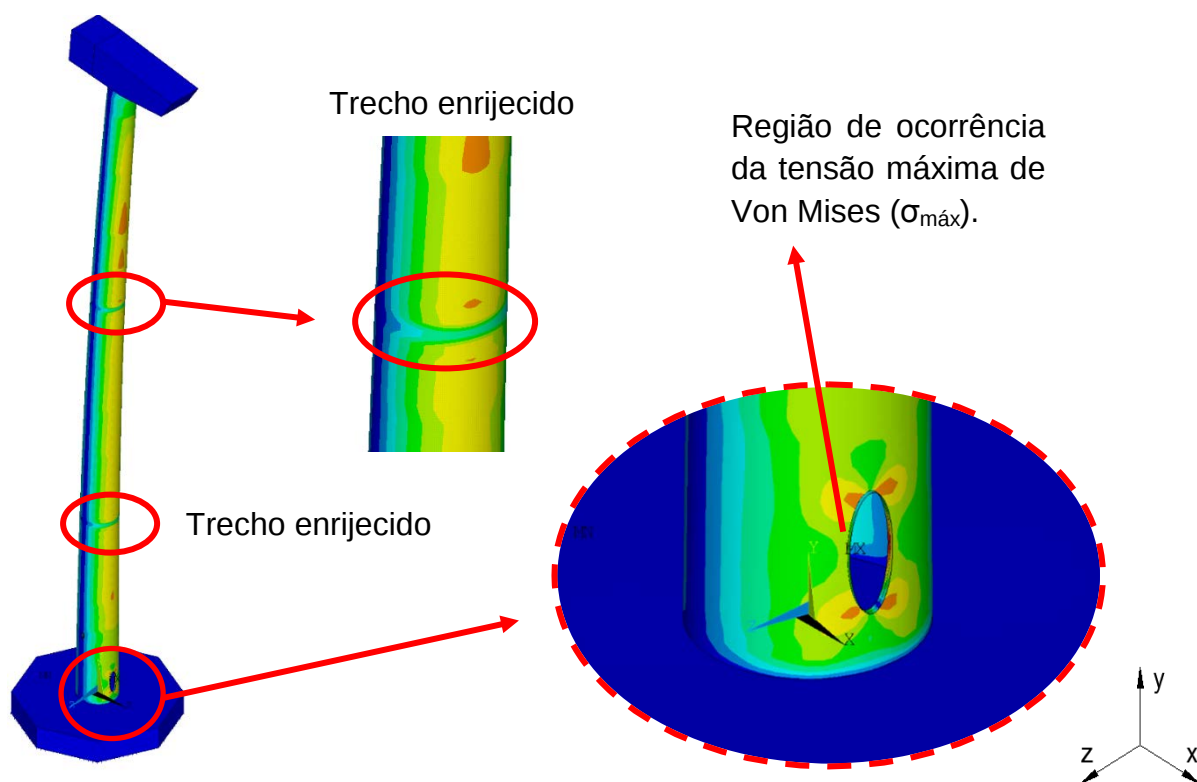


Figura 29 – Tensão máximas de Von Mises e trechos enrijecidos no MN-IV

As análises mostram que, tanto para o MN-I (apoios rígidos), quanto para o MN-IV (fundação com base elástica discreta média), as tensões máximas de Von Mises para todos os perfis de velocidades, ocorrem na porta de acesso da torre. O MN-I (apoios rígidos) obteve deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises menores do que os do MN-IV (fundação com base elástica discreta média), pois, trata-se de um modelo numérico com rigidez global maior do que o MN-IV. Nos trechos onde existem as ligações das partes da torre, ocorrem também um alívio das tensões. Isso se deve pelo fato dos flanges de ligações desses trechos trabalharem estruturalmente como enrijecedores, fazendo as ligações de cada parte da torre.

A Tabela 20 mostra resumidamente o deslocamento translacional máximo e a tensão máxima de Von Mises, além das respectivas diferenças percentuais entre os modelos numéricos I e IV, para as análises estáticas realizadas com os três perfis de velocidades de vento: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Verifica-se que a diferença percentual para os deslocamentos translacionais máximos aumentam a medida que há o aumento da velocidade básica do vento, entretanto, para esse tipo de estrutura, a diferença entre os MN-I e MN-IV é menor que 10%. Já com relação as tensões máximas de Von Mises, a diferença percentual entre o MN-I e o MN-IV não segue um padrão com o aumento da velocidade básica do vento, e a diferença entre os modelos MN-I e MN-IV para essa resposta não ultrapassa os 2%, tendo, portanto praticamente os mesmos valores.

Tabela 20 – Deslocamento translacional máximo e tensão máxima de Von Mises em MN-I e MN-IV para os três perfis de velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s

Velocidade básica do vento (m/s)	MN-I (apoios rígidos)		MN-IV (fundação com base elástica discreta média)		Diferença % (MN-I e MN-IV)	
	$U_{\text{máx}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$U_{\text{máx}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	Deslocamento	Tensão
24	0,46	82,50	0,49	83,10	6,52%	0,73%
40	0,96	188,00	1,03	190,00	7,29%	1,06%
70	1,25	260,00	1,35	262,00	8,00%	0,77%

Após a análise da tabela acima, pode-se observar que no âmbito da análise estática, a modelagem da fundação realizada no MN-IV, apresenta uma baixa diferença nas respostas em termos dos deslocamentos translacionais máximos e das máximas tensões de Von Mises em relação ao MN-I. Deve-se levar em conta que isto trata-se de uma tendência, pois, o MN-I é um modelo computacionalmente mais simples, porém não tem uma grande variabilidade em relação ao MN-IV com relação a rigidez global do elemento finito desenvolvido. Portanto, é uma boa opção adotá-lo para a referida análise, pois, demandará menor tempo computacional para obtenção de resultados semelhantes ao modelo mais próximo do real (MN-IV).

Este capítulo apresentou a análise estática do carregamento de vento para os perfis de velocidades de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s que incidiu sobre os modelos numéricos I e IV (MN-I e MN-IV). Para tal, utilizou-se o método simplificado proposto pela NBR 6123 (1988) para obtenção dos deslocamentos translacionais máximos estáticos no topo da torre ($H=76,15$ m) e as tensões máximas de Von Mises que ocorrem na abertura da porta de acesso à torre.

8 ANÁLISE DINÂMICA NÃO DETERMINÍSTICA

Neste capítulo é apresentado o estudo do comportamento da torre quando submetida as cargas dinâmicas não determinísticas do vento. Para tal, foram obtidos os deslocamentos máximos na fase permanente da resposta dinâmica para cada perfil de velocidade investigado: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s; utilizando séries de carregamentos aleatórias. Através do programa ANSYS (2015), são utilizados o MN-I e MN-IV para simulação das análises. Assim, analisa-se os resultados obtidos dos referidos modelos numéricos para verificação da influência que a modelagem da interação solo estrutura ocasiona nos resultados obtidos em termos de deslocamentos e tensões. É realizado um tratamento estatístico dos valores máximos de deslocamentos translacionais encontrados em cada série de cada modelo numérico, para assim proceder-se a escolha da série que possui o deslocamento mais próximo do valor característico. Posteriormente, é utilizada a série cujo o valor de deslocamento máximo mais se aproxima do característico, para assim obter a tensão máxima de Von Mises no referido modelo. Por fim, comparam-se os deslocamentos estáticos e dinâmicos e as tensões máximas de Von Mises com normas e recomendações de projetos correntes.

8.1 Carregamento dinâmico não determinístico do vento

O sentido de aplicação do carregamento dinâmico não determinístico foi definido de maneira análoga ao sentido de aplicação da análise estática (capítulo 7), ou seja, todas as cargas são aplicadas na direção do eixo global “x” (direção de 0°). Para a geração das séries temporais de carregamento, desenvolveu-se uma rotina no programa computacional MatLab (2017) onde os parâmetros de entrada para a geração das séries de carregamento são os mesmos apresentados na Tabela 16 da análise estática. As Figuras 30, 31 e 32 mostram a variação das forças dinâmicas não determinísticas do vento no domínio do tempo, para as três velocidades estudadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s; geradas de acordo com a metodologia mostrada no capítulo 3 desta dissertação.

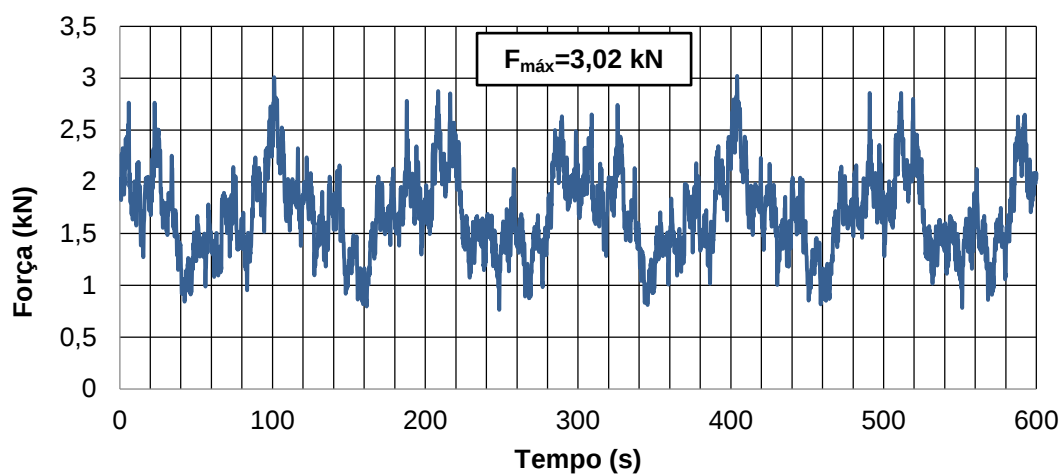


Figura 30 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=24$ m/s e cota $H=73,6$ m.

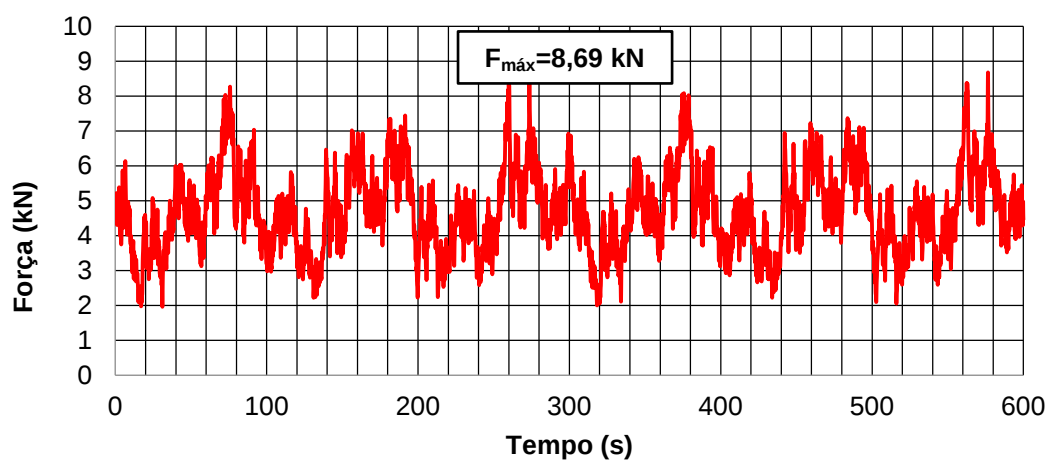


Figura 31 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=40$ m/s e cota $H=73,6$ m.

