



Universidade do Estado do Rio de Janeiro
Centro de Tecnologia e Ciências
Faculdade de Engenharia

André Victor da Silva Castilho

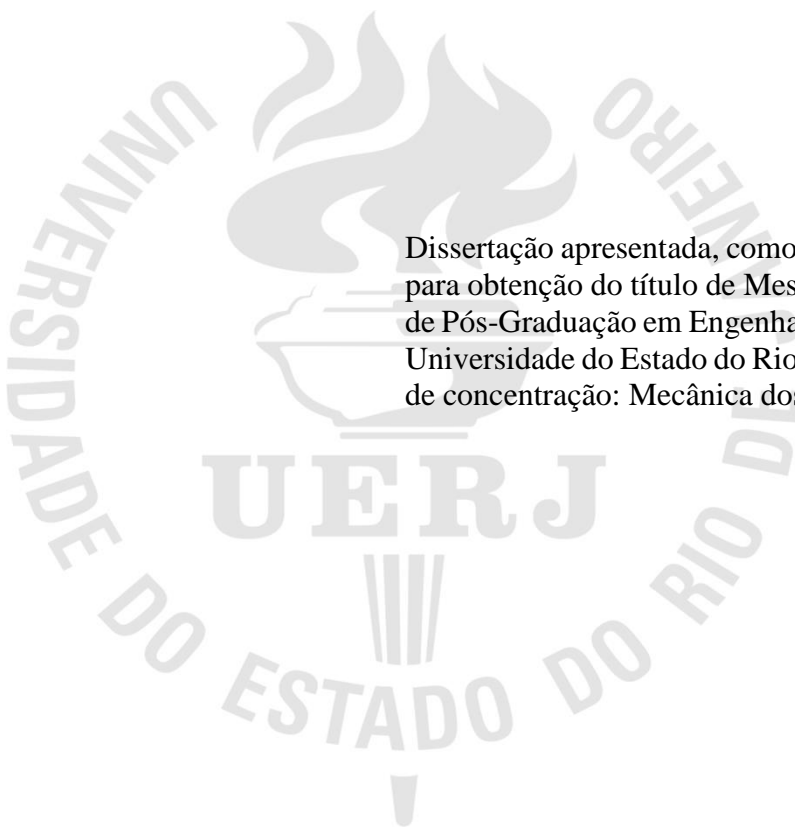
**Análise Dinâmica Não Determinística e Otimização Estrutural do Projeto
de Torres de Aço para Suporte de Turbinas Eólicas**

Rio de Janeiro

2023

André Victor da Silva Castilho

Análise Dinâmica Não Determinística e Otimização Estrutural do Projeto 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 Mecânica, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Mecânica dos Sólidos.

Orientadores: Prof. Dr. Jose Guilherme Santos da Silva

Prof. Dr. Francisco José da Cunha Pires Soeiro

Rio de Janeiro

2023

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

C352 Castilho, André Victor da Silva.
Análise dinâmica não determinística e otimização estrutural do projeto de torres de aço para suporte de turbinas eólicas / André Victor da Silva Castilho. – 2023.
101 f.

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

1. Engenharia mecânica - Teses. 2. Dinâmica estrutural - Teses. 3. Algoritmos genéticos - Teses. 4. Torres - Teses. 5. Moinhos de vento - Teses. I. Silva, José Guilherme Santos da. II. Soeiro, Francisco José da Cunha Pires. III. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. IV. Título.

CDU 531.3:624.97-034.14

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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

Assinatura

Data

André Victor da Silva Castilho

Análise Dinâmica Não Determinística e Otimização Estrutural do Projeto 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 Mecânica, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Mecânica dos Sólidos.

Aprovado em: 28 de fevereiro de 2023.

Banca Examinadora:

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

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

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

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

Rio de Janeiro

2023

AGRADECIMENTOS

À minha esposa Tamires por todo seu amor e parceria durante esta jornada e por toda sua compreensão em meus momentos de ausência.

Aos meus pais por sempre me incentivarem a buscar meus sonhos independente das dificuldades.

Aos meus orientadores Professor José Guilherme e Professor Soeiro por todo seu apoio, confiança, amizade e incentivo.

À CAPES pelo apoio financeiro.

Todo modelo está errado, mas alguns são úteis.

George Box

RESUMO

CASTILHO, André Victor da Silva. **Análise dinâmica não determinística e otimização estrutural do projeto de torres de aço para suporte de turbinas eólicas**. 2023. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Considerando a crescente demanda por energia elétrica e a urgente necessidade da redução da emissão de gases do efeito estufa, a adoção de energia de fontes renováveis apresentou um considerável crescimento nos últimos anos. Dentre as fontes de energia renovável, por conta do seu nível de desenvolvimento tecnológico e preços competitivos, a energia eólica apresenta papel fundamental para a transição global para uma matriz energética descarbonizada. Neste contexto, este trabalho de pesquisa visa realizar a otimização estrutural de uma torre de aço para suporte de uma turbina eólica com capacidade produtiva de 2 MW, considerando restrições de frequência natural, deslocamento horizontal, tensão admissível e resistência à flambagem. A análise da resposta estrutural da torre de aço é dada através de um modelo em elementos finitos tridimensional que considera as cargas de vento sobre o rotor, ação dinâmica não determinística do vento sobre a estrutura e a sua interação com o solo. O processo de otimização proposto é conduzido através de interação entre um software de elementos finitos e uma biblioteca de algoritmos genéticos em código livre. Por conta da natureza da formulação matemática adotada para a ação dinâmica do vento, é realizada uma análise estatística da resposta dinâmica da estrutura, bem como dos resultados da otimização não determinística, visando a obtenção dos resultados dentro de um intervalo de confiança de 95%. De modo a obter uma base comparativa para os resultados do processo de otimização apresentados, uma análise do comportamento estrutural da torre de aço sob a ação estática e dinâmica do vento é realizada. Com base nos resultados, foi possível verificar que o processo de otimização sob a ação não determinística do vento resulta em um projeto estrutural com um volume 31,3% abaixo do volume inicial e apenas 4,6% acima do projeto obtido consideração sua ação estática. Contudo, foi verificado que o modelo otimizado obtido neste trabalho apresentou maior robustez frente às incertezas relacionadas a ação dinâmica do vento sobre a estrutura.

Palavras-chave: Torre eólica. Análise dinâmica de estrutura. Otimização estrutural. Algoritmos genéticos.

ABSTRACT

CASTILHO, André Victor da Silva. **Nondeterministic dynamic analysis and structural optimisation of the steel towers design for wind turbines support**. 2023. 101 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

Given the growing demand for electricity and the urgent need to reduce greenhouse gas emissions, the use of energy from renewable sources has experienced significant growth in recent years. Among renewable energy sources, given its technological development and competitive prices, wind energy plays a fundamental role in the global transition towards a decarbonized energy matrix. In this context, this research work aims to perform the structural optimization of a steel tower designed to support a wind turbine with a production capacity of 2 MW, considering constraints on natural frequency, horizontal displacement, allowable stress and buckling resistance. The analysis of the structural response of the steel tower is performed using a three-dimensional finite element model that takes into account the wind loads on the rotor, the nondeterministic dynamic effect of the wind on the structure and its interaction with the ground. The proposed optimization process is performed through an interaction between a finite element software and an open source genetic algorithms library. Due to the nature of the mathematical formulation presented for the dynamic effect of the wind, a statistical analysis of the dynamic response of the structure as well as the results of the nondeterministic optimization is performed, aiming to obtain results within a 95% confidence interval. In order to present a basis of comparison for the presented results of the optimization process, an analysis of the structural behavior of the steel tower under the static and dynamic action of the wind is performed. Based on the results, it was demonstrated that the optimization process under the non-deterministic effect of the wind leads to a project whose volume is 31.3 % below the original volume and only 4.6% above the project obtained considering its static effect. However, it was found that the optimized model in this work has a greater robustness to the uncertainties associated with the dynamic effect of the wind on the structure.

Keywords: Wind tower. Dynamic structural analysis. Structural optimization. Genetic algorithms.

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1-Investimento em fontes de energia renovável de 2011 a 2021 (Adaptado de WINTER, 2022)..... | 16 |
| Figura 2 - Ranking de capacidade eólica <i>onshore</i> instalada (ABEEólica, 2022)..... | 17 |
| Figura 3-Tipos de torres eólicas <i>onshore</i> : a) Tubular; b) Treliça;c) Híbrida (AL-SANAD, 2021). | 18 |
| Figura 4 - Representação gráfica da velocidade do vento ao longo do tempo. | 31 |
| Figura 5 – Isopletas de velocidades básicas (NBR 6123, 1988). | 31 |
| Figura 6. Espectros de potência considerados em análise estrutural (Adaptado de Blessman, 2013)..... | 32 |
| Figura 7 - Velocidade do vento para quatro séries aleatórias..... | 34 |
| Figura 8 - Força não determinística do vento: a) Domínio do tempo; b) domínio da frequência. | 35 |
| Figura 9 - Carga devida ao desprendimento de vórtices: a) Domínio do tempo; b) Domínio da frequência. | 37 |
| Figura 10 - Representação esquemática das cargas do rotor aplicadas a estrutura. | 38 |
| Figura 11 - Alturas e diâmetros das seções cônicas da torre de aço..... | 39 |
| Figura 12 - Detalhe da união entre as diferentes partes da estrutura investigada..... | 40 |
| Figura 13 Modelo em elementos finitos da torre investigada. | 41 |
| Figura 14-Elemento de quatro nós SHELL 181 (ANSYS, 2015). | 42 |
| Figura 15 - Elemento sólido tetraédrico linear SOLID72 (ANSYS, 2015)..... | 42 |
| Figura 16 - Mínimo de $f(x)$ é o mesmo que o máximo de $-fx$ (Adaptado de Rao, 2019). ... | 45 |
| Figura 17 - Curvas de nível para uma função objetivo com duas variáveis, considerando restrições de projeto (Adaptado de Menon, 2005). | 46 |
| Figura 18 - Estrutura dos algoritmos genéticos (Adaptado de Haupt e Haupt, 2004)..... | 52 |
| Figura 19 - Representação esquemática de seleção de indivíduos para o grupo de procriação. | 53 |
| Figura 20 - Representação esquemática da etapa de cruzamento considerando o operador de único ponto. | 53 |
| Figura 21 - Processo de mutação de um gene aleatório. | 54 |
| Figura 22 – Parâmetros para cálculo das espessuras variáveis dos segmentos cônicos da torre de aço..... | 56 |