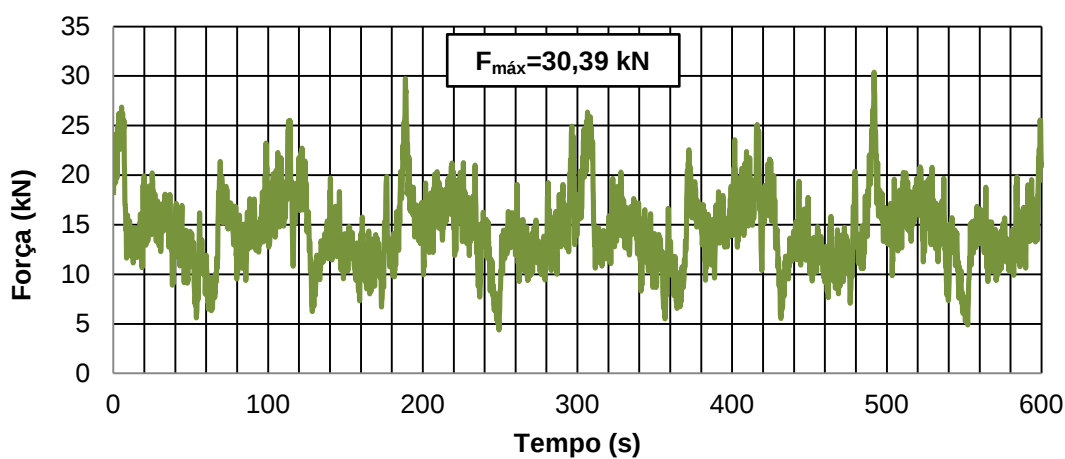


Figura 32 - Força não determinística no domínio do tempo para $V_0=70$ m/s e cota $H=73,6$ m.

Foram apresentadas as forças no domínio do tempo, a seguir são apresentadas as cargas avaliadas no domínio da frequência, de forma a determinar em que faixa de frequência ocorre a maior parte da transferência de energia contida no sistema estrutural. Os gráficos representados pelas Figuras 33, 34 e 35, correlacionam a amplitude das cargas de vento ao longo da altura da torre, onde as amplitudes são obtidas através da metodologia da transformada de Fourier.

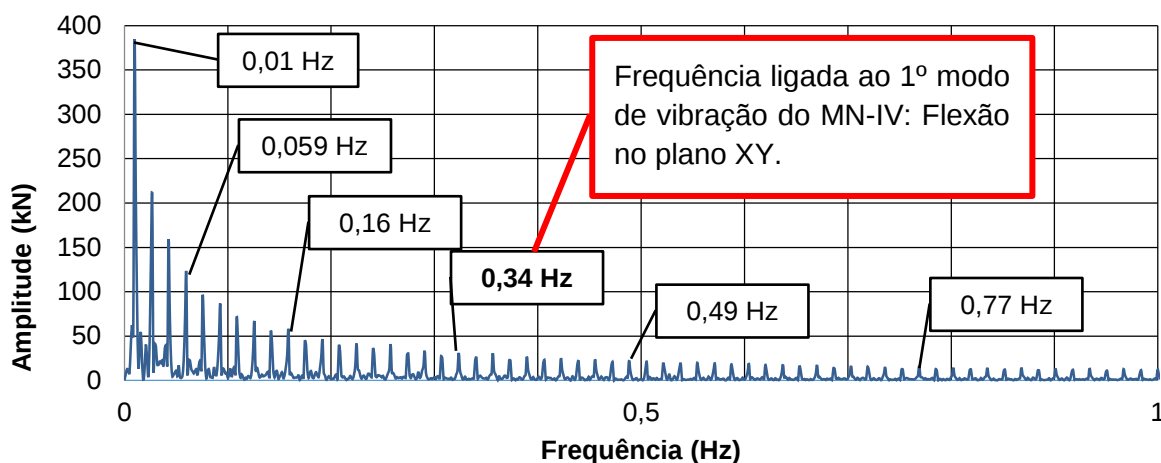


Figura 33 – Amplitude da força do vento de 24 m/s na cota H=73,60 m

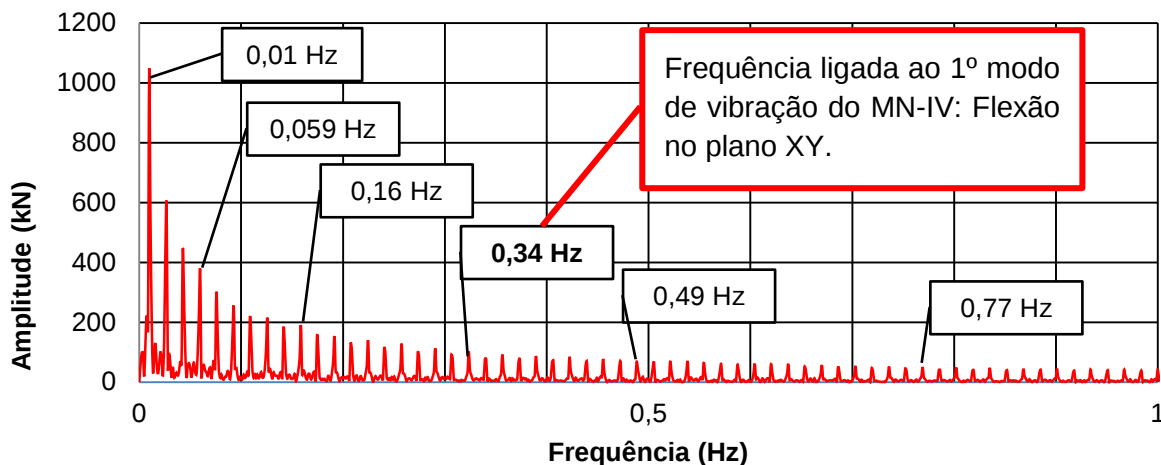


Figura 34 - Amplitude da força do vento de 40 m/s na cota H= 73,60 m

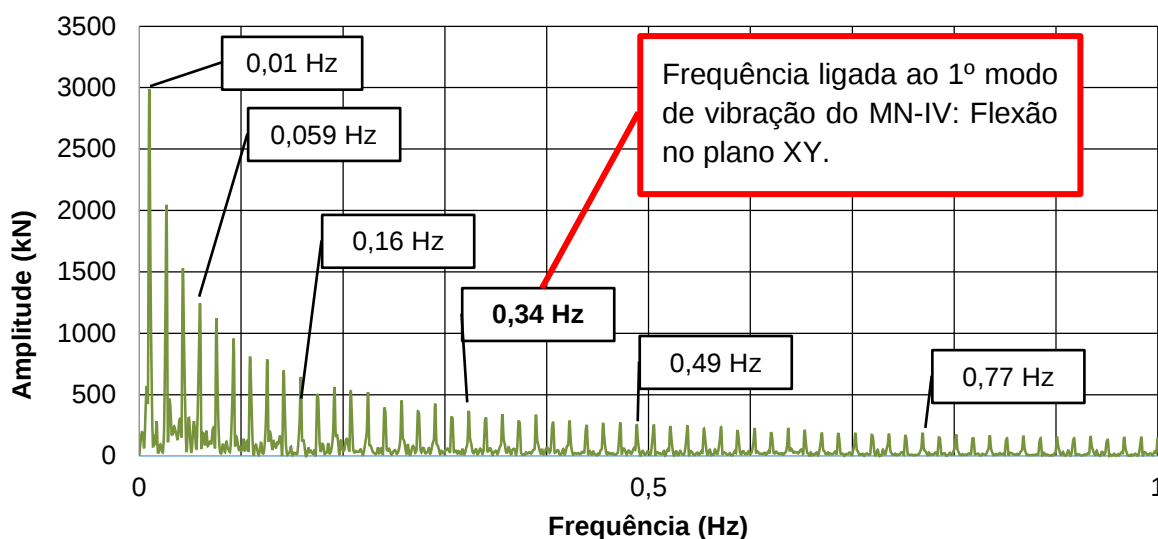


Figura 35 - Amplitude da força do vento de 70 m/s na cota $H=73,60$ m

Deve-se notar que a amplitude da força do vento varia de acordo com os perfis de velocidades. Como esperado, velocidades de vento de maior magnitude, conferem maior quantidade de energia ao sistema estrutural. Além disso, deve-se ressaltar também, que quanto mais alta a cota analisada, maior a energia espectral. Isso ocorre devido ao fato do vento ser mais intenso e constante para alturas mais elevadas.

8.2 Resposta dinâmica dos modelos numéricos

A análise dinâmica não determinística foi realizada em dois dos modelos numéricos desenvolvidos nesse trabalho de pesquisa: MN-I (apoios rígidos) e MN-IV (fundação em base elástica discreta média). O modelo numérico I (MN-I) foi escolhido por se tratar de uma modelagem numérica mais simples, que por consequência demanda menor tempo computacional. Além disso, o modelo apresenta maior diferença nos valores de sua análise modal quando comparados com o experimento de Rebelo et al (2012), sendo portanto o modelo mais crítico dentre os outros três modelos numéricos desenvolvidos. O modelo numérico IV (MN-IV), como exposto no capítulo 6, foi escolhido por se tratar do modelo numérico que tem os valores de sua análise modal mais próximos dos valores da análise experimental realizada por Rebelo et al (2012), logo é o modelo mais próximo da realidade estrutural da torre eólica experimentada por Rebelo et al (2012). A escolha

desses dois modelos numéricos servem também para comparar seus resultados em termos dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises, e assim, verificar qual a dimensão da influência que a modelagem da fundação causa na análise dinâmica não determinística.

8.2.1 Tratamento estatístico dos dados

Para as referidas análises dinâmicas não determinísticas, foram geradas 30 séries de carregamentos aleatórios proveniente das velocidades de vento de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Para tal, desenvolveu-se uma rotina no programa computacional MatLab (2017). Conforme já mencionado, os modelos numéricos I e IV (MN-I e MN-IV), foram escolhidos para verificar o quanto o efeito da fundação, com base na modelagem da sapata, afeta nos resultados das análises, tanto em termos dos deslocamentos translacionais máximos quanto das tensões máximas de Von Mises. O MN-I trata-se da torre com apoio rígido na fundação, ou seja, diferente da realidade, enquanto que no MN-IV foi realizada a modelagem da sapata, que está mais próximo da realidade e de acordo com o modelo estrutural estudado nessa dissertação. Com a finalidade de obter um modelo mais confiável para a utilização da ação não determinística do vento, foi necessário elaborar um tratamento estatístico adequado dos resultados. Assim, considerando-se uma distribuição normal, é possível obter os valores característicos das respostas com grau de confiabilidade de 95% ($U_{Z95\%}$), através da equação (28) apresentada no capítulo 3 desta dissertação.

Após a determinação dos valores característicos dos resultados em termos dos deslocamentos translacionais máximos para os modelos numéricos I e IV e para as velocidades de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s, verifica-se a série que tem o deslocamento translacional máximo mais próximo do valor característico e utiliza-se a mesma série para determinar as tensões máximas de Von Mises que ocorrem no referido modelo.

As Tabelas 21 e 22 mostram os resultados em termos deslocamentos translacionais máximos para os três perfis de velocidades estudados: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s e para cada um dos modelos numéricos analisados: MN-I (apoios rígidos) e MN-IV (fundação em sapata com base elástica discreta média). Ao final de cada tabela é apresentado o referido valor característico ($U_{Z95\%}$).

Tabela 21 – Deslocamentos translacionais máximos em H=76,15 m para MN-I

Séries de carregamento	Deslocamento máximo (m) – MN-I		
	24 m/s	40 m/s	70 m/s
1	0,855	0,991	1,479
2	0,860	0,995	1,416
3	0,860	0,965	1,466
4	0,864	0,995	1,451
5	0,857	1,031	1,472
6	0,860	1,001	1,521
7	0,866	0,989	1,457
8	0,860	0,989	1,439
9	0,872	0,976	1,447
10	0,854	0,991	1,416
11	0,859	1,014	1,447
12	0,848	0,985	1,451
13	0,864	0,988	1,469
14	0,862	0,980	1,429
15	0,859	0,996	1,469
16	0,864	0,985	1,449
17	0,854	1,023	1,402
18	0,855	1,005	1,473
19	0,855	0,995	1,414
20	0,861	1,013	1,514
21	0,858	0,976	1,564
22	0,853	1,004	1,435
23	0,853	0,988	1,492
24	0,861	1,034	1,533
25	0,860	0,980	1,551
26	0,850	1,001	1,458
27	0,870	1,010	1,605
28	0,857	0,992	1,428
29	0,860	0,983	1,470
30	0,858	0,984	1,477
Média	0,859	0,995	1,470
Desvio padrão	0,005	0,016	0,047
$U_{Z95\%}$	0,868	1,022	1,548

Tabela 22 - Deslocamentos translacionais máximos em H=76,15 m para MN-IV

Séries de carregamento	Deslocamento máximo (m) – MN-IV		
	24 m/s	40 m/s	70 m/s
1	0,920	1,088	1,646
2	0,919	1,076	1,644
3	0,919	1,082	1,640
4	0,920	1,106	1,716
5	0,921	1,117	1,641
6	0,925	1,075	1,779
7	0,916	1,112	1,680
8	0,931	1,114	1,683
9	0,925	1,085	1,671
10	0,920	1,081	1,780
11	0,922	1,084	1,744
12	0,912	1,090	1,764
13	0,923	1,105	1,752
14	0,920	1,087	1,710
15	0,920	1,108	1,745
16	0,916	1,088	1,742
17	0,918	1,115	1,701
18	0,923	1,105	1,788
19	0,920	1,125	1,737
20	0,920	1,126	1,711
21	0,920	1,089	1,701
22	0,921	1,091	1,738
23	0,920	1,103	1,650
24	0,933	1,126	1,792
25	0,919	1,079	1,681
26	0,924	1,078	1,752
27	0,932	1,079	1,751
28	0,918	1,107	1,620
29	0,919	1,094	1,801
30	0,925	1,101	1,630
Média	0,921	1,097	1,713
Desvio padrão	0,005	0,016	0,054
$U_{Z95\%}$	0,929	1,124	1,802

As Figuras 36 e 37 mostram, respectivamente, para MN-I e MN-IV os valores dos deslocamentos translacionais médios máximos no topo da torre ($H=76,15$ m) pelo número de séries de carregamento de vento utilizadas na análise dinâmica não determinística. É verificada a convergência dos valores com 20 séries para MN-I e 20 séries para MN-IV, portanto a análise dinâmica não determinística com 30 séries é suficiente. Os deslocamentos translacionais no MN-IV são maiores que no MN-I. Isso já era esperado pelo fato de o MN-I (apoios rígidos) ter uma rigidez global maior que a do MN-IV (fundação com base elástica discreta média).

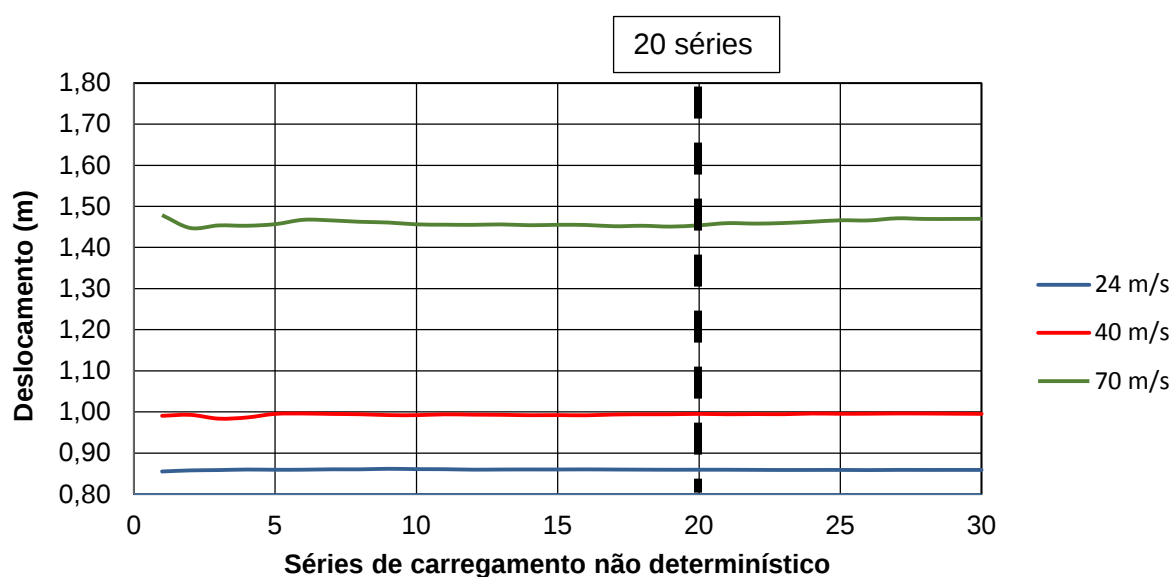


Figura 36 - Valores de deslocamentos translacionais médios máximos. (MN-I: $H=76,15$ m)

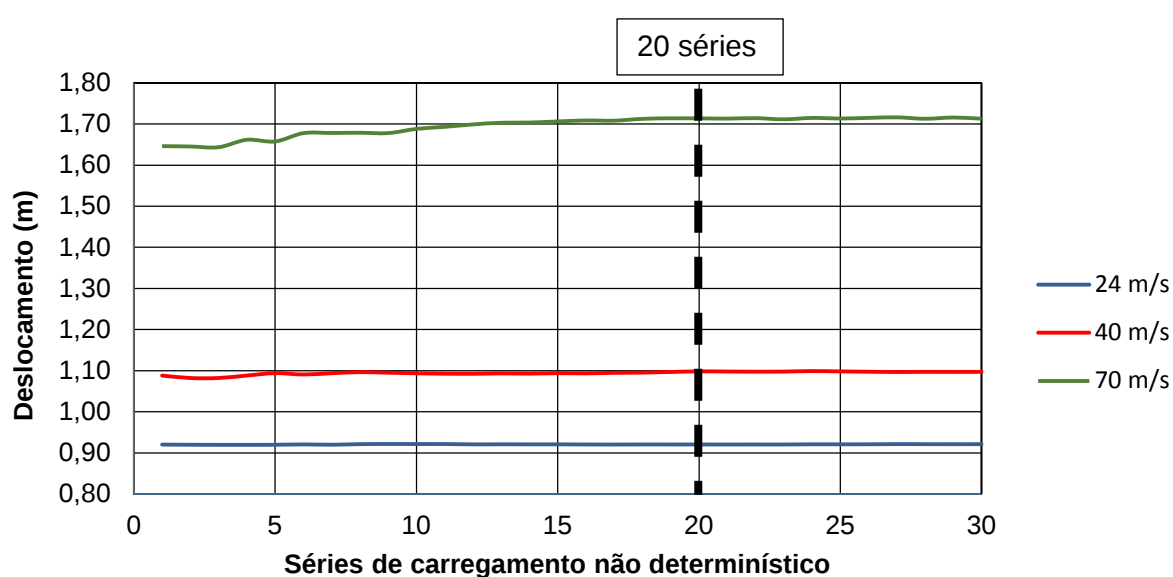


Figura 37 - Valores de deslocamentos translacionais médios máximos (MN-IV: $H=76,15$ m)

8.2.2 Resposta dinâmica não determinística do Modelo Numérico I (MN-I)

As Figuras 38 e 39 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 24 m/s.

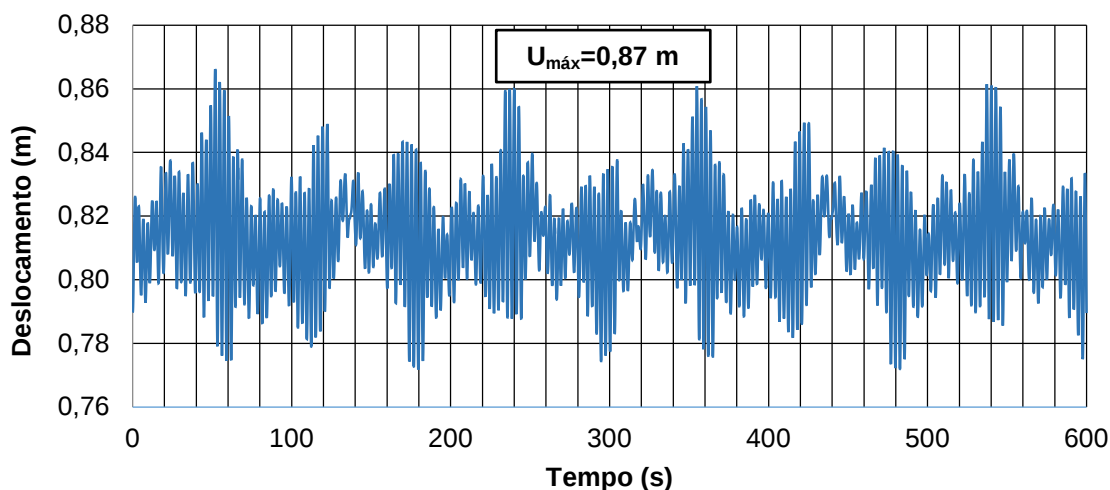


Figura 38 – Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15 \text{ m}$ e $V_0=24 \text{ m/s}$ (MN-I série 7).

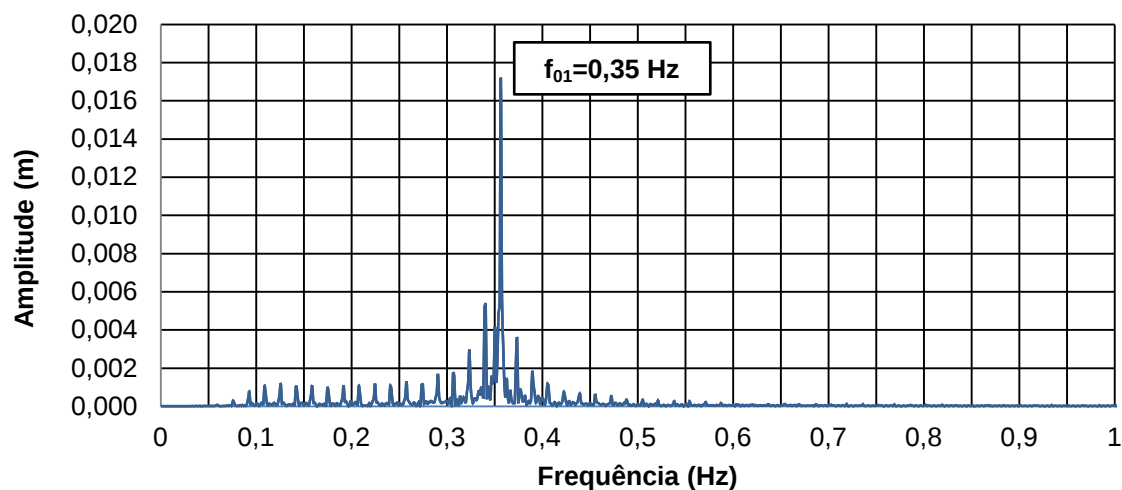


Figura 39 – Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15 \text{ m}$ e $V_0=24 \text{ m/s}$ (MN-I série 7).

A série utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores foi a série 7. Essa série tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 0,87 metros e este valor é o mais próximo do característico (Tabela 21), sendo portanto, esta a série utilizada na análise dinâmica para a determinação da tensão máxima de Von Mises. É de se notar também, que a maior transferência de energia ocorre na

frequência de 0,35 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-I, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As Figuras 40 e 41 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 40 m/s.

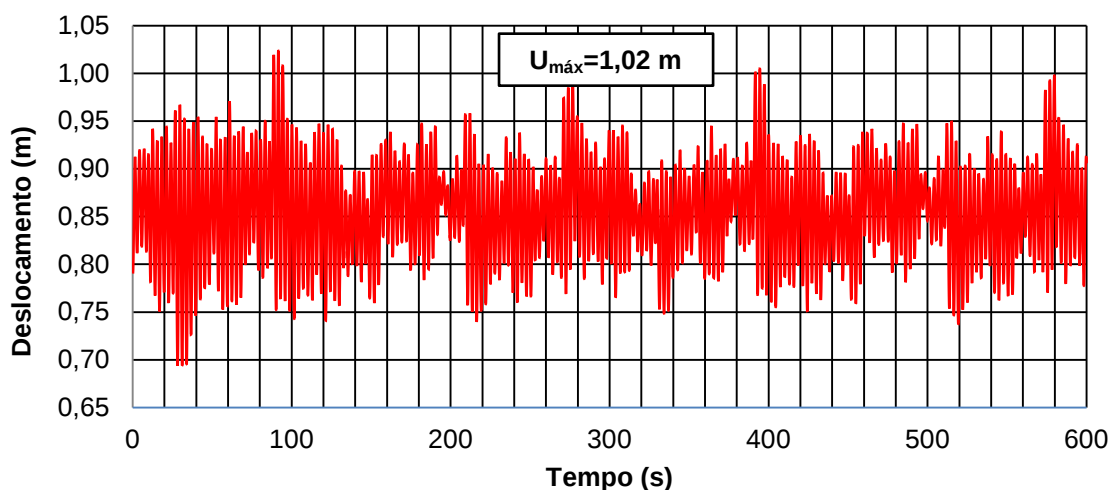


Figura 40 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15 \text{ m}$ e $V_0=40 \text{ m/s}$ (MN-I série 17).