| | |
|--|----|
| Figura 23 - Procedimento de otimização utilizando interação entre ANSYS e biblioteca Pygad. | 59 |
| Figura 24 – Resultados da análise estática considerando modelo contínuo simplificado da NBR-6123 (ABNT, 1988): a) Deslocamentos; b) distribuição da tensão de von Mises e detalhes na abertura inferior e nos enrijecedores. | 63 |
| Figura 25 - Quatro primeiros modos de vibração da estrutura: a) $f_{01} = 0,338 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo X; b) $f_{02} = 0,340 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; c) $f_{03} = 2,460 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; d) $f_{04} = 2,498 \text{ Hz}$ – torção ao redor do eixo Y..... | 65 |
| Figura 26 - Quatro primeiros modos de flambagem da estrutura: a) $L_{m1} = 10,15$; b) $L_{m2} = 11,44$ c) $L_{m3} = 11,45$; d) $L_{m4} = 12,07$ | 66 |
| Figura 27 – Resposta do deslocamento de um nó no topo da torre: a) domínio do tempo; b) domínio da frequência. | 67 |
| Figura 28 - Histórico de tensões sobre a estrutura. | 68 |
| Figura 29 - Valores médios normalizados para análise dinâmica não determinística da torre de aço..... | 70 |
| Figura 30 – Evolução do algoritmo genético ao longo de vinte gerações: a) espessuras otimizadas; b) volume otimizado | 73 |
| Figura 31 - Quatro primeiros modos de vibração da estrutura otimizada considerando carga estática do vento: a) $f_{01} = 0,281 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo X; b) $f_{02} = 0,282 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; c) $f_{03} = 1,87 \text{ Hz}$ - torção ao redor do eixo Y; d) $f_{04} = 2,492 \text{ Hz}$ – flexão ao redor do eixo Z..... | 75 |
| Figura 32 - Quatro primeiros modos de flambagem da estrutura otimizada considerando carga estática do vento: a) $L_{m1} = 2,64$; b) $L_{m2} = 2,64$ c) $L_{m3} = 2,89$; d) $L_{m4} = 2,89$ | 76 |
| Figura 33 - Espessuras e volume médios obtidos ao longo das gerações dos algoritmos genéticos. | 80 |
| Figura A.1 - Fator topográfico S1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988)..... | 94 |
| Figura A.2 - Fator de amplificação dinâmica ξ para um terreno de categoria II – NBR 6123 (ABNT, 1988)..... | 97 |
| Figura A.3 - Coeficiente de arrasto para corpo de seção fracamente variável – NBR 6123 (ABNT, 1988)..... | 98 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|-----|
| Tabela 1 - Cargas no rotor para uma turbina de 2 MW..... | 38 |
| Tabela 2 - Taxas de amortecimento para diferentes estruturas (Adaptado de NBR-6123(ABNT, 1988)). | 44 |
| Tabela 3 - Valores de coeficientes de ponderação de resistências para aço estrutural (Adaptado de NBR-8800 (ABNT, 2008)). | 57 |
| Tabela 4 - Características modais da estrutura. | 64 |
| Tabela 5 – Resultados e análise estatística da resposta dinâmica da estrutura original. | 69 |
| Tabela 6 - Parâmetros selecionados para o algoritmo genético da biblioteca Pygad (GAD, 2021). | 71 |
| Tabela 7 - Resultados da otimização estrutural da torre de aço considerando carregamento estático do vento de acordo com NBR-6123 | 72 |
| Tabela 8 - Comparativo entre modos de vibração e flambagem das estruturas original e otimizada considerando modelo contínuo simplificado da NBR 6123. | 77 |
| Tabela 9 - Análise estatística das espessuras e volume otimizados para 30 séries de carregamento não determinístico do vento. | 78 |
| Tabela 10 - Análise estatística da resposta dinâmica da estrutura original e da estrutura otimizada considerando o carregamento não determinístico do vento sobre a torre de aço. ... | 82 |
| Tabela A.1 - Valores mínimos do fator estatístico S_3 – NBR 6123 (ABNT, 1988). | 95 |
| Tabela A.2 - Parâmetros de rugosidade p e b – NBR 6123 (1988). | 96 |
| Tabela A.3 - Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos – NBR 6123 (ABNT, 1988). | 96 |
| Tabela A.4 - Valores de altura média, área de influência, velocidade média do vento, pressão dinâmica e força estática do vento nas seções consideradas. | 99 |
| Tabela B.1 - Valor de Z^* considerando distribuição normal para os níveis de confiança mais utilizados..... | 101 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|-------------|--|
| $V(t)$ | velocidade não determinística do vento |
| \bar{V} | parcela estática da velocidade não determinística do vento |
| $v(t)$ | parcela flutuante da velocidade não determinística do vento |
| S_1 | fator topográfico |
| S_2 | fator de rugosidade e dimensões da estrutura em uma altura de 10 metros acima do nível do solo |
| S_3 | fator estatístico relacionado ao risco e vida em serviço da estrutura |
| v_0 | velocidade básica do vento |
| f | frequência |
| $S^V(f, y)$ | densidade do espectro de potência |
| $x(f, y)$ | frequência adimensional |
| V_y | velocidade do vento na altura y |
| u^* | velocidade de fricção |
| k | coeficiente de Karman |
| y_0 | rugosidade do terreno |
| N | número de harmônicos considerados no espectro de potência |
| Δf | incremento de frequência |
| f_i | i -ésima frequência avaliada no espectro |
| θ_i | ângulo de fase aleatório |
| f_{min} | frequência mínima considerada no espectro |
| $f_{máx}$ | frequência máxima considerada no espectro |
| ρ_{ar} | densidade de massa do ar |
| A_i | área de influência da i -ésima seção da torre de aço |
| C_{Di} | coeficiente de arrasto da i -ésima área de influência da torre de aço |
| $Q(t)$ | pressão aerodinâmica do vento |
| v_{crit} | velocidade crítica do vento |
| l | altura da maior seção transversal ao fluxo do vento ao redor da torre |
| d | largura da menor seção transversal ao fluxo do vento ao redor da torre |
| $F_k(t)$ | força devida ao desprendimento de vórtices |
| f_{01} | frequência fundamental da estrutura |

| | |
|---------------|---|
| St | número de Strouhal |
| b | diâmetro da seção média da torre |
| F_X | força do vento sobre o rotor na direção global X |
| F_Y | força do vento sobre o rotor na direção global Y |
| F_Z | força do vento sobre o rotor na direção global Z |
| M_X | momento fletor do vento sobre o rotor ao redor do eixo global X |
| M_Y | momento fletor do vento sobre o rotor ao redor do eixo global Y |
| M_Z | momento fletor do vento sobre o rotor ao redor do eixo global Z |
| $X, Y e Z$ | sistema de coordenadas global |
| $x, y e z$ | sistemas de coordenadas local |
| k_s | rigidez do solo atribuída ao elemento de mola |
| E_s | módulo de Young do solo |
| ν_s | coeficiente de Poisson do solo |
| B | diâmetro da sapata de concreto |
| $[C]$ | matriz de amortecimento de Rayleigh |
| $[M]$ | matriz de massa da estrutura |
| $[K]$ | matriz de rigidez da estrutura |
| α | multiplicador da matriz de massa para obtenção da matriz de amortecimento |
| β | multiplicador da matriz de rigidez para obtenção da matriz de amortecimento |
| ξ_i | taxa de amortecimento do i-ésimo modo de vibração da estrutura |
| ω_{0i} | frequência natural circular do i-ésimo modo de vibração da estrutura |
| $f(D)$ | função objetivo |
| D | vetor das variáveis de projeto |
| $g_i(D)$ | i-ésima restrição de projeto de desigualdade |
| $h_j(D)$ | j-ésima restrição de projeto de igualdade |
| $D^{(L)}$ | limite inferior do vetor das variáveis de projeto |
| $D^{(U)}$ | limite superior do vetor das variáveis de projeto |
| d_i | gene do vetor das variáveis de projeto |
| P | cromossomo com 4 variáveis de projeto |
| $F(D)$ | função aptidão |
| $\varphi(D)$ | função penalidade |
| q_i | parâmetro relacionado a i-ésima restrição de projeto de desigualdade |
| Q_j | parâmetro relacionado a j-ésima restrição de projeto de igualdade |

| | |
|--------------------------|---|
| $\langle g_i(D) \rangle$ | função de ponderação das restrições de desigualdade |
| F_i | valor da função aptidão o i-ésimo indivíduo |
| p_i | probabilidade de seleção do i-ésimo indivíduo |
| t_1 | espessura avaliada no segmento inferior da torre |
| t_2 | espessura avaliada no segmento intermediário da torre |
| t_3 | espessura avaliada no segmento superior da torre |
| h_1 | altura considerada no segmento inferior da torre |
| h_2 | altura considerada no intermediário da torre |
| h_3 | altura considerada no segmento superior da torre |
| H_1 | altura do segmento inferior da torre |
| H_2 | altura do segmento intermediário da torre |
| H_3 | altura do segmento superior da torre |
| EA | é a espessura inferior da seção inferior |
| EB | espessura superior da seção inferior e a espessura inferior da seção intermediária |
| EC | EC é a espessura superior da seção intermediária e espessura inferior da seção superior |
| ED | espessura superior do segmento superior da torre |
| $\delta_{m\acute{a}x}$ | deslocamento admitido no topo da torre |
| $\sigma_{M,m\acute{a}x}$ | tensão admissível ao longo da torre de aço |
| σ_0 | tensão de escoamento do material |
| h | altura da torre |
| γ_m | fator de ponderação da resistência do material |
| L_{mi} | multiplicador de carga para i-ésimo modo de flambagem da estrutura |
| $L_{m,adm}$ | valor mínimo admissível para o primeiro multiplicador de carga em flambagem da estrutura |
| $\{F\}$ | vetor das forças externas aplicadas a estrutura |
| $\{u\}$ | vetor dos deslocamentos nodais da estrutura |
| $\{\dot{u}\}$ | vetor das velocidades nodais da estrutura |
| $\{\ddot{u}\}$ | vetor das acelerações nodais da estrutura |
| ϕ_i | i-ésimo modo de vibração da estrutura |
| χ_i | i-ésimo modo de flambagem da estrutura |
| $U_{X,m\acute{a}x}$ | deslocamento máximo da estrutura |
| θ | inclinação média do talude ou encosta |

| | |
|------------|---|
| d | diferença de nível entre a base e o topo do talude ou motto |
| F_r | fator de rajada |
| b e p | fatores de rugosidade de acordo com a categoria do terreno |
| q_0 | pressão dinâmica |
| $q(y)$ | pressão dinâmica de acordo com a altura considerada |
| y_r | altura de referência |
| γ | fator de determinação dos efeitos dinâmicos de acordo com a estrutura |
| ξ | fator de amplificação dinâmica da estrutura |
| ζ | razão de amortecimento crítico |
| $F(y)$ | força do vento em uma determinada altura |
| Re | número de Reynolds |
| l_r | comprimento de referência |
| U_i | i-ésimo valor da variável de interesse |
| \bar{U} | média da variável de interesse |
| s_U^2 | variância da variável de interesse |
| $s_{d,U}$ | desvio padrão da variável de interesse |
| n | tamanho da amostra |
| SE | erro padrão da população |
| Z^* | valor referente a distribuição normal para o nível de confiança desejável |
| $IC95\%$ | intervalo de confiança de 95% para a variável de interesse |
| $U_{95\%}$ | variável de interesse dentro do intervalo de confiança de 95% |

SUMÁRIO

| | |
|---|----|
| INTRODUÇÃO | 16 |
| Motivação | 19 |
| Objetivos | 19 |
| Organização do trabalho | 19 |
| 1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 21 |
| 2 MODELAGEM DAS CARGAS DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA | 30 |
| 2.1 Modelagem não determinística das cargas do vento sobre a estrutura | 30 |
| 2.2 Cargas devidas ao desprendimento de vórtices | 36 |
| 2.3 Cargas devidas à ação do vento no rotor | 37 |
| 3 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA TORRE EÓLICA INVESTIGADA | 39 |
| 3.1 Modelo em elementos finitos da torre de aço | 40 |
| 3.2 Modelagem do amortecimento da estrutura | 43 |
| 4 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL | 45 |
| 4.1 Algoritmos genéticos..... | 48 |
| 4.1.1 Operadores genéticos..... | 51 |
| 4.2 Otimização estrutural da torre de suporte para turbina eólica | 55 |
| 4.2.1 Restrições de projeto..... | 56 |
| 4.3 Metodologia de otimização..... | 58 |
| 5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA TORRE DE AÇO | 61 |
| 5.1 Modelo contínuo simplificado da NBR-6123..... | 63 |
| 5.2 Análise dinâmica não determinística | 67 |
| 6 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DA TORRE DE AÇO PARA SUPORTE DE TURBINA EÓLICA | 71 |
| 6.1 Otimização estrutural considerando ação estática do vento..... | 72 |
| 6.2 Otimização estrutural não determinística da torre de aço | 77 |
| 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS | 83 |
| 7.1 Análise estrutural considerando ação estática do vento | 83 |
| 7.2 Análise dinâmica não determinística | 84 |
| 7.3 Otimização considerando carregamento estático com base na NBR 6123 | 85 |
| 7.4 Otimização não determinística | 85 |
| 7.5 Sugestões para trabalhos futuros | 87 |

| | |
|---|------------|
| REFERÊNCIAS | 88 |
| APÊNDICE A - AÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA DE ACORDO COM A NBR 6123 (1988) | 96 |
| APÊNDICE B - FORMULAÇÃO ESTATÍSTICA PARA ANÁLISE DOS RESULTADOS..... | 102 |

INTRODUÇÃO

Diante da crescente demanda por energia elétrica e a necessidade urgente da concepção de uma matriz energética mundial descarbonizada, tendências globais apontam para um aumento nos investimentos voltados à produção de energia a partir de fontes renováveis. Conforme ilustrado na Figura 1, apenas nos últimos três anos, mesmo sob impactos negativos da pandemia da COVID-19, o total investido nestas tecnologias ultrapassou um trilhão de dólares. De acordo com Winter (2022), apenas no ano de 2021 estes investimentos resultaram no aumento de 314,5 GW à capacidade de produção global.