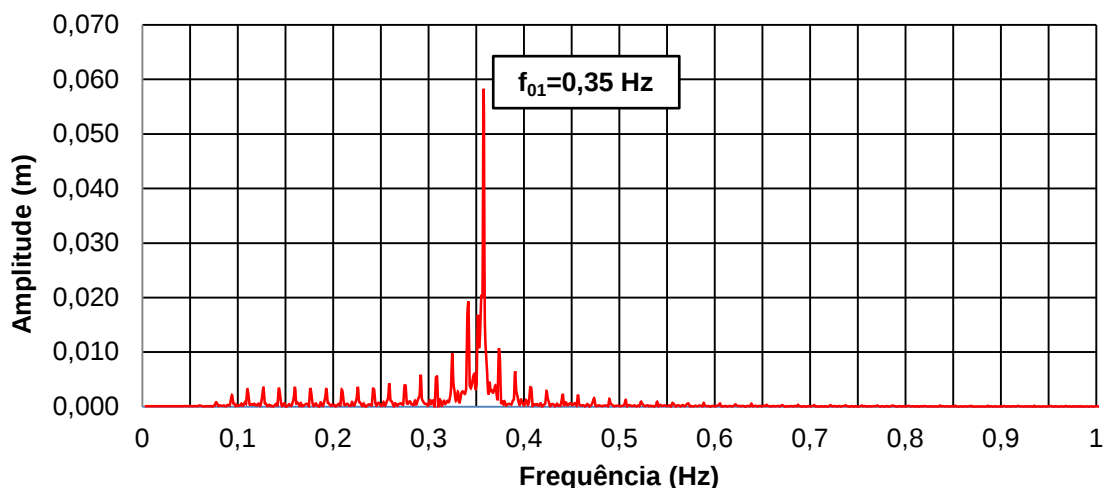


Figura 41 - Densidade espectral dos deslocamentos em $H=76,15 \text{ m}$ e $V_0=40 \text{ m/s}$ (MN-I série 17).

Utilizou-se a série 17 para ilustrar os exemplos das figuras anteriores. Essa série tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 1,02 metros, e este

valor é o mais próximo do valor característico (Tabela 21). A maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,35 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-I, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As Figuras 42 e 43 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 70 m/s.

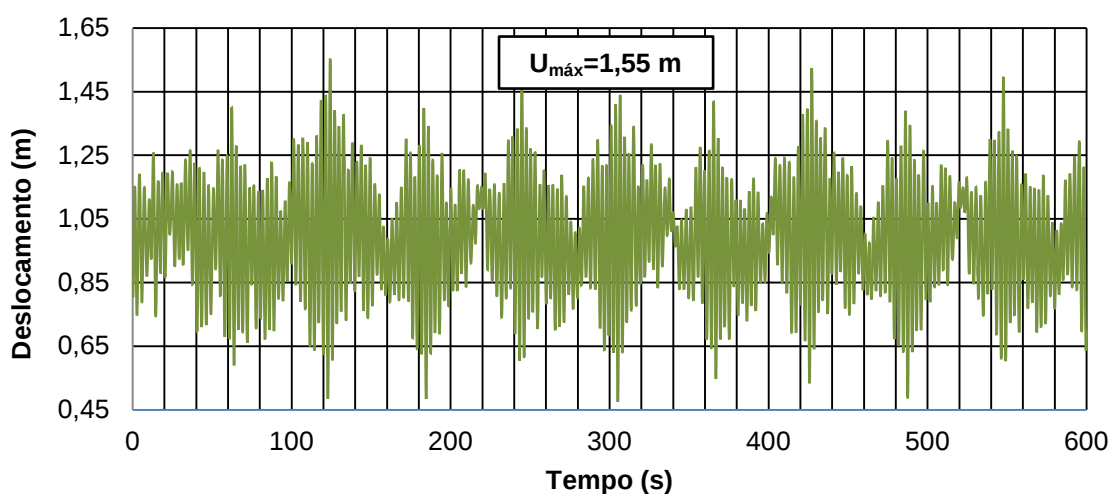


Figura 42 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-I série 25).

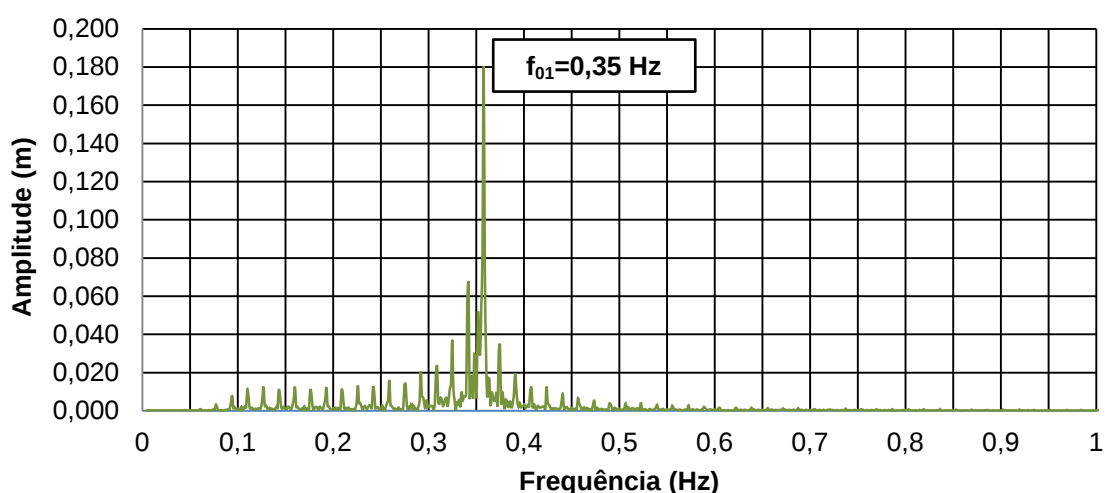


Figura 43 - Densidade espectral dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-I série 25).

A série 25 foi utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores. Essa série tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 1,55 metros, sendo portanto, o valor mais próximo do característico (Tabela 21). A maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,35 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-I, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As séries utilizadas anteriormente têm seus valores de deslocamento máximo mais próximo do característico, e portanto, são utilizadas para verificar as tensões máximas de Von Mises que atua no modelo numérico I (MN-I), nesse caso, a série 7 para a velocidade de 24 m/s, a série 17 para a velocidade de 40 m/s e a série 25, para velocidade de 70 m/s.

As Figuras 44 e 45 apresentam para o MN-I (apoios rígidos), respectivamente, o deslocamento translacional máximo no topo da torre (H=76,15 m) e as tensões máximas de Von Mises na porta de acesso da torre, para os três perfis de velocidades estudados: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

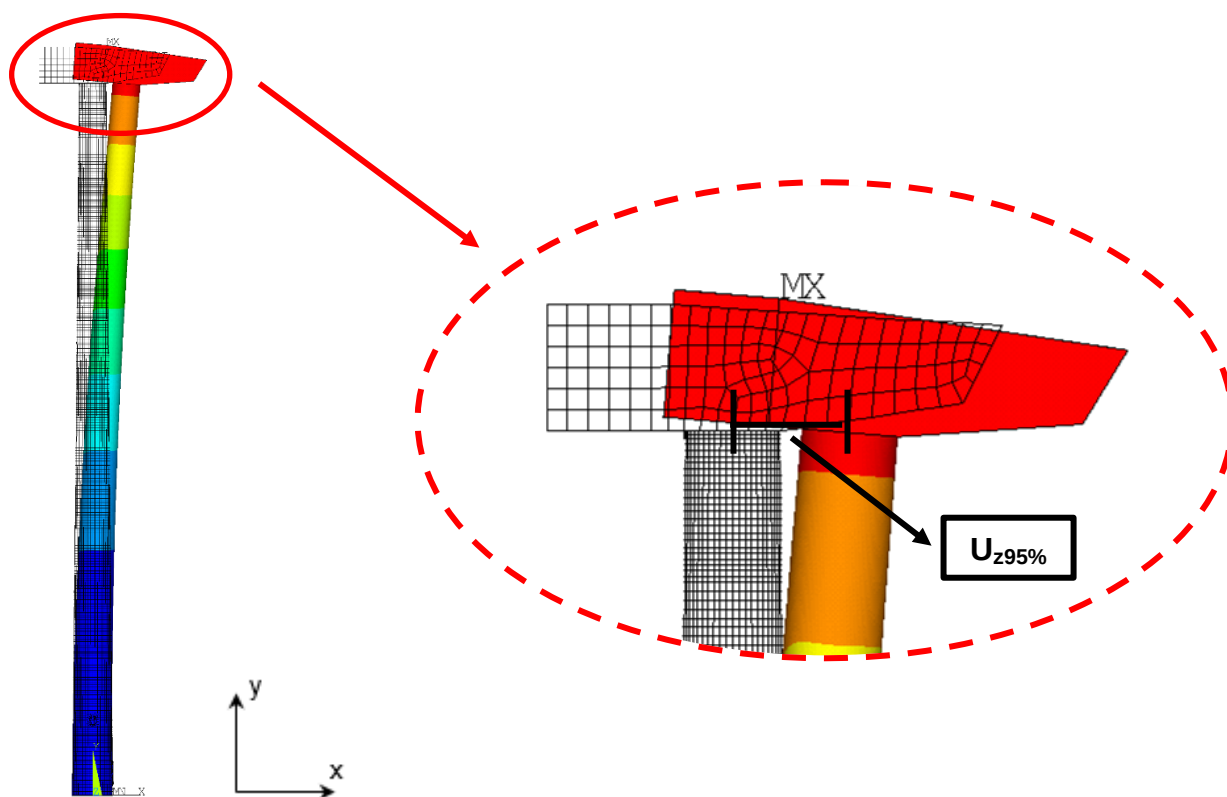


Figura 44 – Deslocamento translacional característico máximo para o MN-I em H=76,15 m.

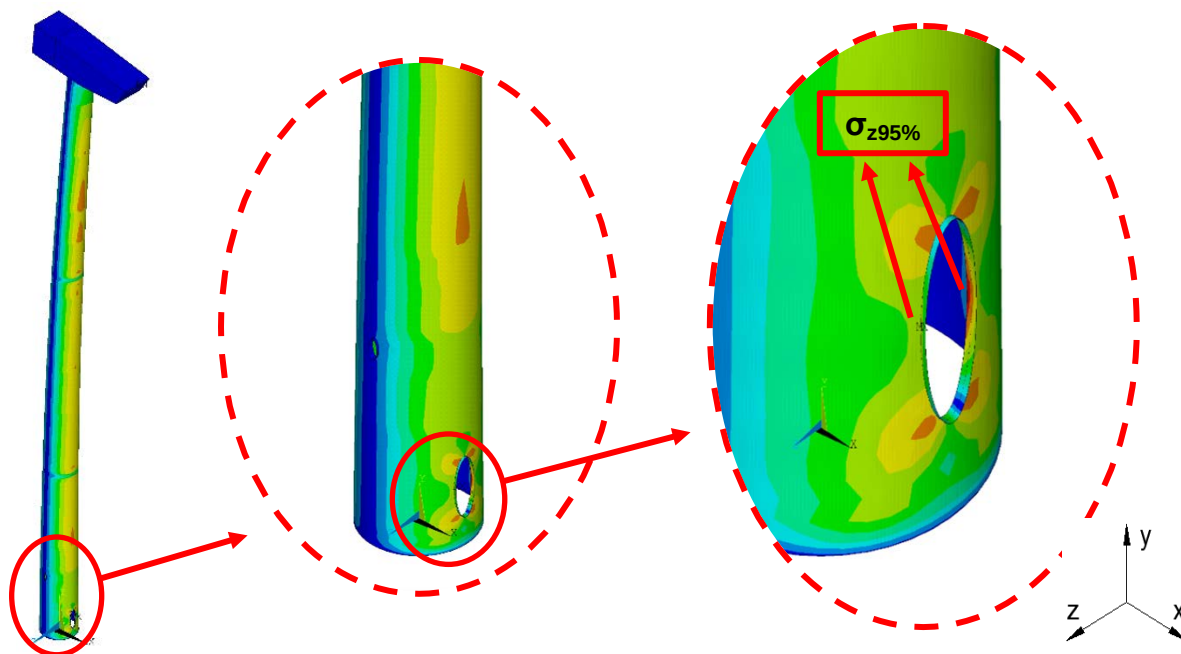


Figura 45 – Tensão máxima de Von Mises no MN-I.

O modelo numérico I (MN-I) trata-se de um modelo linear elástico, e o comportamento estrutural, como era de se esperar, é basicamente o mesmo para as três velocidades estudadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. À medida que há o aumento da velocidade, também ocorre aumento na magnitude dos deslocamentos e das tensões de Von Mises. Por este motivo, utilizou-se somente as Figuras 44 e 45 para representar, de maneira geral, os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises. A Tabela 23 apresenta resumidamente os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises para as três velocidades investigadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s no MN-I.

Tabela 23 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises no MN-I para as velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

MN-I: apoios rígidos		
Velocidade básica do vento (m/s)	Deslocamento característico máximo $U_{z95\%}$ (m)	Tensão máxima de Von Mises $\sigma_{z95\%}$ (MPa)
24	0,87	131
40	1,02	163
70	1,55	256

8.2.3 Resposta dinâmica não determinística do Modelo Numérico IV (MN-IV)

As Figuras 46 e 47 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 24 m/s.

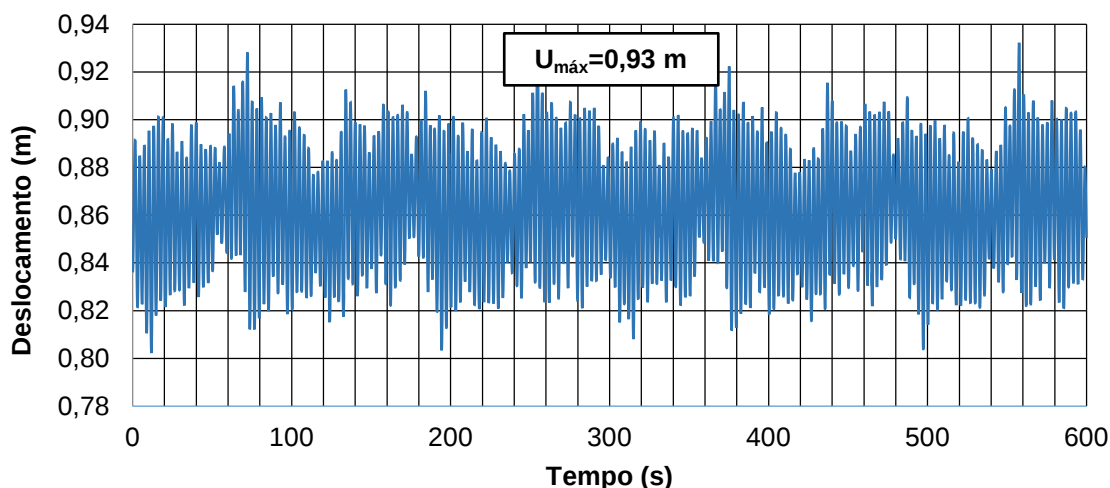


Figura 46 – Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-IV série 27).

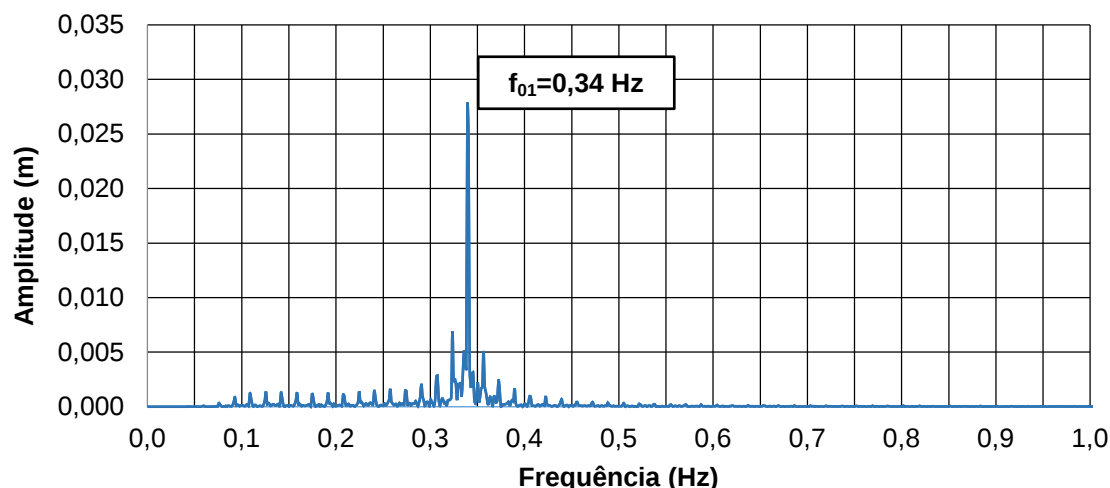


Figura 47 – Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=24$ m/s (MN-IV série 27).

A série 27 tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 0,93 metros e este valor é o mais próximo do característico (Tabela 22), sendo portanto, esta a série utilizada na análise dinâmica para a determinação da tensão máxima de Von Mises. É de se notar também, que a maior transferência de energia ocorre na

frequência de 0,34 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-IV, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As Figuras 48 e 49 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 40 m/s.

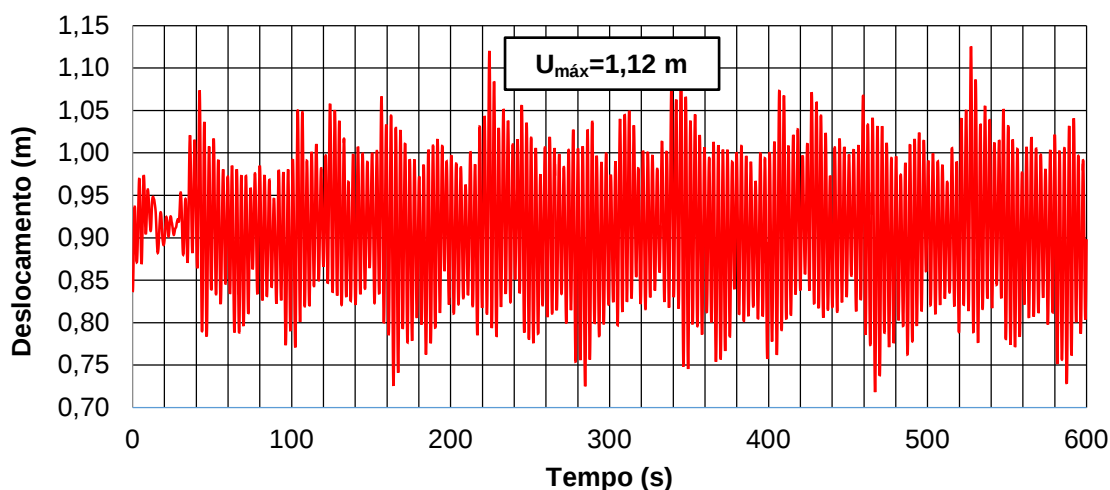


Figura 48 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-IV série 19).

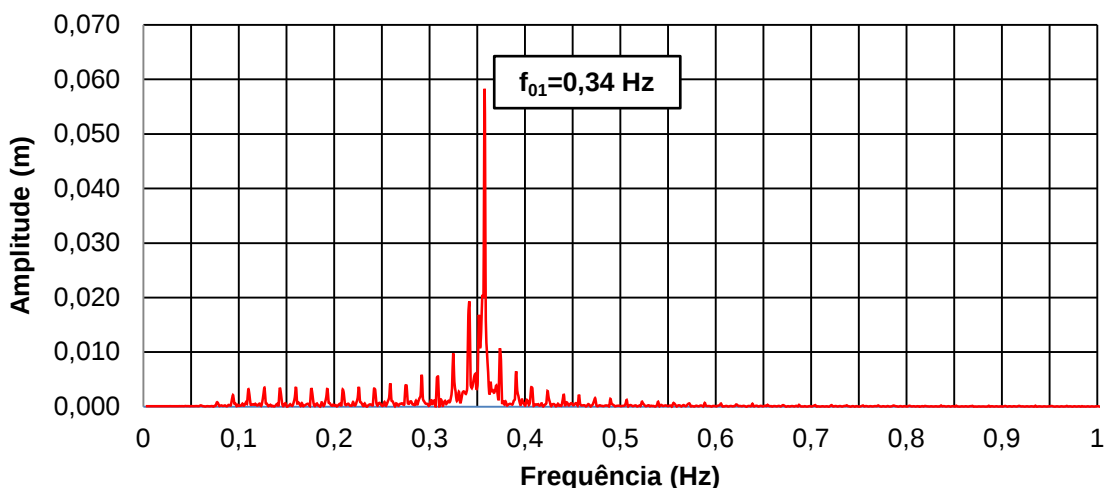


Figura 49 - Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=40$ m/s (MN-IV série 19).

Utilizou-se a série 19 para ilustrar os exemplos das figuras anteriores. Essa série tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 1,12 metros, e este

valor é o mais próximo do valor característico (Tabela 22). A maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-IV, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As Figuras 50 e 51 apresentam, respectivamente, os deslocamentos translacionais no domínio do tempo e a amplitude no domínio da frequência, que ocorrem no topo da torre, na cota de 76,15 metros, para a velocidade de 70 m/s.

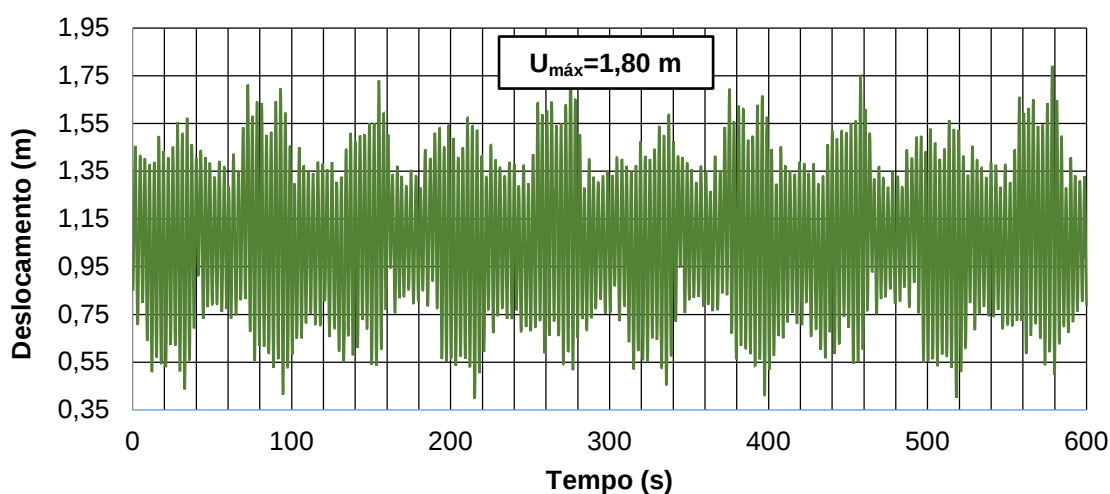


Figura 50 - Deslocamentos no domínio do tempo em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-IV série 29).