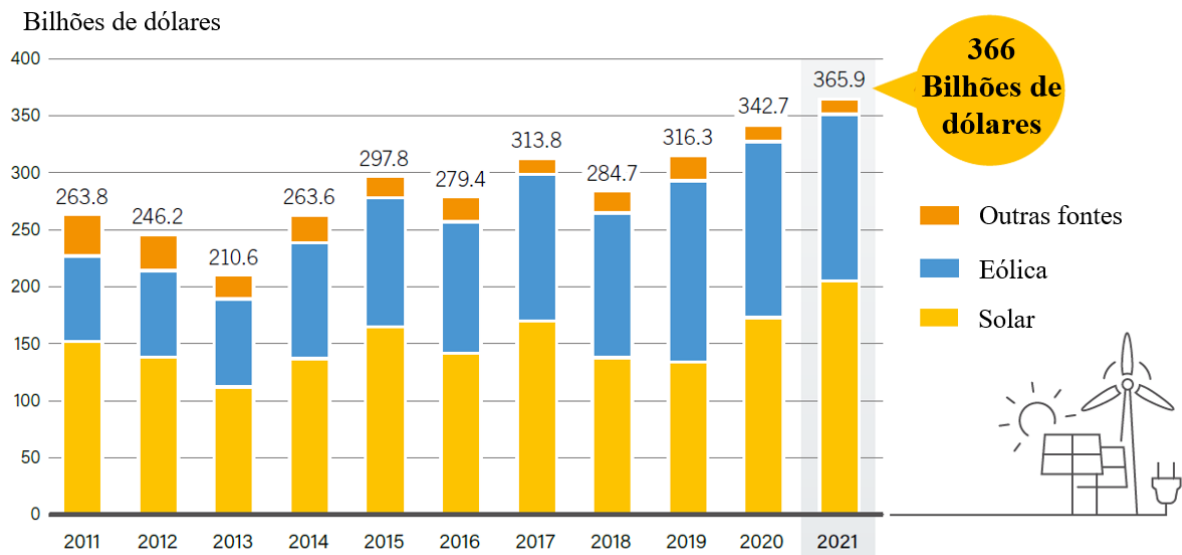


Figura 1-Investimento em fontes de energia renovável de 2011 a 2021 (Adaptado de WINTER, 2022).

Dentre as fontes de energia renovável, a energia eólica aparece como protagonista na transição mundial para uma matriz energética sustentável, representando um aumento de 102 GW na potência mundial instalada entre os anos 2020 e 2021. De acordo com Wind Power (2022), no último ano, atividades *onshore* e *offshore* totalizaram uma capacidade produtiva de 836 GW, passando a representar 7% da matriz elétrica mundial.

Atendendo às tendências globais de grandes investimentos no setor de energia eólica, entre os anos de 2011 e 2021, o Brasil apresentou um aumento de sua capacidade instalada de 1 GW para 21 GW. Apenas no último ano, de acordo com o Global Wind Energy Council-GWEC (2022), o Brasil teve sua potência eólica elevada em 3,83 GW, passando a ocupar neste último ano o terceiro lugar no ranking mundial de aumento de potência eólica *onshore* instalada,

superado apenas por China e Estados Unidos. A partir deste aumento, o Brasil atingiu a sexta posição no ranking de capacidade total instalada, conforme ilustrado na Figura 2.

Ranking Capacidade Total Instalada Onshore

| POSIÇÃO | PAÍS | Capacidade total instalada onshore (GW) |
|---------|---------------|---|
| 1 | China | 310,6 |
| 2 | EUA | 134,3 |
| 3 | Alemanha | 56,8 |
| 4 | Índia | 40,0 |
| 5 | Espanha | 28,3 |
| 6 | Brasil | 21,5 |
| 7 | França | 19,1 |
| 8 | Canadá | 14,2 |
| 9 | Reino Unido | 14,0 |
| 10 | Suécia | 10,0 |

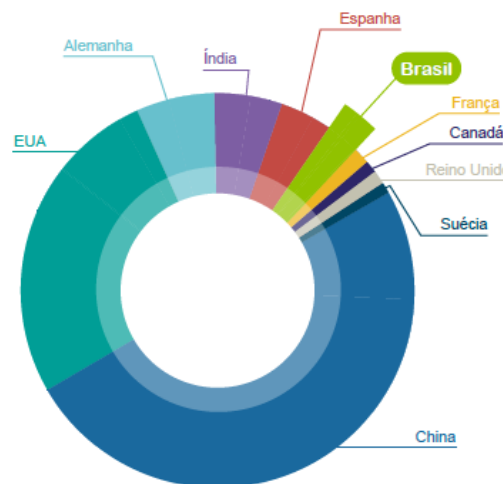


Figura 2 - Ranking de capacidade eólica *onshore* instalada (ABEEólica, 2022).

De acordo com ABEEólica (2022), atualmente o Brasil apresenta uma potência eólica instalada de 22 GW, com um total de 812 parques eólicos, mais de 9200 aerogeradores em 12 estados da Federação, representando 12% do total de energia elétrica produzida no país. Estima-se ainda que, ao final do ano de 2026, o Brasil apresentará uma capacidade eólica instalada de 35 GW. Neste contexto, nota-se que o mercado eólico no Brasil apresentará um desenvolvimento acentuado nos próximos anos, tornando evidente a necessidade do aprimoramento das tecnologias e processos envolvidos no comissionamento de parques eólicos.

Na instalação de parques eólicos, a construção e instalação de torres de suporte para os aerogeradores representam parte significativa de todo o custo envolvido. Em geral, o custo destas estruturas equivale de 15 a 20% de um aerogerador *onshore*. Desta forma, existe um grande potencial para a redução do custo total de um parque eólico através da otimização estrutural das torres eólicas (CHEN, 2020).

As torres de suporte para turbinas eólicas *onshore* podem ser classificadas, de maneira resumida, como tubulares, de treliças ou híbridas conforme ilustrado na Figura 3. Dentre estes tipos, a torre de aço tubular é o conceito mais utilizado devido a sua simplicidade no projeto e fabricação (AL-SANAD, 2021).

Segundo CWIF (2022), as falhas estruturais de torres eólicas são a terceira maior causa de acidentes envolvendo aerogeradores, correspondendo à 8,6 % do total. Diversos autores (MA *et al* (2019), CAMPIONE *et al* (2021), KOULATSOU *et al* (2021)) apontam que o principal mecanismos de falha destas estruturas se dá por flambagem relacionada à ação extrema do

vento. Por mais que as torres eólicas apresentem resistência à flambagem elevada, regiões de baixa espessura, aberturas para acesso interno e regiões soldadas reduzem consideravelmente a resistência à flambagem destas estruturas (MA *et al.*, 2019).

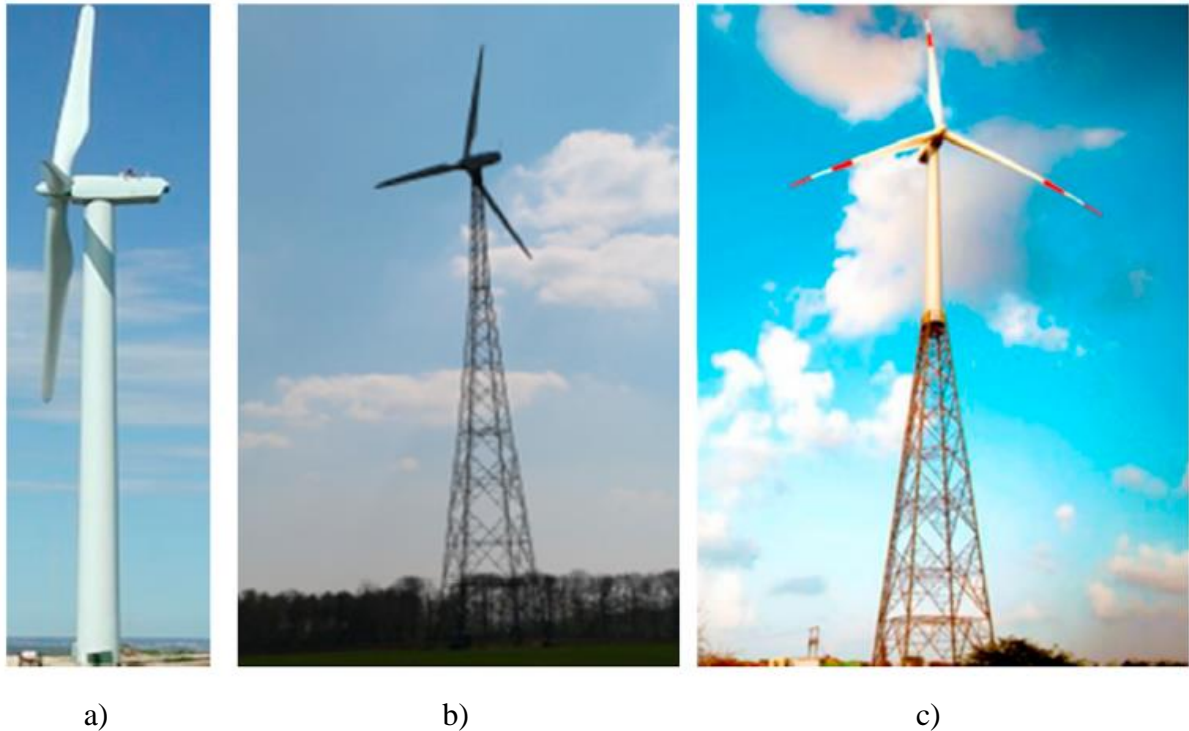


Figura 3-Tipos de torres eólicas *onshore*: a) Tubular; b) Treliça;c) Híbrida (AL-SANAD, 2021).

De modo geral, a ação dinâmica do vento sobre estruturas é um fenômeno que apresenta uma modelagem matemática de considerável dificuldade. Por este motivo, aproximações para um carregamento estático, como apresentado no modelo de carregamento simplificado da NBR 6123 (ABNT, 1988) surge como uma abordagem viável para a modelagem de sua ação sobre estruturas. No entanto, a consideração do vento com um carregamento estático pode ocultar fenômenos estruturais que estão diretamente relacionados à sua natureza dinâmica. Neste caso, para uma abordagem mais detalhada do comportamento estrutural, mostra-se necessária a consideração de sua ação transiente sobre a estrutura.

Neste trabalho é realizada a otimização por algoritmos genéticos visando a redução do volume total de aço necessário para a fabricação de torre tubular para suporte de turbina eólica *onshore*. A análise do comportamento estrutural da estrutura é realizada através do método dos elementos finitos com auxílio do software ANSYS (2015), enquanto a otimização por algoritmos genéticos é realizada por código escrito em *python* através da biblioteca Pygad (GAD, 2021), que é um código aberto para a aplicação desta técnica de otimização.

Motivação

Mesmo com o grande desenvolvimento do setor eólico no mundo, de acordo com o Global Wind Energy Council (GWEC, 2022), com as taxas atuais de instalação, teremos menos de dois terços da capacidade de energia eólica necessária para atingir a demanda energética prevista para o ano de 2030, bem como garantir a redução de emissões de gases do efeito estufa em concordância com o Acordo de Paris. Deste modo, torna-se evidente a necessidade do desenvolvimento de projetos otimizados com o objetivo de reduzir o custo, tornando esta tecnologia cada vez mais atrativa.

No comissionamento de parques eólicos, os processos de construção e instalação de torres de suporte para os aerogeradores representam parte relevante do custo total envolvido, chegando a representar de 15 % a 20 % de um aerogerador *onshore*. Neste contexto, a concepção de projetos estruturais otimizados, visando a redução de seu custo de produção, garantindo sua resistência mecânica mostra-se como uma abordagem válida para tornar esta tecnologia cada vez mais atrativa e economicamente viável.

Objetivos

Este trabalho tem por objetivo a avaliação do comportamento dinâmico estrutural de uma torre de aço tubular para suporte de uma turbina eólica de capacidade de produção de 2 MW, modelo MM92 da Repower Systems (Repower, 2008) para posterior redução de seu volume total através de um processo de otimização com uso de algoritmos genéticos a partir de um processo automatizado dado pela interação entre o ANSYS (2015) e um código em *python*, considerando restrições de projeto relacionadas ao deslocamento máximo no topo da torre, sua frequência natural, tensão admissível e resistência à flambagem.

Organização do trabalho

No primeiro capítulo deste trabalho são apresentadas contribuições de diversos autores no campo de análise e otimização estrutural de torres para suporte de turbina eólica.

No segundo capítulo é realizada a modelagem do carregamento do vento sobre a estrutura considerando sua ação não determinística. Neste capítulo também é apresentada a

modelagem do carregamento gerado pelo desprendimento de vórtices na estrutura e a obtenção das cargas do vento sobre o rotor.

O terceiro capítulo apresenta descrição detalhada da estrutura investigada, bem como sua modelagem em elementos finitos.

O quarto capítulo apresenta a fundamentação teórica envolvida na técnica de otimização por algoritmos genéticos, além da descrição da metodologia utilizada durante o processo de otimização estrutural.

A investigação do comportamento estrutural da torre de aço sujeita à um carregamento estático e do carregamento não determinístico do vento e a análise estatística destes resultados é realizada no quinto capítulo deste trabalho.

No sexto capítulo são apresentados os resultados da otimização estrutural da torre considerando as ações estáticas e não determinística do vento, bem como sua respectiva análise estatística.

Por fim, no sétimo capítulo deste trabalho são apresentadas as principais conclusões, além de sugestões para trabalhos futuros.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Com o crescimento exponencial da capacidade de processamento dos computadores, técnicas numéricas de otimização têm sido largamente utilizadas como ferramenta para a elaboração de projetos estruturais mais eficientes e com considerável redução de custo de produção. Para que estas técnicas de otimização sejam realizadas corretamente, é necessário que a modelagem numérica da estrutura investigada seja realizada de maneira adequada. Deste modo, este capítulo apresenta alguns trabalhos relacionados ao modelamento numérico e de técnicas de otimização em torres para suporte de turbina eólica, com objetivo de apresentar diferentes metodologias de otimização e modelagem da estrutura de suporte para turbinas eólicas, visando apresentar o embasamento para o projeto de otimização a ser realizado.

BAZEOS *et al.* (2002) realizaram uma investigação para uma torre eólica com 38 metros de altura, dividida em três partes conectadas por uniões flangeadas, através de um modelo em elementos finitos da estrutura. Na investigação foram consideradas as ações do vento, peso próprio da torre e de abalos sísmicos. Após análises estática, de vibração livre e de flambagem linear, constatou-se que a estrutura analisada foi capaz de resistir satisfatoriamente os esforços aos quais estava submetida. Foi verificado ainda, que a distribuição de tensões ao longo da estrutura apresentou picos de cisalhamento e tensão de von Mises surgiam nas proximidades da abertura para acesso interno da estrutura.

CHAOYANG *et al.* (2005) analisaram uma torre de aço tubular de 57 m e seção transversal e espessura da parede variável ao longo de sua altura. Neste trabalho foi verificado o comportamento estrutural da torre considerando a condição de operação e de sobrevivência da turbina. Foram considerados dois modelos simplificados da estrutura, um com elemento de casca e outro em elemento de placa. Após análises estática e de vibração livre, os autores apontaram os resultados obtidos para as análises do modelo em elemento de casca foram mais próximos ao comportamento da estrutura real. Em adição, verificou-se que as frequências naturais da estrutura eram mais elevadas que a frequência de operação turbina, evitando o problema de ressonância.

YOSHIDA (2006) apresentou a otimização do projeto estrutural de uma torre eólica utilizando algoritmos genéticos, com objetivo de redução de sua massa através da consideração da distribuição dos diâmetros, espessura das paredes e posição dos flanges e das portas para acesso interno da estrutura. Os casos de carregamento de projeto foram analisados através do programa BLADED (HASSAN *et al.*, 2004), que é um programa para desenvolvimento de

turbinas eólicas. A otimização realizada levava em consideração restrições de resistência à fadiga, frequência relacionada ao primeiro modo de flexão da estrutura e resistência à flambagem de acordo com as Leis de construção do Japão. Ao fim da investigação, o autor concluiu que velocidades do vento mais brandas sobre a estrutura resultavam em um projeto mais econômico.

UYS *et al* (2007) utilizaram o método de Rosenbrok de busca direta para minimização do custo de produção de uma torre eólica de 45 m de altura modelada em três cascas cilíndricas de 15 m, divididas em 5 seções com 3 metros de altura. O modelo considerava restrições de projeto relacionadas a flambagem nas paredes da torre e dos enrijecedores sob ação dinâmica do vento além do custo de fabricação de suas partes. A metodologia adotada mostrou-se satisfatória para a determinação do projeto com custo de produção mais viável para torres cônicas de seção fracamente variável.

SIRQUEIRA (2008) analisou uma torre de aço para suporte de um aerogerador da Repower, modelo MM92 (Repower, 2008). O dimensionamento da torre foi concebido segundo as diretrizes de projeto europeias. A análise do comportamento estrutural da torre foi realizada através de um modelo em elementos finitos com o programa ANSYS (2015), utilizando um modelo em elementos de casca considerando não linearidades físicas e geométricas. Foram realizadas análises de vibração livre e transiente para a verificação do comportamento dinâmico da estrutura evidenciando sua importância na avaliação do comportamento estrutural da torre. O autor realizou ainda uma análise estática não linear evidenciando o surgimento de flambagem local nas paredes da torre.

SILVA *et al.* (2008) apresentaram o método de Multiplicador Lagrangeano aumentado para redução do custo de construção de uma torre de concreto armado com 65, 85 e 100 metros de altura. O projeto de otimização considerou restrições de deslocamento no topo da torre, frequência natural e tensão admissível. O modelo em elementos finitos investigado considerou as vibrações causadas pela ação dinâmica do vento e excitações ocasionadas pelo movimento dos equipamentos de conversão de energia de uma turbina modelo V80-2.0 MW da Vestas SA.

DIAS (2009) realizou a investigação estrutural estática e dinâmica de uma torre eólica modelada em elementos finitos com objetivo de investigar o comportamento de diferentes materiais de construção. No modelo investigado foram utilizados elementos de casca para as paredes e elementos sólidos para modelar o comportamento das uniões flangeadas. Esta combinação de elementos finitos mostrou-se satisfatória na representação de um comportamento fiel da estrutura. A partir da investigação realizada o autor apresenta uma

estrutura otimizada, com peso próprio reduzido, através de uma combinação entre diferentes materiais de construção e redução das espessuras da torre.

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 as tecnologias e materiais disponíveis. Os autores consideraram cinco diferentes estruturas, onde foram realizadas análises estática, vibração livre e de flambagem linear. Os autores verificaram que a consideração da massa da nacelle e do rotor reduzia consideravelmente as frequências naturais e resistência da estrutura. Quanto a análise de flambagem, foi verificada a ocorrência de flambagem local na abertura inferior da estrutura.

FEIJÓ *et al.* (2010) apresentaram a otimização do projeto estrutural de uma torre dividida em segmentos tubulares com dimensões que atendem às condições de transporte, com o objetivo da redução de sua massa total. A torre é modelada como uma viga engastada na base e com extremidade superior livre, considerando a seu peso próprio, do aerogerador e a ação do vento. O processo de otimização é realizado através dos algoritmos genéticos do MATLAB com uma abordagem para discretização da espessura da parede da torre de acordo com espessuras de chapas metálicas comerciais, adotando restrições de frequência natural, rigidez e estabilidade. De acordo com os autores o projeto otimizado atendeu as restrições de projeto com acurácia satisfatória.

SERDAR *et al* (2010) realizaram a otimização por algoritmos genéticos de uma torre de aço com objetivando a redução de sua massa total, considerando restrições de resistência à fadiga, tensão combinada em decorrência dos carregamentos do vento, flambagem, peso próprio da estrutura e de abalos sísmicos. A avaliação do comportamento estrutural é realizada através de formulações presentes nas normas de construção americanas para cada uma das seções da torre. Ao final do processo de otimização foram obtidas espessuras que resultavam em um projeto estrutural com massa reduzida, atendendo a todas as restrições de projeto adotadas.

UMUT *et al* (2011) como alternativa para a dificuldade do transporte de torres de aço tubulares com diâmetros elevados, os autores propõem um design de torres de seção quadrada. Para verificação do comportamento estrutural da torre proposta, os autores realizaram análises não lineares em elementos finitos com o programa SAP2000. Os autores consideraram a ação não determinística do vento sobre a estrutura, incluindo o efeito de desprendimento de vórtices. A investigação considerou a condição operacional e de sobrevivência da turbina, para uma capacidade produtiva variando entre 450 kW e 3kW. Com base nos resultados apresentados, os

autores concluíram que a elevação da capacidade produção da turbina está diretamente relacionada aos seus esforços sobre a estrutura de suporte, evidenciando a necessidade da inclusão de enrijecedores em seu comprimento para compensar este efeito.

DIMOPOULOS e GANTES (2012) investigaram o fenômeno de flambagem em torres tubulares com abertura e enrijecedores. O modelo analisado consiste em uma torre de esbeltez média considerando não linearidades geométricas e efeito do contato entre seus componentes. Na análise foram elaboradas curvas de força por deslocamento, além de verificação das deformações na estrutura. Os resultados experimentais apresentaram excelente concordância com os obtidos numericamente através de um modelo em elementos finitos, contudo, não possível uma maior precisão por conta das imperfeições geométricas. Os autores verificaram ainda, que a adição de enrijecedores ao longo da torre foi capaz de compensar a perda de rigidez da estrutura por conta das aberturas.

OLIVEIRA (2012) realizou um estudo para a análise do comportamento dinâmico de uma torre de gerador eólico de 2 MW92 (Repower, 2008) no Parque Eólico do Torrão, com objetivo de elaborar um modelo numérico em elementos finitos capaz de representar fielmente o seu comportamento estrutural. Através do Método de Seleção de Picos, o autor determina as frequências naturais da estrutura e ao comparar estes resultados com diferentes modelos numéricos, o autor concluiu que o modelo em elementos finitos de casca com sapata foi capaz de uma representação mais fiel das características estruturais da torre investigada, representando valores de frequência natural em concordância com os resultados obtidos experimentalmente.

MA e MENG (2014) apresentaram a otimização de uma torre eólica de concreto pré-tensionada com seção octogonal com 100 m de altura para suporte de uma turbina eólica com 5 MW de capacidade de produção. A otimização foi realizada através do software de elementos finitos ABAQUS com auxílio dos algoritmos genéticos, com objetivo de redução do custo de produção desta estrutura através da verificação do custo em concreto e dos tendões. Foram consideradas restrições de deslocamento, tensão e frequência natural em um modelo sujeito a cargas sísmicas e do vento. Através das análises, os autores obtiveram uma redução de 15% de redução, valor significativo no comissionamento de parques eólicos com vários aerogeradores.

DIMOPOULOS e GANTES (2015) investigaram a eficiência dos métodos numéricos de verificação à flambagem propostos no EUROCODE 3-1-6 (CEN, 2007) para cascas cilíndricas com aberturas de acesso interno com ou sem reforço estrutural com uso do software ABAQUS. Os autores verificaram que para todos os métodos propostos, a presença da abertura

reduziu drasticamente a resistência à flambagem da estrutura, contudo, a adição de enrijecedores nessa abertura compensou consideravelmente esta perda de resistência. Os autores verificaram também, que baixos níveis de imperfeição a análise de flambagem linear apresentava resultados semelhantes ao método GMNIA, que considera efeitos não lineares no cálculo de resistência à flambagem da estrutura, porém, para níveis de imperfeição mais elevados o segundo método apresentou resultados mais confiáveis.

CHEW *et al.* (2016) propuseram um método de otimização analítico baseado em gradiente para redução da massa de uma torre eólica *offshore*, com o intuito de verificar a influência das restrições de projeto dimensionais, de frequência natural, carga crítica de flambagem e vida em fadiga sobre o processo de otimização da estrutura. De posse dos resultados, os autores puderam verificar que um ótimo global foi encontrado, e que as restrições de flambagem e fadiga exerceram maior influência no processo de otimização dos elementos tubulares e das juntas.

LAGAROS e KARLAFTIS (2016) propuseram uma metodologia de projeto para torres eólicas baseada em um processo de evolução diferencial por meio de uma plataforma de otimização apresentada por Lagaros (2014), com objetivo aprimorar o ciclo de vida da estrutura. A verificação do comportamento estrutura da torre foi realizado pela consideração da torre como uma viga engastada na base, enquanto o processo de otimização foi levado considerando restrições de deslocamento, flambagem, frequência natural e resistência à fadiga de acordo com normas de construção europeias. Os autores verificaram que apesar de todos os processos de otimização retornarem projetos que atendiam às restrições adotadas, para todas as alturas investigadas, um retorno financeiro relevante só era obtido com velocidades de operação superiores a 7 m/s.