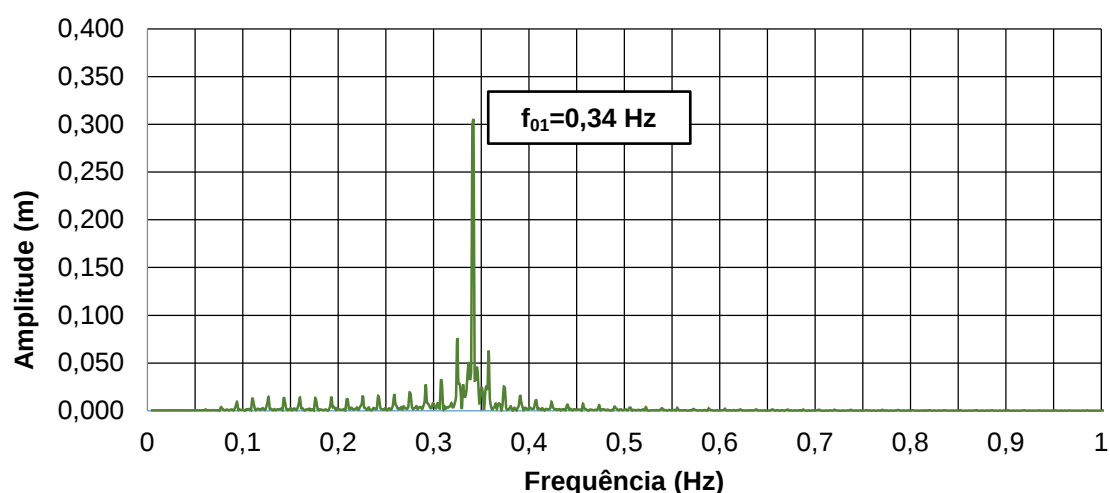


Figura 51 - Amplitude dos deslocamentos em $H=76,15$ m e $V_0=70$ m/s (MN-IV série 29).

A série 29 foi utilizada para ilustrar os exemplos das figuras anteriores. Essa série tem o valor de deslocamento translacional máximo igual a 1,80 metros, sendo portanto, o valor mais próximo do característico (Tabela 22). A maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz, que é a primeira frequência natural do modelo numérico MN-IV, relacionada ao primeiro modo de vibração e responsável pelo fenômeno de ressonância.

As séries utilizadas anteriormente têm seus valores de deslocamento máximo mais próximo do característico, e portanto, são utilizadas para verificar as tensões máximas de Von Mises que atuam no modelo numérico IV (MN-IV), nesse caso, a série 27 para a velocidade de 24 m/s, a série 19 para a velocidade de 40 m/s e a série 29, para velocidade de 70 m/s.

As Figuras 52 e 53 apresentam para o MN-IV (fundação com base elástica discreta média), respectivamente, o deslocamento translacional máximo no topo da torre ($H=76,15$ m) e as tensões máximas de Von Mises na porta de acesso da torre, para os três perfis de velocidades estudados: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

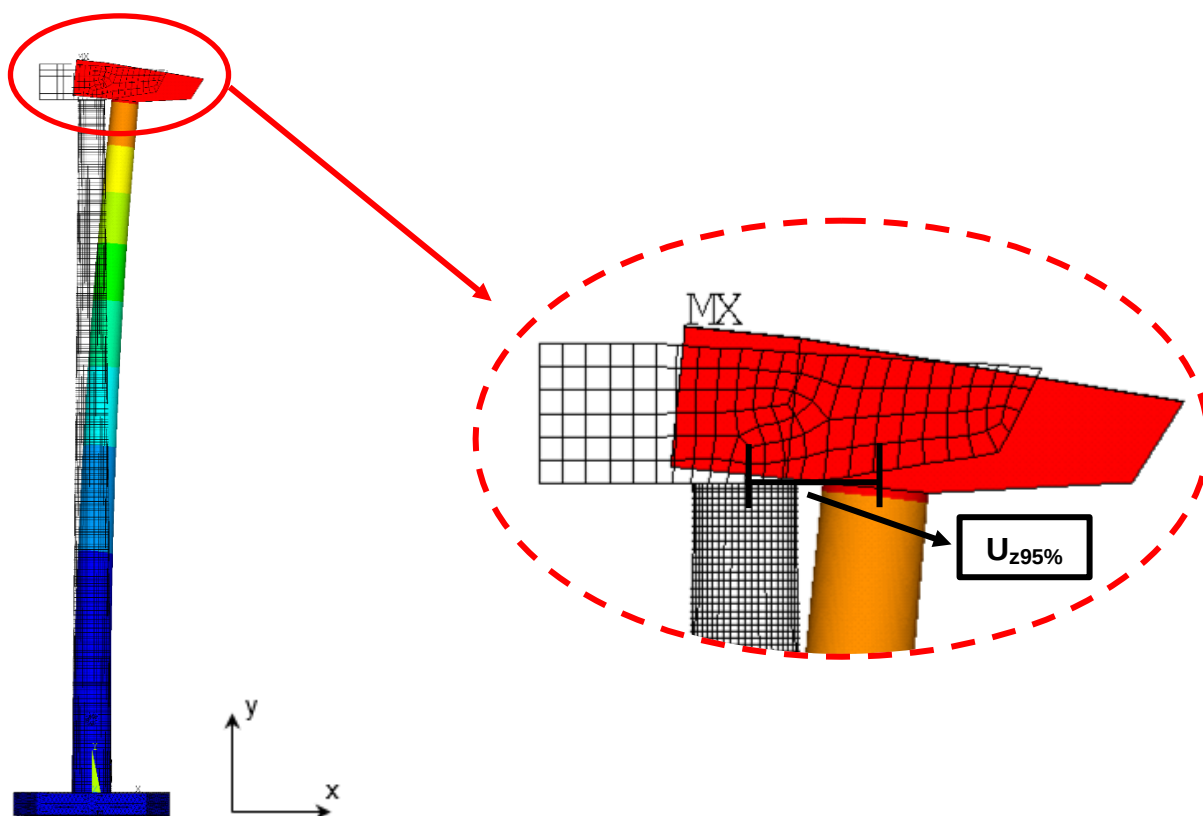


Figura 52 - Deslocamento translacional característico máximo para o MN-IV em $H=76,15$ m.

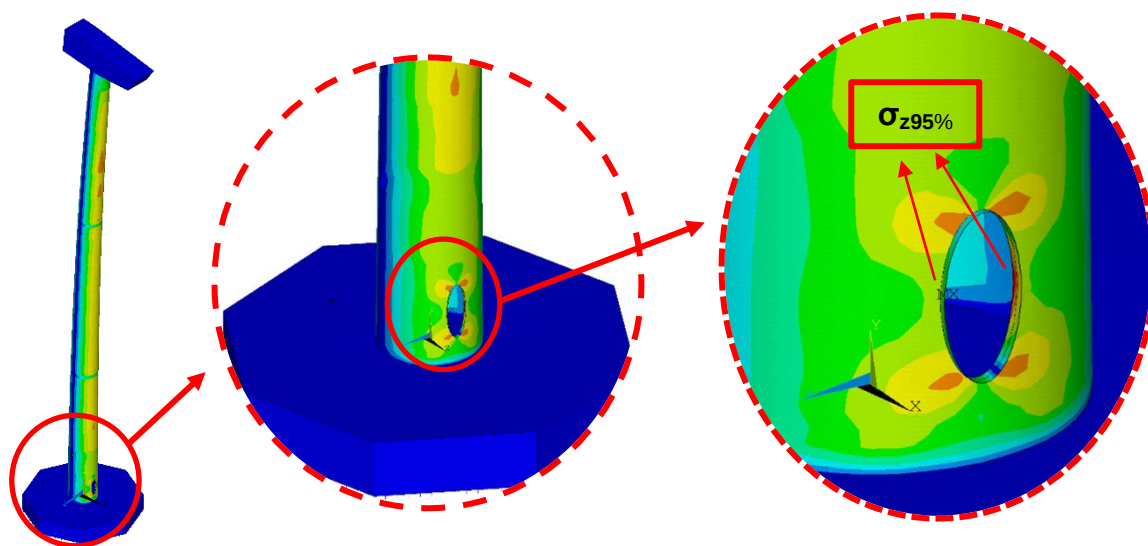


Figura 53 - Tensão máxima de Von Mises para o MN-IV.

O modelo numérico IV (MN-IV), assim como o MN-I trata-se de um modelo linear elástico, e seu comportamento estrutural, como esperado, é basicamente o mesmo para as três velocidades estudadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. À medida que há o aumento da velocidade, também ocorre aumento na magnitude dos deslocamentos e das tensões de Von Mises. Por este motivo, utilizou-se somente as Figuras 52 e 53 para representar, de maneira geral, os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises. A Tabela 24 apresenta resumidamente os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises para as três velocidades investigadas: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s no MN-IV.

Tabela 24 - Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises no MN-IV para as velocidades: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

MN-IV: fundação com base elástica discreta média		
Velocidade básica do vento (m/s)	Deslocamento translacional máximo $U_{z95\%}$ (m)	Tensão máxima de Von Mises $\sigma_{z95\%}$ (MPa)
24	0,93	139
40	1,12	170
70	1,80	277

Serão comparados a seguir, os resultados obtidos e apresentados na Tabela 24, referentes as análises dinâmica não determinística entre os modelos numéricos I e IV, com os limites recomendados por normas internacionais de projetos.

8.3 Comparação entre resultados e normas de projetos

Não existe uma Norma Brasileira (NBR) específica para a consulta dos limites permitidos e/ou limites de segurança em estruturas de torres eólicas. A NBR 8800 (2008), diz que a resistência de cálculo f_d de um determinado material, pode ser obtida segundo a equação (38) abaixo:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (38)$$

Onde:

f_d : Tensão solicitante de projeto

f_k : Tensão característica do material (= 355 MPa)

γ_m : Coeficiente de ponderação da resistência.

O Eurocode 3 (2006) para uma verificação do estado limite de utilização em torres metálicas correntes considera que o deslocamento máximo permitido no topo dessas estruturas é representado pela equação (39):

$$\delta_{\max} = h/50 \quad (39)$$

Onde:

$\delta_{\max}$: Deslocamento máximo permitido no topo da torre

h: Ponto onde ocorre o deslocamento máximo (topo da torre, h=76,15 m).

Além disso, o IEC 61400-2 (2006), que trata-se de uma norma específica para estruturas de torres eólicas, faz recomendações visando à segurança desse tipo de estrutura. E na parte de análise de estados limites, considera que as tensões solicitantes para o estado limite último, devem obedecer o exposto na equação (40):

$$\sigma_d \leq \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_f} \quad (40)$$

Onde:

σ_d : Tensão solicitante de projeto

f_k : Tensão característica do material (= 355 MPa)

γ_m : Coeficiente ligado às características do material (= 1,1)

γ_f : Coeficiente ligado às incertezas de estimativas das cargas atuantes (= 1,35).

Os resultados obtidos em termos dos deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises para os dois modelos numéricos estudados: MN-I (apoios rígidos) e MN-IV (fundação com base elástica discreta média) considerando-se os três perfis de velocidades estudados: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s, são apresentados resumidamente na Tabela 25 abaixo, juntamente com os critérios limites para os deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises, segundo o Eurocode (2006).

Tabela 25 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises para o MN-I e o MN-IV e limites de deslocamentos e tensões segundo o Eurocode (2006)

Velocidade básica do vento (m/s)	MN-I		MN-IV		Eurocode	
	$U_{z95\%}$ (m)	$\sigma_{z95\%}$ (MPa)	$U_{z95\%}$ (m)	$\sigma_{z95\%}$ (MPa)	Deslocamento máximo permitido – $\delta_{\text{máx}}$ (m)	Tensão máxima permitida – σ_d (MPa)
24	0,87	131	0,93	139	1,52	239,06
40	1,02	163	1,12	170		
70	1,55	256	1,80	277		

Após análise dos resultados em termos de deslocamentos translacionais máximos, verifica-se que tanto para o MN-I quanto para o MN-IV, os deslocamentos para a velocidade básica de 70 m/s (252 km/h) resulta em valores de deslocamentos

translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises maiores do que os limites estabelecidos pelo Eurocode (2006). Como era de se esperar, e da mesma forma que aconteceu na análise dos resultados apresentados na parte de análise estática (capítulo 7), os valores dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises, são menores no MN-I (apoios rígidos) quando comparados com os valores do MN-IV (fundação com base elástica discreta média). Isso se deve pelo fato de o MN-I ter uma rigidez global maior em relação ao MN-IV.

A Tabela 26 compara de forma percentual a diferença nos valores dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises para o MN-I e MN-IV.