MENDONÇA (2017) realizou a otimização estrutural de uma torre de aço para suporte de turbina eólica de 2 MW, modelo MM92 da Repower Systems. O processo de otimização por algoritmos genéticos considerou restrições de deslocamento máximo no topo da torre, tensão admissível e frequência fundamental da torre, de acordo com as velocidades de operação da turbina. Como variáveis de projeto foram consideradas as espessuras ao longo de cada uma das três seções cônicas da torre de aço e ao final do processo de otimização foi obtida uma combinação de variáveis que resultavam em um projeto estrutural com um volume 30% menor que o original, atendendo à todas as restrições de projeto.

GENTIL *et al* (2017) apresentaram a otimização estrutural de uma torre eólica *offshore* para suporte de uma turbina de 5 MW de capacidade produtiva. O processo de otimização

considerou restrições relacionadas ao transporte da estrutura, frequência natural, tensão admissível, vibrações, deformação, resistência à flambagem e à fadiga. Sob o modelo estrutural em elementos finitos foram consideradas a ação dinâmica do vento e do mar, peso próprio da estrutura e cargas dinâmicas do rotor. Com uso de algoritmos genéticos, considerando os diâmetros e espessuras ao longo do comprimento da torre como variáveis de projeto, o processo de otimização apresentou uma redução de 19,8 % da massa total da torre, satisfazendo todas as restrições adotadas.

DAI *et al* (2018) propuseram uma otimização multiobjetivo para redução simultânea do deslocamento no topo da torre e de sua massa total, dois objetivos claramente conflitantes. Um modelo matemático não linear é obtido para as relações entre tensões, deslocamento e frequência natural da estrutura através redes neurais artificiais. A otimização da estrutura é realizada com o uso de algoritmos genéticos de seleção não-dominante. Os resultados obtidos resultaram em uma redução de 7% da massa da torre, enquanto os valores de deslocamento e frequência natural mantiveram-se próximos dos valores referentes à estrutura não otimizada. O comportamento dinâmico da estrutura foi posteriormente analisado por modelo em elementos finitos com o software ANSYS, mostrando um comportamento equivalente ao da estrutura inicial.

OLIVEIRA (2019) investigou a 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 com o intuito de verificar de que maneira as diferentes modelagens numéricas interfere sobre o comportamento estrutural da torre de aço investigada. Ao final da investigação o autor verificou que o modelo que considerava um coeficiente de rigidez média para a interação solo-estrutura apresentou resultados condizentes com o apresentado por REBELO *et al* (2012).

AL-SANAD *et al.* (2020) apresentaram a otimização de torres eólicas por uma abordagem baseada em confiabilidade para uma torre de suporte de turbina de 2 MW, considerando as incertezas associadas ao comportamento não determinístico do vento e propriedades dos materiais. Com o uso de um modelo de verificação de confiabilidade integrado aos algoritmos genéticos, os autores obtiveram um framework para a otimização baseada em confiabilidade proposta. A metodologia resultou em uma redução de 15,1% da massa da torre considerando, restrições de fadiga, flambagem, frequência natural, rotação no topo da torre e tensão máxima, atingindo o índice de confiabilidade pré-estabelecido.

SIMÕES (2020) investigou a resposta estrutural dinâmica e a vida útil em fadiga de uma torre de aço sob ação não determinística do vento para uma faixa de velocidade entre 10 e 70 m/s. A avaliação do comportamento dinâmico da estrutura foi realizada por modelo estrutural em elementos finitos através do software ANSYS, enquanto análise do histórico de tensões foi realizada através do método Rainflow com auxílio do software MATLAB. De posse dos resultados, o autor verificou que o projeto estrutural investigado atendia as restrições de fadiga e demais diretrizes de projeto para velocidades de até 35 m/s, porém, para velocidades superiores a torre viria a colapsar.

ZHU *et al.* (2020) realizaram uma otimização multiobjetivo para aumento da capacidade de produção de um aerogerador em conjunto com a redução de sua massa total do conjunto de lâminas da turbina e da torre de suporte. O modelo de momento sobre o elemento de lâmina foi adotado em conjunto com um modelo estrutural em elementos finitos para avaliação do comportamento dinâmico da estrutura. O projeto de otimização foi realizado com uso dos algoritmos genéticos de seleção não-dominante, considerando restrições de frequência natural, resistência a flambagem, vibrações, tensão e deformação dos componentes, aplicado a uma turbina comercial com capacidade produtiva de 1,5 MW. A metodologia abordada mostrou-se capaz de obter resultados mais satisfatório se comparados aos processos de otimização das lâminas e da torre separadamente.

CHEN *et al.* (2020) realizaram a otimização estrutural visando a redução do volume total de uma torre de aço-concreto com 120 metros de altura através de um algoritmo genético aprimorado. O projeto considerou restrições de deslocamento, distância entre as pás do rotor e a torre, tensões admissíveis nos segmentos de concreto e de aço, frequência natural, resistência à flambagem e restrições dimensionais. Como variáveis de projeto foram adotados diâmetros de cada uma das seções, bem como suas respectivas espessuras. Como aprimoramento para o algoritmo genético conhecido na literatura, os autores propuseram alterações nas metodologias de geração de população inicial, cruzamento e mutação, além de proporem um operador de substituição de indivíduos afim de minimizar a chance de estagnação em um mínimo local.

LI *et al.* (2021) apresentaram a otimização de uma torre híbrida de aço-concreto através da técnica de otimização denominada de enxame de partículas com atualização paralela para suporte de uma turbina com capacidade produtiva de 2 MW, com objetivo de redução do custo de produção de energia elétrica. Como restrições de projeto foram consideradas resistência à flambagem, fadiga, tensão admissível, estabilidade, restrições geométricas, frequência natural, além de restrições referentes à produção e ciclo de vida da estrutura no que se refere ao seu

custo de produção, construção e manutenção, calculados de acordo com sua massa total. Sobre a estrutura foram consideradas as cargas sísmicas e aerodinâmicas, calculadas de acordo com normas chinesas. Como variáveis de projeto foram adotadas as espessuras e alturas de cada uma das seções cônicas da torre. A partir do processo de otimização os autores obtiveram um projeto que resultou em uma redução de 5,6 % do custo de produção. Em adição, os autores verificaram que a otimização por enxame de partículas com atualização paralela apresentou vantagens frente ao enxame de partículas tradicional, reduzindo em 50% o tempo de computação, além de apresentar melhor capacidade de evitar mínimos locais.

INZUNZA *et al.* (2022) estimaram o índice de confiabilidade estrutural de torre de aço para suporte de turbina eólica com base na sua probabilidade de falha estrutural em decorrência de ações climáticas extremas. Com base nos resultados de 810 análises de confiabilidade estrutural, foram geradas superfícies que indicam o nível de confiabilidade estrutural das torres de aço em função de sua altura e período de vibração. Em adição, foi realizado um comparativo entre os resultados obtidos através da metodologia de superfície de resposta e por redes neurais artificiais, indicando que a segunda abordagem foi capaz de obter valores de índice de confiabilidade estrutural, bem como os fatores de demanda e capacidade estrutural com taxas de erro reduzidas. De acordo com os autores, o modelo obtido através das redes neurais artificiais será utilizado para um posterior processo de otimização estrutural considerando restrições de confiabilidade estrutural, custo de produção e potencial eólico.

YUE *et al.* (2022) realizaram a otimização da resistência à abalos sísmicos de uma torre híbrida de 120 metros de altura, considerando um amortecimento de massa sintonizada, através de um modelo em elementos finitos com auxílio do software ABAQUS. Como abordagem para otimização do amortecedor de massa sintonizada, foi considerado o método de máximo amortecimento efetivo. Com base nas investigações realizadas, os autores verificaram que a instalação de amortecedores no topo e no meio da torre resultavam nas maiores resistências à ação sísmica, reduzindo significativamente a amplitude das vibrações da estrutura.

LÓPEZ MURO *et al.* (2022) propuseram uma otimização de projeto simultânea da torre e das pás da turbina, com objetivo de aumentar sua eficiência energética enquanto reduz a massa total da estrutural. A potencialização da produção energética foi realizada através de metodologia de controle em loop fechado, enquanto a torre de aço otimizada foi obtida através de uma função penalidade que é dada com base na espessura da parede da torre. A torre obtida através do processo apresentou uma redução de 10% de sua massa, enquanto a eficiência

energética foi elevada em 7%. Em adição, os deslocamentos no topo da torre foram reduzidos em 75%, reduzindo a amplitude das vibrações, satisfazendo as restrições de projeto adotadas.

LI *et al.* (2023) propuseram uma otimização em dois estágios para uma torre cônica de aço para turbinas eólicas. Inicialmente foi realizada a otimização das espessuras da parede dos segmentos da torre. Em um segundo momento foram obtidos o número de segmentos, flanges e uniões parafusadas com base nos resultados anteriores. Para o processo de otimização foram considerados critérios de disponibilidade de material, segurança e geometria. A partir do processo de otimização proposto, os autores obtiveram uma redução de 17,48% da massa referente às uniões flangeadas em união à redução do número de segmentos cônicos da torre.

LARA *et al.* (2023) propuseram uma abordagem de controle que reduz o nível de vibrações da torre, enquanto potencializa seu nível de produção. Os parâmetros de controle foram otimizados através da união dos softwares FAST e MATLAB. O esquema de controle proposto foi simulado considerando efeitos de mudança de direção do vento de acordo com o IEC 61400-1 (IEC, 2005). Os resultados apresentados indicaram uma redução considerável do nível de vibrações da estrutura, enquanto a capacidade produtiva permanecia praticamente inalterada. Em adição, um estudo comparativo indicou que a metodologia proposta pelos autores apresentava uma eficácia consideravelmente maior, se comparada aos métodos de controle clássicos.

ZHANG *et al.* (2023) propuseram uma torre *offshore* articulada para operação em águas profundas, cujas dimensões foram obtidas a partir de uma otimização multiobjetivo para obtenção das dimensões de sua sapata articulada. Os autores realizaram investigações do comportamento estrutural da torre obtida considerando casos de operação e de sobrevivência, atestando que o projeto obtido além de representar características aprimoradas em termos de custo, estabilidade estrutural e de geração de energia, atendendo a todos os critérios de operação sob diversos cenários de ação dinâmica do mar sobre a estrutura.

2 MODELAGEM DAS CARGAS DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA

A influência do vento sobre estruturas esbeltas, como a torre de aço para suporte de turbina eólica investigada neste trabalho, pode levar a condições de operação que comprometam sua integridade. Caso esta influência não seja modelada adequadamente, a estrutura pode colapsar, principalmente quando a frequência da excitação dinâmica coincide com uma das frequências naturais da estrutura, levando ao problema de ressonância.

Visando uma modelagem adequada da ação do vento sobre a estrutura, este trabalho considera as cargas do vento sobre a torre e provenientes da ação do vento sobre os elementos do rotor. Sobre a torre de aço é considerada a ação combinada das cargas não determinística do vento atuantes na direção do eixo da turbina ((De Oliveira, (2017), AL ZAIDEE e AL SALMANI, (2020), BERTELEÈ e BOTTASSO (2020)) com as cargas transversais a este eixo, provenientes do desprendimento de vórtices. As cargas no rotor são consideradas estáticas e são obtidas através de um processo de interpolação baseado na metodologia apresentada por BAZEOS *et al.* (2002) e aplicada por UMUT *et al.* (2011).

2.1 Modelagem não determinística das cargas do vento sobre a estrutura

A modelagem do fluxo do vento ao redor da torre de aço é uma tarefa aleatória e complexa, visto que a ação do vento é considerada não determinística, apresentando instabilidades e características aleatórias, o que indica que a modelagem determinística deve ser evitada (DE OLIVEIRA, 2017). Desta forma, diversos autores (De Oliveira, (2017), AL ZAIDEE e AL SALMANI, (2020), BERTELEÈ e BOTTASSO (2020) adotaram a modelagem não determinística do vento para contemplar de maneira adequada a sua ação sobre estruturas. Neste contexto, este trabalho considera uma modelagem numérica não determinística para as cargas do vento sobre a estrutura, baseada no Método de Monte Carlo. Este método é então usado para gerar um espectro de potência da ação do vento e realização da análise estatística da resposta dinâmica estrutural da torre de aço, considerando as variações intrínsecas à ação do vento.

$$V(t) = \bar{V} + v(t) \quad (1)$$

A velocidade não determinística do vento $V(t)$ é representada em função do tempo, considerando uma parcela média estática \bar{V} e uma parcela flutuante $v(t)$ relacionada à turbulência e obtida através de abordagem estatística, considerando uma velocidade média do vento em determinado nível acima do solo. A Figura 4 mostra o comportamento da velocidade do vento ao longo do tempo. É possível observar que a velocidade do vento varia ao redor de seu valor médio por conta da ação da parcela flutuante.