Tabela 26 – Diferenças percentuais dos deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises entre o MN-I e MN-IV

Velocidade básica do vento (m/s)	Deslocamentos translacionais máximos			Tensões máximas de Von Mises		
	MN-I	MN-IV	Diferença (%)	MN-I	MN-IV	Diferença (%)
	$U_{z95\%}$ (m)	$U_{z95\%}$ (m)		$\sigma_{z95\%}$ (MPa)	$\sigma_{z95\%}$ (MPa)	
24	0,87	0,93	6,9	131	139	6,1
40	1,02	1,12	9,8	163	170	4,3
70	1,55	1,80	16,13	256	277	8,2

Sabe-se que o MN-I tem uma implementação computacional mais simples, o que demanda menor tempo computacional nas análises, porém, não é o modelo mais próximo da realidade, diferentemente do MN-IV que foi calibrado segundo o experimental de Rebelo et al (2012) e apresentou o resultado mais próximo da estrutura real. Analisando as diferenças percentuais verifica-se que para maiores velocidades há uma tendência para o aumento das diferenças percentuais em termos dos deslocamentos translacionais máximos.

É importante que o projetista tenha ciência do quão longe dos resultados ele se encontra. Nesse caso, fica a cargo do mesmo verificar até que ponto vale à pena utilizar uma análise com um modelo computacional mais simples, porém, mais

distante da realidade. Deve-se ter ciência se a análise está ou não a favor da segurança, pois, à medida que os resultados se afastam da realidade, existe uma tendência em compensar tal incerteza utilizando-se mais coeficientes de segurança. Isso pode tornar um projeto financeiramente mais caro ou até inviabilizá-lo.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo dessa dissertação é a investigação da resposta estrutural estática e dinâmica não determinística de uma torre de aço cônica com 76,15 metros de altura, projetada para suportar um aerogerador modelo MM92 da Repower. As referidas análises são investigadas para três perfis de velocidades básicas de vento: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. As cargas atuantes consideradas para a análise da torre são: o peso próprio, as forças provenientes das máquinas rotativas (forças do rotor), o efeito causado pelo desprendimento de vórtices e as forças de arrasto causadas pelo vento que incide na estrutura.

Foram desenvolvidos quatro modelos numéricos com o auxílio do programa computacional ANSYS (2015), variando-se basicamente a modelagem das fundações, com o intuito de verificar, através da análise modal, como a modelagem das fundações afetam as respostas das análises em termos de frequências naturais e modos de vibração. Posto isso, são escolhidos dois modelos numéricos: o MN-I (apoios rígidos) que é o modelo numérico com resultados mais distantes dos resultados do experimento realizado por Rebelo et al (2012) e o MN-IV (fundação com base elástica discreta média) que tem os resultados de sua análise modal mais próximos do experimental realizado por Rebelo et al (2012).

Finalmente, são realizadas análises estáticas e dinâmicas não determinísticas para os dois modelos numéricos supracitados com o intuito de analisar a resposta estrutural estática e dinâmica não determinística de ambos, em termos de seus deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises. Os resultados das análises desses dois modelos são comparados para verificação do quanto uma modelagem computacional mais simples e que demanda menor tempo computacional (MN-I) influencia nos resultados. Além disso, esses valores máximos são comparados com os valores limites recomendados por normas correntes de projeto.

9.1 Análise modal

Durante a análise modal dos quatro modelos estruturais investigados: MN-I (apoios rígidos), MN-II (fundação em sapata com base engastada), MN-III (fundação em sapata com base elástica discreta variável) e MN-IV (fundação em sapata com base elástica discreta média), apresentada no capítulo 6 desta dissertação, pode-se verificar que as duas primeiras frequências naturais, referentes aos dois primeiros modos de vibração, são inferiores a 1 Hz, com valores iguais a 0,354 Hz (MN-I) e 0,340 Hz (MN-IV). Portanto, trata-se de uma estrutura de grande esbeltez, evidenciando assim, a necessidade do estudo de seu comportamento dinâmico. Os resultados também mostram que os modelos desenvolvidos vão do mais rígido MN-I até o menos rígido MN-IV. Pode-se verificar também, que os modos de vibração mantiveram-se em todos os modelos numéricos. Portanto, conclui-se que os tipos de modelagens investigadas, levando em conta as diferentes estratégias para a modelagem da interação solo-estrutura, não afetaram qualitativamente os modos de vibração.

9.2 Análise estática

A análise estática foi realizada com os modelos numérico I e IV, utilizando as velocidades básicas do vento de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s. Através da metodologia do modelo simplificado utilizado pela NBR 6123 (1988), chegou-se as forças de arrasto que atuam ao longo da altura da torre para cada perfil de velocidade básica de vento. São verificadas as respostas estruturais em termos de deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises no MN-I e no MN-IV. Após análise dos resultados, evidencia-se que, a configuração dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises, são semelhantes nos dois modelos numéricos.

O MN-I (apoios rígidos), tem deslocamentos translacionais máximos iguais a: 0,46 m (24 m/s), 0,96 m (40 m/s) e 1,25 m (70 m/s); e as tensões máximas de Von Mises iguais a: 82,50 MPa (24 m/s), 188 MPa (40 m/s) e 260 MPa (70 m/s). Já para o MN-IV (fundação com base elástica discreta média), os deslocamentos translacionais máximos são: 0,49 m (24 m/s), 1,03 m (40 m/s) e 1,35 m (70 m/s); e

as tensões máximas de Von Mises são: 83,10 MPa (24 m/s), 190 MPa (40 m/s) e 262 MPa (70 m/s).

Verifica-se que a diferença percentual para os deslocamentos translacionais máximos aumentam a medida que há o aumento da velocidade básica do vento, entretanto, para esse tipo de estrutura, a diferença entre os MN-I e MN-IV é menor que 10%. Já com relação as tensões máximas de Von Mises, a diferença percentual entre o MN-I e o MN-IV não segue um padrão com o aumento da velocidade básica do vento, e a diferença entre os modelos MN-I e MN-IV para essa resposta não ultrapassa os 2%. Em ambos modelos numéricos, os deslocamentos translacionais máximos ocorrem no topo do suporte da torre ($H=76,15$ m) e as tensões máximas de Von Mises ocorrem na abertura da entrada da porta de acesso à torre. Além disso, o MN-I tem uma rigidez global mais elevada que o MN-IV, pois os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises de MN-I são menores quando comparadas as do MN-IV.

9.3 Análise dinâmica não determinística

A análise dinâmica não determinística é realizada no MN-I e no MN-IV, cuja metodologia consiste na geração de séries temporais de carregamento para cada perfil de velocidade investigado: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s; de modo a verificar a convergência das médias máximas de cada série, com o aumento do número de séries, e assim, realizar o tratamento estatístico dos resultados obtidos, e em seguida, determinar os valores dos deslocamentos translacionais máximos. O carregamento é aplicado na direção do eixo global “x” (sentido de 0°). Essa é a direção mais crítica de incidência de vento, segundo Oliveira (2017), que investigou a resposta dinâmica da referida torre considerando o vento atuando em três direções: 0° , 45° e 90° .

Os resultados obtidos em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises, revelam que ambos modelos numéricos se comportam estruturalmente de forma semelhante. Como esperado, há variação na magnitude das respostas à medida que aumenta-se a velocidade básica do vento. No MN-I os deslocamentos translacionais máximos são: 0,87 m (24 m/s), 1,02 m (40 m/s) e 1,55 m (70 m/s); e as tensões máximas de Von Mises são: 131 MPa (24 m/s),

163 MPa (40 m/s) e 256 MPa (70 m/s). Já para o MN-IV (fundação com base elástica discreta média), os deslocamentos translacionais máximos são: 0,93 m (24 m/s), 1,12 m (40 m/s) e 1,80 m (70 m/s); e as tensões máximas de Von Mises são: 139 MPa (24 m/s), 170 MPa (40 m/s) e 277 MPa (70 m/s).

Para ambos modelos numéricos (MN-I e MN-IV), os deslocamentos translacionais máximos ocorrem no topo do suporte da torre ($H=76,15$ m) e as tensões máximas de Von Mises ocorrem na abertura da porta de acesso à torre, como na análise estática. No modelo numérico I (apoios rígidos), a maior transferência de energia ocorre na frequência 0,354 Hz para as três velocidades investigadas (Figuras 39, 41 e 43). Essa é a frequência natural relacionada ao primeiro modo de vibração do MN-I, e portanto, a responsável pelo fenômeno da ressonância. No modelo numérico IV (fundação com base elástica discreta média), a maior transferência de energia ocorre na frequência de 0,34 Hz para as três velocidades investigadas (Figuras 47, 49 e 51). Essa é a frequência natural relacionada ao primeiro modo de vibração do MN-IV, e portanto, a responsável pelo fenômeno da ressonância.

9.4 Comparações dos resultados das análises com as normas de projetos

A Tabela 27 apresenta um resumo dos resultados encontrados em termos de deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises no âmbito da análise estática e da análise dinâmica não determinística para as velocidades de: 24 m/s, 40 m/s e 70 m/s.

Tabela 27 – Deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises para as análises estática e dinâmica não determinística no MN-I e no MN-IV

Velocidade básica do vento (m/s)	MN-I				MN-IV			
	$U_{\text{máx}}$ (m)	$U_{\text{z95\%}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{z95\%}}$ (MPa)	$U_{\text{máx}}$ (m)	$U_{\text{z95\%}}$ (m)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{z95\%}}$ (MPa)
24	0,46	0,87	82,50	131	0,49	0,93	83,10	139
40	0,96	1,02	188,00	163	1,03	1,12	190,00	170
70	1,25	1,55	260,00	256	1,35	1,80	262,00	277

Ao se comparar os resultados obtidos para o MN-I e o MN-IV em relação aos deslocamentos translacionais máximos estático e dinâmico não determinístico, verifica-se que a análise dinâmica não determinística resulta valores maiores do que na análise estática, ou seja, $U_{\text{máx}} < U_{\text{z95\%}}$. No âmbito de uma análise linear, esse comportamento já era esperado. Porém, com relação as tensões máximas de Von Mises, esse comportamento estrutural não segue um padrão, pois, apesar de haver um aumento das tensões máximas de Von Mises com o aumento da velocidade, o aumento não ocorre necessariamente quando se compara os resultados obtidos na análise estática com relação aos obtidos na análise dinâmica não determinística, ou seja, nem sempre $\sigma_{\text{máx}} < \sigma_{\text{z95\%}}$.

Após análise dos resultados obtidos, os deslocamentos translacionais máximos e as tensões máximas de Von Mises para a velocidade básica de 70 m/s (252 km/h) não obedecem aos valores limites estabelecidos no Eurocode (2006), que são: 1,52 m para o deslocamento translacional máximo ($\delta_{\text{máx}}$) e 239 MPa para as tensões máximas de Von Mises (σ_d). O MN-I obteve em termos de deslocamentos translacionais máximos e tensões máximas de Von Mises, respectivamente, 1,55 m e 256 MPa. Já o MN-IV, obteve 1,80 m e 277 MPa. Como era de se esperar, os valores dos deslocamentos translacionais máximos e das tensões máximas de Von Mises, são menores no MN-I (apoios rígidos) quando comparados com os valores do MN-IV (fundação com base elástica discreta média). Isso se deve pelo fato de o MN-I ter uma rigidez global maior em relação ao MN-IV (isso já havia sido mostrado no capítulo 6).

9.5 Sugestões para trabalhos futuros

Considerando-se a atualidade e complexidade do tema de pesquisa em estudo, o autor apresenta as seguintes sugestões para a continuação do desenvolvimento da pesquisa:

- a) Realização de análises modal, estática e dinâmica não determinística com variação da rigidez do solo (k_z) em função dos tipos de solos.
- b) Inclusão da modelagem das pás dentro do modelo numérico desenvolvido e computação da instabilidade aeroelástica;

- c) Realização de testes experimentais sobre modelos estruturais de torres eólicas reais, quando submetidas à ação de vento, de maneira a obter dados para uma melhor avaliação dos critérios de projetos.
- d) Análise não linear dos modelos numéricos desenvolvidos.
- e) Estudo de controle das vibrações estruturais, mediante o emprego de sistemas de controle passivos, ativos, semiativos e híbridos para torres que apresentam excesso de vibrações.
- f) Análise à fadiga dos componentes estruturais da torre.
- g) Análise modal, estática e dinâmica não determinística para torres muito esbeltas (altura maior que 100 metros) e com aerogeradores com portencia superior a 5 MW.
- h) Análise das respostas modal, estática e dinâmica não determinística em torres eólicas offshore.
- i) Fazer as análises utilizando outros espectros de potência do vento (neste trabalho foi utilizado somente o de Kaimal).

REFERÊNCIAS

A.M. AWRUCH A.L. BRAUN e M. GRECO, Engenharia do vento computacional e suas aplicações na engenharia civil. Análise aerodinâmica e aeroelástica. Artigo científico, PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, Elsevier Espanã, 2013.

ACKERMANN T. e LENNART S. An overview of wind energy-status. Renewable and Sustainable Energy Reviews 6 (2002) 67–128. 2002.

ANSYS, Inc. Theory Reference (version 16.2), 2015.

AOKI, N., VELLOSO, D. A., An approximate method to estimate the bearing capacity of piles. 1975

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARBOZA, R. R., SILVA, J. G. S., 2015. Análise de conforto humano em edifícios altos submetidos à ação não determinística do vento. In XXXVI Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE), pp. 1-18.

BARBOZA, RAFAEL RANGEL. Modelagem do comportamento dinâmico de edifícios mistos (aço-concreto) submetidos à ação do vento / Rafael Rangel Barboza. 2012. 119f. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2012.

BAZEOS N., HATZIGEORGIOU G.D., KARABALIS D.L., Static, Seismic and Stability Analyses of a Prototype Wind Turbine Steel Tower. *Engineering Structures* 24: 1015-1025. 2002.

BLESSMANN, J. O Vento na engenharia estrutural, 1ª ed., Porto Alegre: Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1995.

BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, 2013.

BOWLES, J. Foundation analysis and design. McGraw-Hill, New York, 2001.

C. VON DE HAAR e S. MARX, Design aspects of concrete towers for wind turbines, *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*, Vol 57 Nº 4, December 2015, Pages 30-37, Paper 1228. 2015.

CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-6: General rules: Strength and Stability of Shell Structures, EN 1993 1-6, European Committee for Standardization, Brussels, 2004.

CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 3-2: Tower, masts and chimneys – Chimneys, EN 1993 3-2, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

CEN, IEC 61400: Wind Turbines Part 2: Design requirements for a small wind turbines - IEC 61400-2. European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

CHAOYANG F., NAN W., BO Z., e CHANGZHENG C., Dynamic Performance Investigation for Large-scale Wind Turbine Tower, Diagnosis and Control Center, Shenyang University of Technology, Shenyang, 110023, China. 2005.

CEN, EN 1993 3-2, European Committee for Standardization, Brussels, 2006.

CLOUGH, R. W., PENZIEN, J; Dynamics of Structures; McGraw-Hill, 634p, 1993.

D. N. Veritas, "Guidelines for Design of Wind Turbines," Copenhagen, 2002.

DIAS C. M., Estudo comparativo de diferentes materiais para a construção de torres eólicas, Dissertação de Mestrado, Universidade de Aveiro, Portugal. 2009.

DUMBY H. J. M., Aspectos de dimensionamento de torres eólicas tubulares em aço, Dissertação de Mestrado Engenharia Civil (Mecânica Estrutural), Universidade de Coimbra, Portugal, 2014.

FARIA, P. O. e NORONHA, M. Fundações de Torres Eólicas - Estudo de Caso. GEOSUL 2013, Criciúma, Santa Catarina, Brasil. 2013.

FEIJÓ B. P., LIMA J. B. C. A., MELO A. M. C., PARENTE JR. E., Otimização estrutural de torres de aço tubulares para geradores eólicos, Mecânica Computacional Vol XXIX, págs. 781-792 (artigo completo), Buenos Aires, Argentina, Novembro 2010.

FRANCO, M. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. Boletim Técnico da Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo: EPUSP, 1993. 22 p.

GOMES M. M., Análise Dinâmica Via Elementos Finitos de Uma Pá de Turbina Eólica Monografia (Bacharel em Engenharia Energética). Brasília: UnB, 2015. 54 p.: il.; 29,5 cm. 2015.

GWON T. G., Structural Analyses of Wind Turbine Tower for 3 kW Horizontal Axis Wind Turbine, Dissertação de Mestrado, Faculty of California Polytechnic State University, California, USA, 2011.

GYÖRGYI J. E SZABÓ G., Dynamic analysis of wind effects by using an artificial wind function, Slovak Journal of Civil Engineering, 2008/3 Pages 21-33, 2008.

HARTE M., BASU B. e NIELSEN S.R.K., Dynamic analysis of wind turbines including soil-structure interaction, Engineering structures 45 2012 509-518. 2012.

HE W. AND GE S. S., Vibration control of a nonuniform wind turbine tower via disturbance observer, IEEE/ASME Transactions on mechatronics, vol. 20, no. 1, february 2015.

HENRIQUES J. F. M., Projeto de torres eólicas reticuladas de grande altura (150m) modelação e análise comparativa com estruturas tubulares auto-suportadas, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

HIZURU OBATA, S. (2009). Vento sintético e a simulação de Monte Carlo - uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas. Exacta, 7 (1), 77-85.

HOFFMANN, ROLF. Comparisons of control concepts for Wind turbines in terms of energy capture. 2002.

HOLMES, J. D. Wind loading of structures. 2 ed. USA and Canada: Taylor & Francis e-Library, 2007.

HU W.H., THÖNS S., SAID S. E RUCKER W., Vibration-based structural health monitoring of a wind turbine system. Part I: Resonance phenomenon. Engineering Structures 89: 260-272. 2015.

JENSEN J. J. E FOLKESTAD G., Dynamic behaviour of transmission towers: field measurements, Engineering Structures, volume 6, Issue 4, October 1984, Pages 288-296. 1984.

LAVASSAS I., NIKOLAIDIS G., ZERVAS P., EFTHIMIOU E., DOUDOUMIS I.N., BANIOTOPOULOS C.C., Analysis and design of the prototype of a steel 1-MW wind turbine tower, Paper, Engineering Structures, pp. 1097-1106. 2003.

LIMA, SILVIO S., SANTOS, SERGIO HAMPSHIRE C. Análise dinâmica de estruturas. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2008.

LOU, M., WANG, H., CHEN, X., ZHAI, Y. Structure–soil–structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 31, n. 12, pp. 1724-1731, 2011.

MARANHÃO, GEORGE MAGALHÃES. Análise da Rigidez Rotacional de Fundações Estaqueadas de Torres Eólicas. IX CBPE – Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas. Rio de Janeiro. 2016.

MARQUES, JEFERSON. Turbinas Eólicas: Modelo, Análise, e Controle do gerador de Indução com Dupla Alimentação. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós graduação em Engenharia Elétrica, Universidade Federal de Santa Maria, Rio Grande do Sul, Brasil. 2004.

MARTINS C. J. e MENDES L. M. M., Determination of Stiffness for Wind Tower Foundation by Operational Modal Analysis, *International Journal of Mechanics and Applications* 2016, 6(3): 43-48. 2016.

MARTINS F., GUARNIERI R. e PEREIRA E. O aproveitamento da energia eólica. Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais, Brasil, 2007.

MENDES T. F. e MENEZES J. C., Estudo de sensibilidade e dimensionamento estrutural de torres tubulares para geradores eólicos, VI congresso nacional de engenharia mecânica, Campina Grande – Paraíba – Brasil. 2010.

MERCE, R. N.; BRITO, J. L. V; DOZ, G. N. Análise de torres metálicas submetidas a ação do vento: um estudo comparativo. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, Passo Fundo, v. 4, n. 1, p. 61-81, 2007.

MIKITARENKO M.A. e PERELMUTER A.V., Safe fatigue life of steel towers under the action of wind vibrations, *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics* 74—76 (1998) 1091—1100. 1998.

Ministério de Minas e Energia. Energia Eólica no Brasil e no Mundo. Ano Referência 2016.

MOURA A. L. D., Análise comparativa de torres eólicas em aço e híbridas aço-betão para alturas e potências variáveis, Dissertação de mestrado, Faculdade de ciências e tecnologia, Universidade de Coimbra, Coimbra, Portugal, 2012.

NBR 6123 (1988) Forças Devidas ao Vento em Edificações (In Portuguese) (Wind Forces on Buildings). ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1988.

NEGMA H. M., MAALAWI K. Y., Structural design optimization of wind turbine towers, Computers and Structures 74 (2000) 649 – 666. 2000.

OBATA, S. H. Vento sintético e a simulação de Monte Carlo – uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas . Exacta, São Paulo, v. 7, n. 1, p. 77-85, jan./mar. 2009.

OLIVEIRA L. F. M. P. DE, Análise do comportamento dinâmico de torres de geradores eólicos, Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.

PESTANA, DIOGO ALEXANDRE CORREIA. Sistemas estruturais para torres eólicas. Madeira, 2016. Dissertação de Mestrado. Universidade da Madeira, Madeira, Portugal, 2016.

Protocolo de Kyoto, 1997.

REBELO C., VELJKOVIC M., SIMÕES DA SILVA L., SIMÕES R. AND HENRIQUES J., Structural Monitoring of a Wind Turbine Steel Tower - Part I: system description and calibration. Wind and Structures 15(4): 1-15. 2012.

REBELO C., VELJKOVIC M., SIMÕES DA SILVA L., SIMÕES R. AND HENRIQUES J., Structural Monitoring of a Wind Turbine Steel Tower - Part II: monitoring results. 2012.

REPETTO M. P. e SOLARI G., Dynamic alongwind fatigue of slender vertical structures, *Engineering Structures* 23 (2001) 1622–1633. 2001.

REPOWER SYSTEMS AG, Mechanical design Wind Tower MM92 Repower. Product Description. 2008.

RIBEIRO, EVANDRO DE CARVALHO. Análise de torres metálicas estaiadas submetidas à ação do vento. 2007. 177 f. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil)-Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

SANTOS, NÚRIA ALICE ALVES SILVA. Otimização de torre de aço para aerogerador eólico. 2013. 116f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

SELLAMI T., BERRIRI H., DARCHERIF A.M., JELASSI S., MIMOUNI M.F., Modal and harmonic analysis of three-dimensional wind turbine models. *Wind Engineering* 40(6): 518-527. 2016.

SILVA, JOSÉ GUILHERME SANTOS DA; OLIVEIRA, BRENO DE ALMEIDA SANTOS, Evaluation of the nondeterministic dynamic structural response of three-dimensional wind turbine steel towers. *WIND ENGINEERING*, v. 42, p. 364-377, 2018.

SILVA, MANUEL DUARTE DA. Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos. Lisboa, 2014. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, Lisboa, Portugal, 2014.

SIQUEIRA, A. S., Comportamento estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. Rio de Janeiro, 2008. Dissertação de Mestrado - Programa de Pós graduação em Engenharia Civil, Universidade do estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil. 2008.

SLAVIC, J.; MRSNIK, M.; BOLTEZAR, M., Frequency domain methods for a vibration fatigue life estimation application to real data, Dynamic testing: methods and instrumentation, ISMA 2012, p1505-1519, 2012.

Technology Roadmap - Wind Energy – 2013 Edition. Energy Technology Perspectives. International Energy Agency. 2013.

TERZAGHI, K. Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction. Géotechnique, London, v. 4, n. 4, pp. 297-326, 1955.

UMUT O., AKBAS. B., SHEN J., Design Issues of Wind Turbine Towers, paper, Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EUROLYN 2011, Leuven, Belgium, 4-6 July 2011.

WAHBA Y.M.F., MADUGULA M.K.S., MONFORTON G. R., Evaluation of non-linear analysis of guyed antenna towers, Computers and Structures 68 (1998) 207-212.1998.

WANG J., QIN D. e LIM T. C., Dynamic analysis of horizontal axis wind turbine by thin-walled beam theory, Journal of Sound and Vibration 329 (2010) 3565–3586. 2010.

YOSHIDA, P. E. Wind Turbine Tower Optimization Method Using Genetic Algorithm. Wind Engineering - Vol 30, 2006. 453-470. 2006.

ZHIQUAN Y., HAOMIN M., NENGSHENG B., YAN C. e KANG D., Structure Dynamic Analysis of a Horizontal Axis Wind Turbine System Using a Modal Analysis Method, Wind engineering volume 25, no. 4 , 2001 pp 237–248. 2001.

ZÚÑIGA INESTROZA, M.A. Influência da turbulência atmosférica na esteira aerodinâmica de turbinas eólicas: estudo experimental em túnel de vento. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.