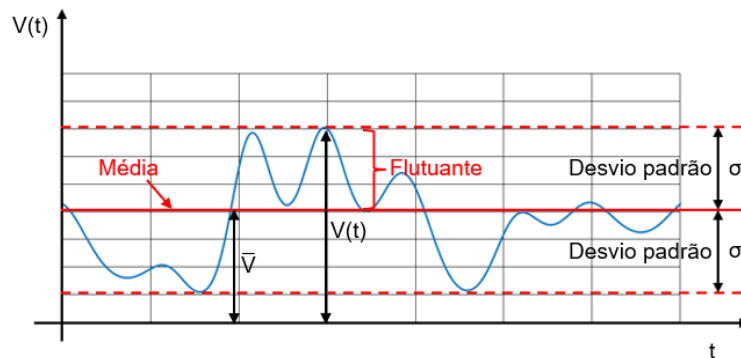


Figura 4 - Representação gráfica da velocidade do vento ao longo do tempo.

A parcela estática do vento é descrita na equação (2), onde S_1 é um fator topográfico, S_3 é um fator estatístico ligado ao fator risco e vida em serviço. $v_0 = 35 \text{ m/s}$ é a velocidade básica do vento para região onde está localizado o estado do Rio de Janeiro, conforme Figura 5. S_2 é um fator relacionado à rugosidade do terreno e dimensões da estrutura em uma altura de referência de 10 metros acima do solo. A obtenção de cada um destes parâmetros é descrita de maneira detalhada no Apêndice A.

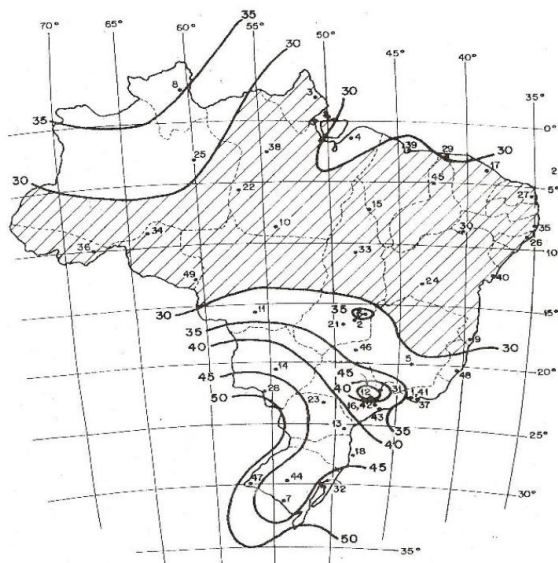


Figura 5 – Isopletas de velocidades básicas (NBR 6123, 1988).

$$\bar{V} = v_0 S_1 S_2 S_3 \quad (2)$$

Para análise do comportamento da parcela flutuante da velocidade do vento, é necessário que sejam geradas funções variáveis no tempo a partir de séries de Fourier aplicadas à espectros de potência. No campo de análise estrutural, os principais espectros de potência utilizados são: Davenport, von Karmán, Harris, Kaimal e Simiu. Tais espectros são definidos através de medidas de velocidade do vento em diferentes tipos de terreno e em diversas alturas. A Figura 6 mostra os espectros de potência citados.

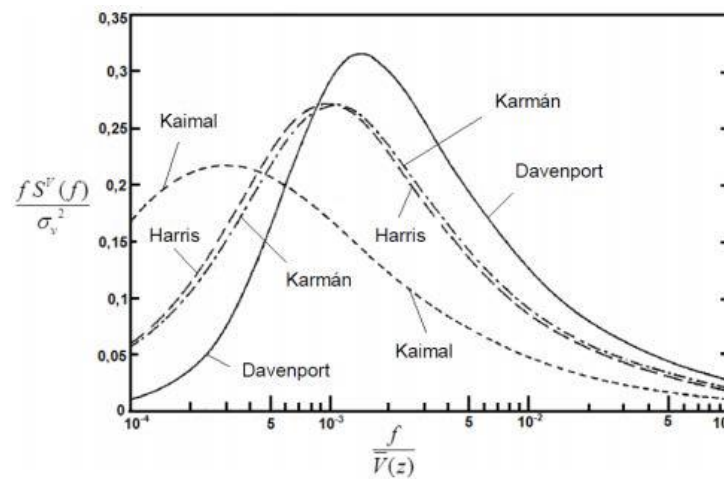


Figura 6. Espectros de potência considerados em análise estrutural (Adaptado de Blessman, 2013).

A parcela variável do vento, mostrada na equação (1) é decomposta em um número finito de harmônicos, cujos ângulos de fase são definidos aleatoriamente. Neste trabalho, a amplitude destes harmônicos é obtida através do espectro de potência de Kaimal, apresentado nas equações (3) e (4), onde f é a frequência, $S^V(f, y)$ é a densidade do espectro de potência referente a frequência f , $x(f, y)$ é a frequência adimensional, V_y é a velocidade do vento em uma determinada altura y . A velocidade de fricção da densidade do espectro de potência do vento é mostrada na equação (5), onde $k = 0,4$ é o coeficiente de Karman e y_0 é a rugosidade do terreno.

$$\frac{f S^V(f, y)}{u_*} = \frac{200x}{(1 + 50x)^{\frac{5}{3}}} \quad (3)$$

$$x(f, y) = \frac{fy}{V_y} \quad (4)$$

$$u_* = \frac{kV_y}{\ln\left(\frac{y}{y_0}\right)} \quad (5)$$

A formulação matemática da parcela flutuante neste trabalho é dada através de um processo fracamente estacionário, ergódico e de segunda ordem, média igual a zero e uma superposição de harmônicos, conforme apresentado na equação (6), onde N é o número de harmônicos considerados no espectro, Δf é o incremento de frequência, f_i é a i -ésima frequência avaliada e θ_i é um ângulo de fase aleatório determinado entre o intervalo $[0, 2\pi]$.

$$v(t) = \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i)\Delta f_i} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \quad (6)$$

Na equação (6), S^V é utilizado para determinar a distribuição de energia da parcela variável da velocidade do vento $v(t)$. A i -ésima frequência e o incremento são descritos nas equações (7) e (8), onde f_{min} e $f_{máx}$ são as frequências mínima e máxima no intervalo do espectro investigado.

$$f_i = f_{min} + \Delta f(i - 1) \quad (7)$$

$$\Delta f = \frac{f_{máx} - f_{min}}{N} \quad (8)$$

Nas equações (7) e (8), a seleção das frequências máxima e mínima, bem como o número de harmônicos deve ser dado de modo que as principais frequências fundamentais da estrutura sejam contempladas na construção do espectro de potência. Uma maneira adequada para esta seleção tomar o intervalo de uma forma onde um dos harmônicos coincidam com a frequência fundamental da estrutura enquanto os outros sejam seus múltiplos e submúltiplos, conforme metodologia proposta por Franco (1993).

A Figura 7 mostra o comportamento temporal para quatro séries aleatórias da velocidade do vento, geradas numericamente através da formulação matemática apresentada da equação (1) à (8), considerando uma altura de dez metros acima do nível do solo. Mesmo que a concentração máxima de energia encontre-se na faixa entre 15 e 30 m/s, nota-se que para todas as amostras, surgem picos de velocidade acima dos 35 m/s. Desta forma, observa-se que a

formulação para a velocidade do vento é capaz de representar o efeito das rajadas de vento sobre a estrutura investigada.

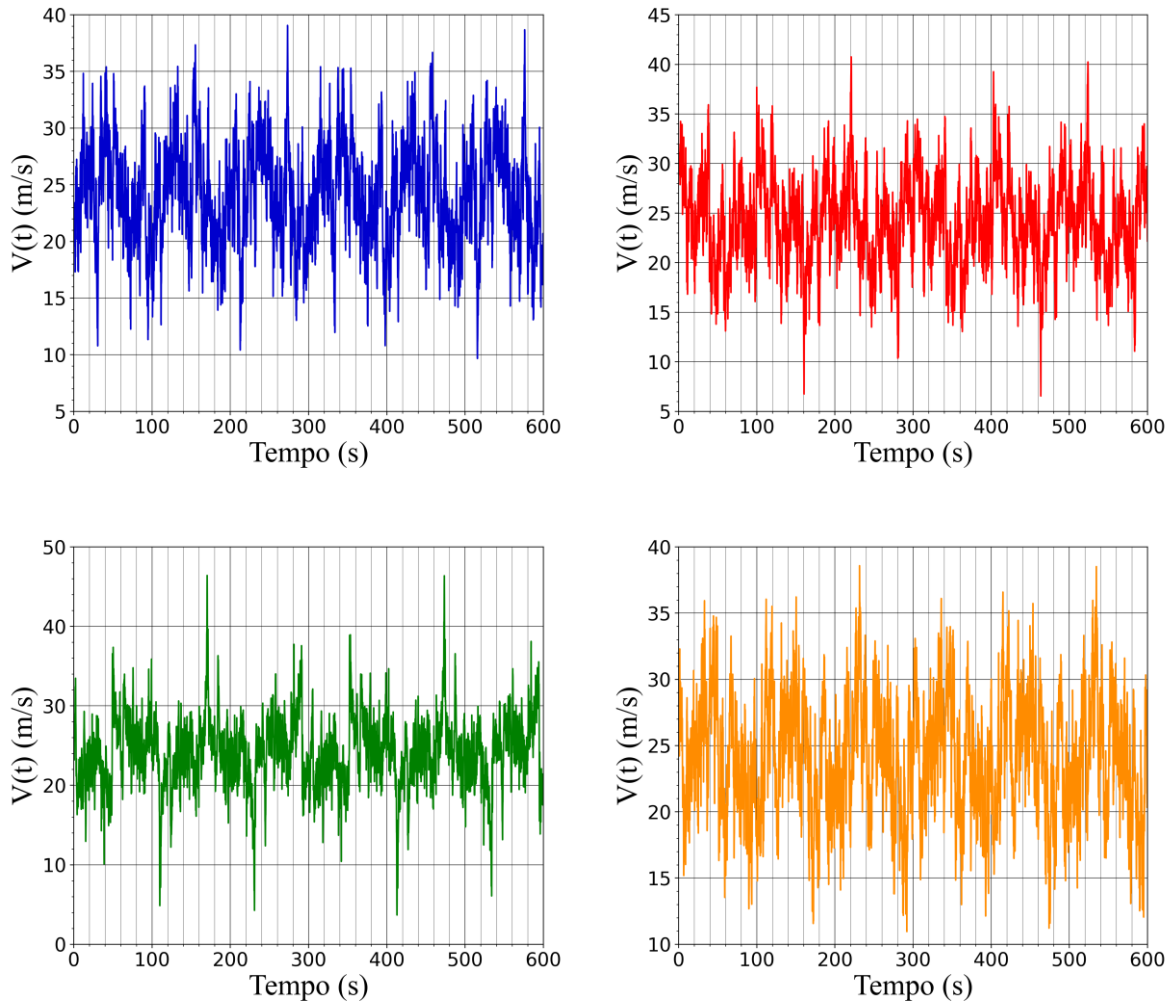


Figura 7 - Velocidade do vento para quatro séries aleatórias.

Considerando o método clássico de Davenport, a pressão aerodinâmica $Q(t)$ exercida pelo vento sobre a torre de aço é definida pela sua velocidade e densidade de massa do ar ρ_{air} , como apresentado na equação (9). Já a formulação para a força dinâmica do vento sobre a estrutura, a uma determinada altura é mostrada na equação (10). De modo a carga total do vento sobre a torre, ela é dividida em trinta seções horizontais, cujas áreas de influência A_i e coeficiente de arrasto C_{Di} são apresentados de maneira detalhada no Apêndice A deste trabalho.

$$Q(t) = \frac{\rho_{air}}{2} [\bar{V} + v(t)]^2 \quad (9)$$

$$F(t) = A_i C_{Di} Q(t) \quad (10)$$

Baseado no apresentado nas equações (1) a (10), é possível obter a formulação para a ação não determinística do vento sobre a estrutura. Ela é composta pela soma da componente proveniente da velocidade estática do vento, apresentada no Apêndice A e pela parcela dinâmica, que tem por objetivo representar as incertezas associadas ao modelamento numérico do efeito das cargas do vento.

$$F(t) = 0.613A_i C_{Di} \left[\bar{V}_0 \left(\frac{y}{10} \right)^p + \sum_{i=1}^N \sqrt{2S^V(f_i) \Delta f_i} \cos(2\pi f_i t + \theta_i) \right]^2 \quad (11)$$

A Figura 8 apresenta o comportamento da força não determinística do vento sobre a estrutura no domínio do tempo e da frequência geradas com base na frequência fundamental de 0,34 Hz da torre de aço obtida numericamente em DE OLIVEIRA (2017), OLIVEIRA (2019) e SIMÕES (2020). Nota-se que para o comportamento no domínio do tempo é dado de maneira bastante similar ao comportamento apresentado para a velocidade do vento, ilustrado na Figura 7. Para o comportamento no domínio da frequência nota-se os diversos picos associados à frequência fundamental da estrutura, bem como seus múltiplos e submúltiplos considerados na geração do espectro de potência.

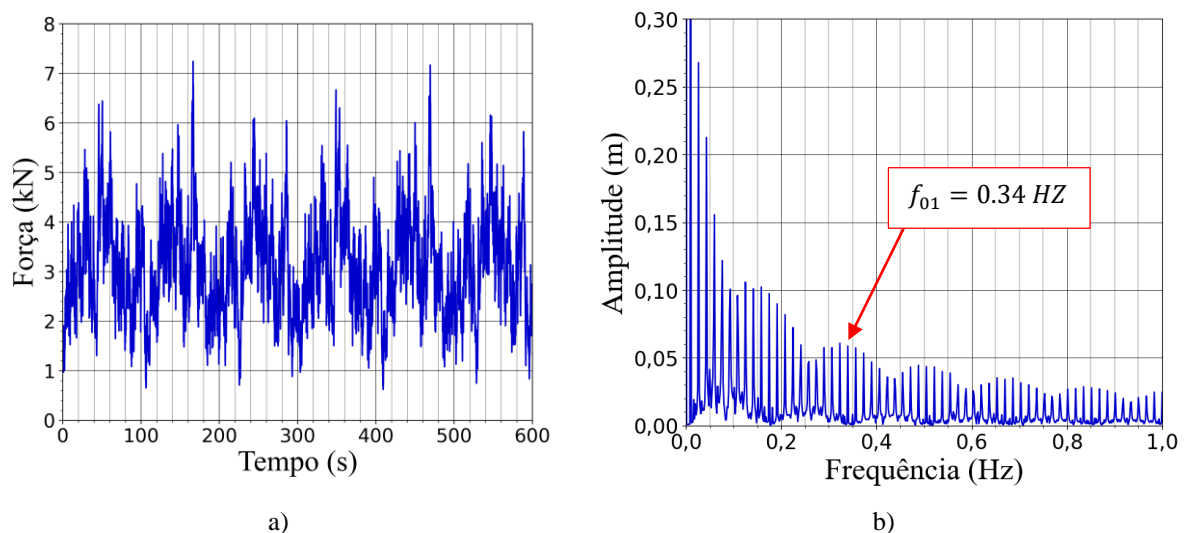


Figura 8 - Força não determinística do vento: a) Domínio do tempo; b) Domínio da frequência.

O carregamento do vento neste trabalho é modelado através de uma formulação não determinística, por este motivo, é necessária uma análise estatística da resposta dinâmica da estrutura, bem como os resultados referentes à otimização estrutural a ser realizada, de modo a

se verificar a convergência dos resultados. O Apêndice B deste trabalho apresenta a formulação matemática para esta análise estatística.

Neste trabalho, é considerada que a força não determinística do vento atua na mesma direção do eixo da turbina. A modelagem da ação do vento em sentido transversal a este eixo é realizada na seção a seguir.

2.2 Cargas devidas ao desprendimento de vórtices

O desprendimento de vórtices é um fenômeno da dinâmica de fluidos que surge quando um fluido escoar ao redor de um obstáculo a partir de uma velocidade denominada velocidade crítica v_{crit} . Este escoamento gera vórtices de baixa pressão que se desprendem de ambos os lados do obstáculo, gerando uma região de baixa pressão próxima ao obstáculo, acarretando uma força flutuante que atua em direção perpendicular ao fluxo do vento.

De acordo com o EUROCODE 1 (STANDARD, 2006), o fenômeno de desprendimento de vórtices deve ser investigado quando a entre a altura e o diâmetro da torre exceda 6. Caso a velocidade crítica da estrutura seja igual a 1,25 vezes a velocidade média do vento, este fenômeno não precisa ser investigado. Visto que a torre apresenta a razão l/d maior do que 6, este fenômeno será considerado na modelagem da ação do vento sobre a estrutura.

Neste trabalho, a carga do vento devida ao desprendimento de vórtices $F(k)$ é modelada como uma função harmônica, conforme apresentado pelo EUROCODE 1 (STANDARD, 2006) e Oliveira (2019). A amplitude desta função é dada em função da densidade do ar e da velocidade crítica da estrutura, conforme apresentado na equação (12).

$$F_k(t) = \frac{1}{2} \rho_{air} v_{crit}^2 \sin(2\pi f_{01} t) \quad (12)$$

A velocidade crítica da estrutura é relacionada ao primeiro modo de flexão da estrutura e é descrita em função do diâmetro da seção média da torre $b = 3,63 \text{ m}$, sua frequência fundamental f_{01} e o número de Strouhal, adotado em 0,18 para seções cônicas fracamente variáveis.

$$v_{crit} = \frac{b\omega_{01}}{St} \quad (13)$$

A Figura 9 apresenta a intensidade da carga devida ao desprendimento de vórtice no domínio do tempo e da frequência. Apresentando a maior transferência de energia associada à frequência fundamental de 0,34 Hz relacionada à flexão ao redor do eixo horizontal transversal ao eixo da turbina, apresentada por SILVA e OLIVEIRA (2018), SIRQUEIRA (2008), OLIVEIRA (2019) e SIMÕES (2020).

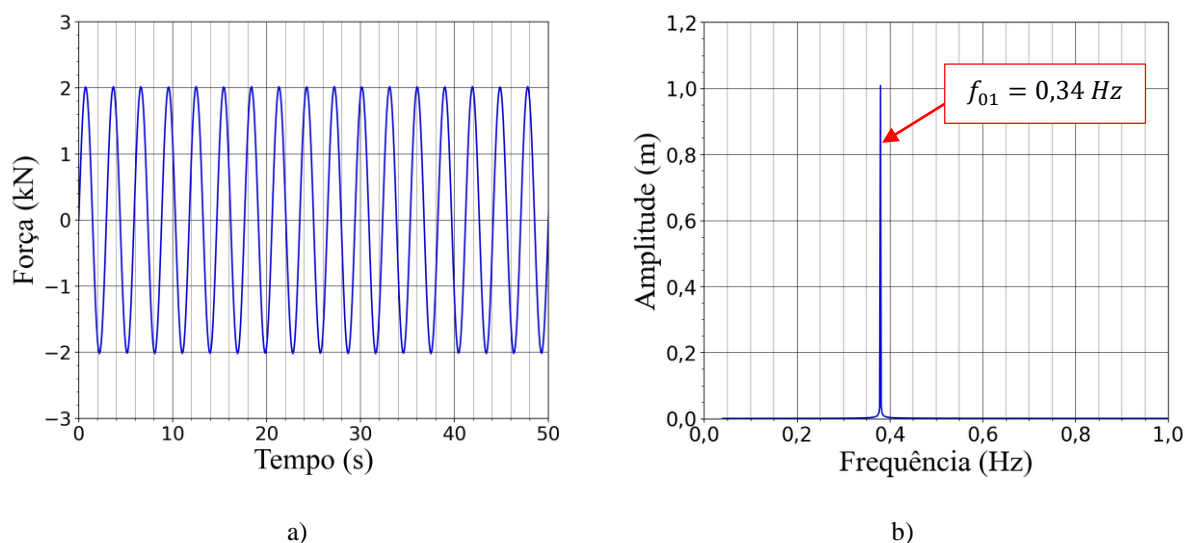


Figura 9 - Carga devida ao desprendimento de vórtices: a) Domínio do tempo; b) Domínio da frequência.

2.3 Cargas devidas à ação do vento no rotor

As cargas devidas à ação do vento sobre o rotor surgem através das máquinas rotativas e da ação do vento sobre as pás da turbina. De acordo com Umut *et al.* (2011), estas cargas deveriam ser fornecidas pelos fabricantes de turbinas, de modo que o projetista da estrutura de suporte possa projetá-la de maneira adequada.

BAZEOS *et al.* (2002) apresentou as cargas no rotor para uma turbina de 450 kW, considerando seus modos de operação e sobrevivência. Os autores apontam que a intensidade das cargas apresentadas aumenta linearmente com a potência da turbina. Desta forma, Umut *et al.* (2011) utilizou a abordagem apresentada por Bazeos *et al.* (2002), obtendo as cargas para uma turbina com capacidade de 3 MW. Neste contexto, esta mesma metodologia é utilizada para obtenção das cargas no rotor para uma turbina eólica de 2 MW da REPOWER Systems (2008).

A Tabela 1 apresenta a intensidade das forças e momentos fletores atuantes no topo da torre para os modos de operação e de sobrevivência para uma turbina de 2 MW, onde F_X , F_Y e

F_Z são as forças nas direções globais X, Y e Z , M_X, M_Y e M_Z são os momentos ao redor dos eixos X, Y e Z , assumindo o sistema de referência adotado na Figura 10. Uma breve comparação dos valores apresentados mostra que para o modo de sobrevivência ocorre um aumento considerável na magnitude da componente F_X da força do vento, tendendo a impor maiores deslocamentos horizontais na estrutura.

Tabela 1 - Cargas no rotor para uma turbina de 2 MW.

| MM92 Repower | Operacional | Sobrevivência |
|--------------|-------------|---------------|
| $F_X(kN)$ | 181,6 | 550,3 |
| $F_Y(kN)$ | -554,6 | 109,8 |
| $F_Z(kN)$ | -0,1 | 0 |
| $M_X(kNm)$ | 367,2 | 220 |
| $M_Y(kNm)$ | 14,1 | 184,5 |
| $M_Z(kNm)$ | -219,8 | 14,2 |

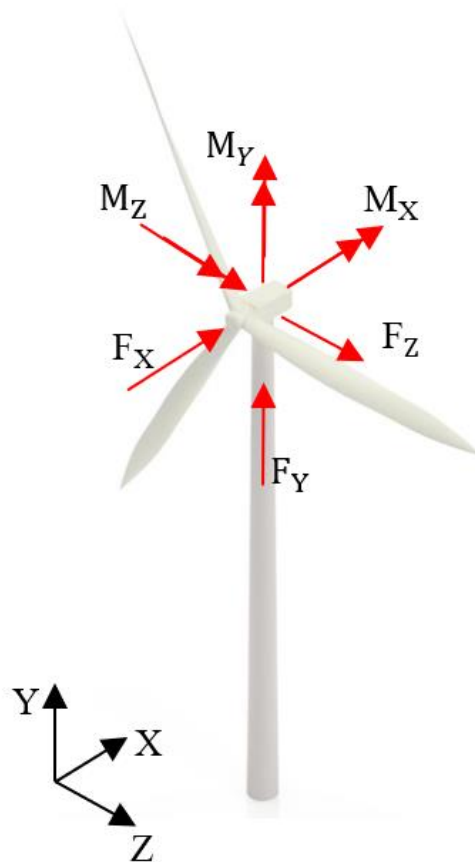


Figura 10 - Representação esquemática das cargas do rotor aplicadas a estrutura no modo de sobrevivência.

3 MODELAGEM COMPUTACIONAL DA TORRE EÓLICA INVESTIGADA

A torre de aço investigada neste trabalho é modelada para suporte de uma turbina de 2 MW modelo MM92 da Repower systems, com dimensões de acordo com Rebello *et al.* (2012). O projeto consiste em uma torre de 76,15 metros de altura, modelada com uma viga vertical em balanço, com diâmetro e espessuras variáveis de acordo com sua altura. Por restrições de transporte e construção, a torre é dividida em três seções cônicas. As espessuras das seções inferior, intermediária e superior variam linearmente de 30 à 21 mm, 21 à 16 mm e 16 à 12 mm, respectivamente. Na seção cônica inferior existem duas aberturas elípticas, uma para acesso interno centrada 2,33 metros acima do nível inferior e outra para ventilação, localizada a 7,96 metros acima desta mesma referência. A Figura 11 apresenta as alturas e diâmetros das seções cônicas da torre de aço.

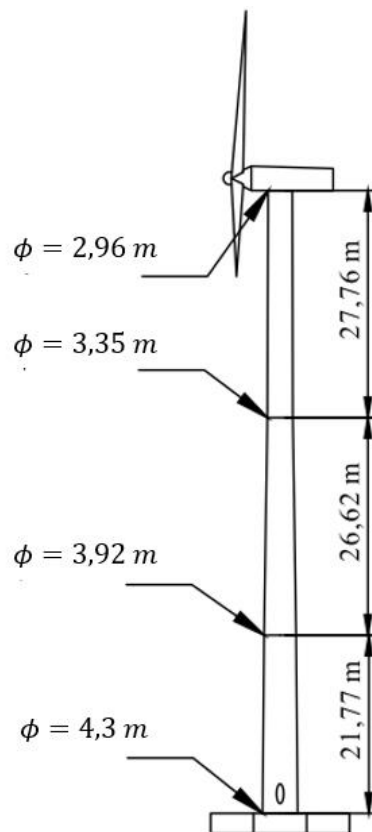


Figura 11 - Alturas e diâmetros das seções cônicas da torre de aço.

Toda a estrutura é suportada por uma sapata octogonal de concreto armado inscrita em um círculo com 17 metros de diâmetro. A conexão entre as seções cônicas, bem como a ligação da parte superior com a nacelle e da parte inferior com a sapata é realizada através de 116 parafusos com diferentes diâmetros. Para a conexão da parte inferior com a sapata e a parte

intermediária são considerados parafusos de 45 mm de diâmetro. A união da parte intermediária com a superior é realizada através de parafusos de 39 mm, enquanto a ligação da parte superior com a nacelle é feita com parafusos de 30 mm. A Figura 12 apresenta uma representação esquemática da união entre os segmentos inferior e intermediário da estrutura. Vale observar que estas uniões parafusadas atuam como enrijecedores aumentando consideravelmente a resistência à flambagem da torre de aço, conforme Kolatsou *et al.* (2021), Campione *et al.* (2021) e EUROCODE 3-1-6 (CEN, 2004).

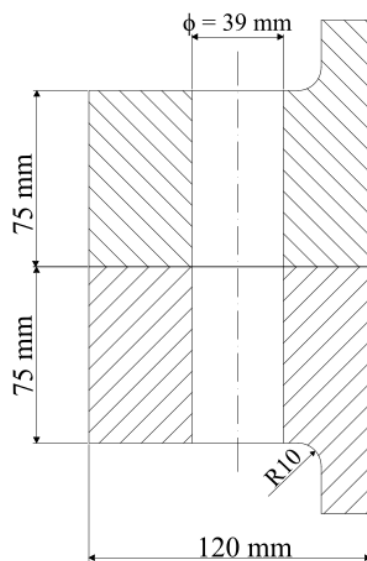


Figura 12 - Detalhe da união entre as diferentes partes da estrutura investigada.

3.1 Modelo em elementos finitos da torre de aço

Para obtenção da resposta dinâmica da estrutura é desenvolvido um modelo em elementos finitos da torre de aço com base no software de elementos finitos ANSYS (ANSYS, 2015), considerando suas seções cônicas, uniões flangeadas, sapata de concreto armado e nacelle. Em toda a estrutura é gerada uma malha com técnicas de refinamento adequado com o intuito de garantir a convergência numérica das análises em elementos finitos realizados neste trabalho. A Figura 13 apresenta o modelo em elementos finitos estrutura investigada, apresentando o detalhamento da malha da nacelle, sapata e das aberturas na parte inferior.

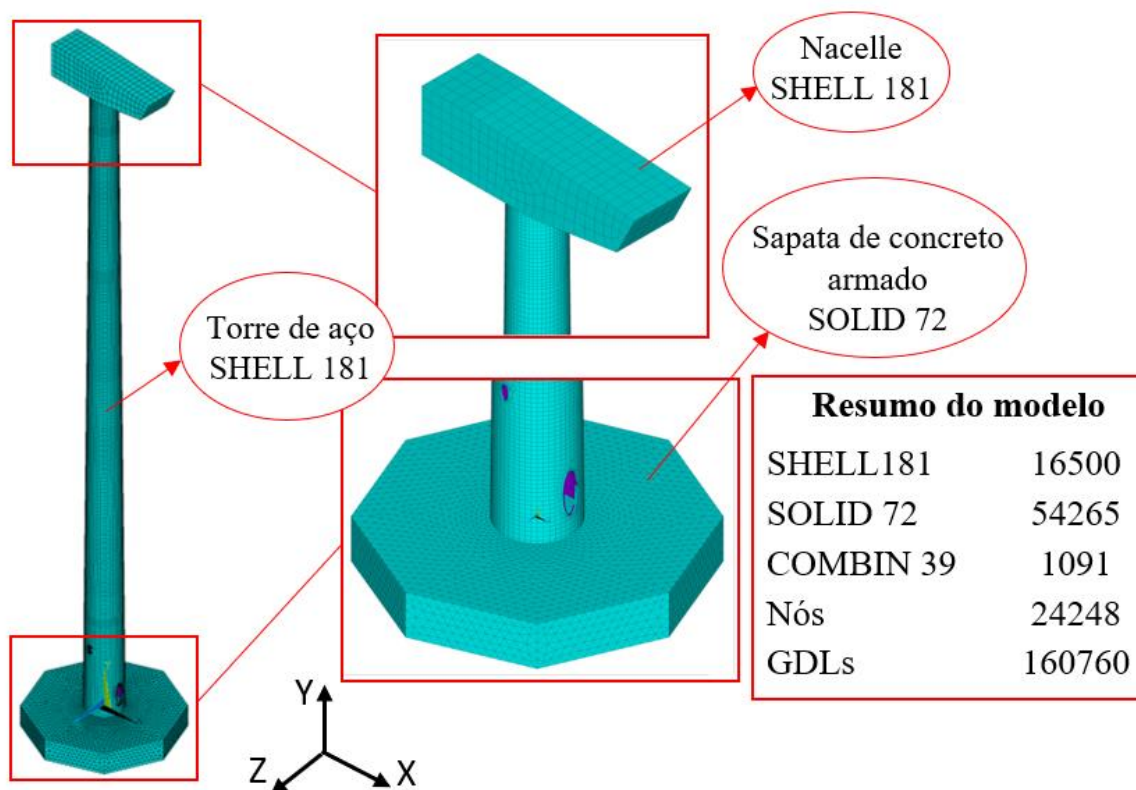


Figura 13 Modelo em elementos finitos da torre investigada.

Na modelagem da torre de aço e da nacelle são utilizados os elementos de casca SHELL 181 (ANSYS, 2015). Este elemento possui quatro nós com três graus de liberdade relacionados à translação nas direções x , y e z e três graus de liberdade referentes à rotação ao redor destes eixos, considerando o sistema de coordenadas local, totalizando 24 graus de liberdade por elemento. De acordo com ANSYS (2015), estes elementos são indicados para análises lineares, grandes rotações, grandes deformações e análises não-lineares considerando para elementos de pequenas até médias espessuras. O usuário possui a opção de definir as espessuras em cada canto dos elementos, sua orientação e número de pontos de integração ao longo da espessura do elemento. Neste trabalho é considerada a opção padrão do software, com três pontos de integração, considerando opções de flexão e rigidez de membrana. A Figura 14 apresenta uma ilustração para este elemento, com geometria retangular com os quatro nós (I, J, K, L). Caso seja considerado um elemento com geometria triangular, os nós K e L serão coincidentes.

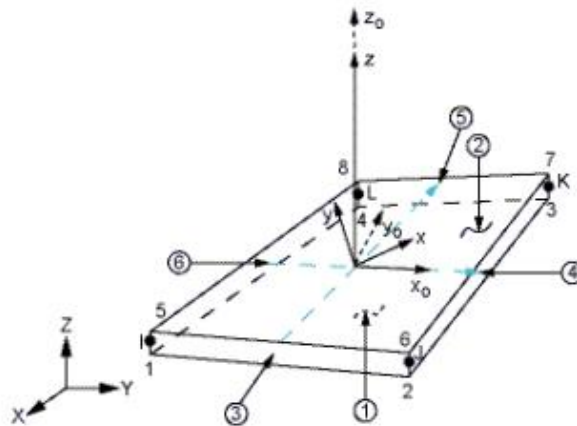


Figura 14-Elemento de quatro nós SHELL 181 (ANSYS, 2015).

Para a modelagem da sapata de concreto armado são considerados elementos sólidos tetraédricos com quatro nós SOLID 72 (ANSYS, 2015), cuja ilustração é apresentada na Figura 15. Assim como o elemento de casca considerado, cada nó deste elemento possui três graus de liberdade translacionais e três graus de liberdade rotacionais em relação aos eixos locais. Em geral estes elementos são indicados para aplicações onde haja a necessidade de geração de malhas irregulares, como a sapata octogonal considerada neste trabalho.

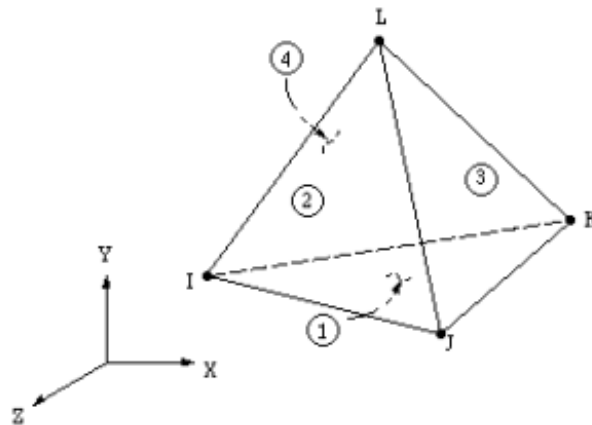


Figura 15 - Elemento sólido tetraédrico linear SOLID72 (ANSYS, 2015).

Em consequência das complexas características do solo, como heterogeneidade, anisotropia e relação não linear entre força e deslocamento, a sua modelagem numérica é uma tarefa de difícil execução. Deste modo, diversos autores realizam esta modelagem através de apoios elásticos representados por molas com a rigidez do solo. Neste trabalho, a interação solo-estrutura é modelada em elementos finitos através do elemento de mola unidirecional com dois nós COMBIN39 (ANSYS, 2015).

A rigidez do elemento de mola é obtida através da elasticidade do solo através do coeficiente de subleito k_s , conforme apresentado em Bowles (1988) e Bhattacharya e Adhikari (2011), como mostrado na equação (14), onde $E_s = 300000 \text{ kN/m}^2$ é o módulo de Young do solo $B = 17 \text{ m}$ é o diâmetro do círculo onde a sapata é inscrito e $\nu_s = 0.3$ é o coeficiente de Poisson do solo.

$$k_s = \frac{E_s}{B(1 - \nu_s)} \quad (14)$$

Os nós dos elementos de mola considerado na modelagem da rigidez do solo possuem três graus de liberdade translacionais nas direções dos eixos locais x, y e z , no entanto, os elementos de mola são modelados apenas longitudinalmente, visto que a sapata da estrutura opera por gravidade. Estes elementos de mola são dispostos na estrutura de modo que seus nós inferiores estejam engastados, enquanto os nós superiores de cada elemento estejam ligados a nós na base dos elementos sólidos utilizados para modelar a sapata de concreto.

3.2 Modelagem do amortecimento da estrutura

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 suas moléculas, havendo uma dissipação de energia mecânica sob forma de calor e/ou ruído (Lima e Santos, 2008). De acordo com Clough e Penzien (1993), 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.

A matriz de amortecimento, $[C]$, é expressa em termos de taxa de amortecimento, obtidas através de ensaio de modelos reduzidos ou de estruturas reais. Neste trabalho, é utilizada a matriz de amortecimento de Rayleigh, que leva em consideração a matriz de massa $[M]$ e de rigidez $[K]$ da estrutura, bem como os coeficientes α e β conforme:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (15)$$

A definição para os parâmetros α e β referentes às matrizes de massa e rigidez é dada em função da taxa de amortecimento ξ_i de dois modos de vibração distintos da estrutura. Este coeficiente é dado em função da i -ésima frequência natural circular ω_{0i} , como:

$$\xi_i = \frac{\alpha}{2\omega_{0i}} + \frac{\beta\omega_{0i}}{2} \quad (16)$$

Considerando os dois primeiros modos de vibração da estrutura, é possível obter os multiplicadores das matrizes de massa, conforme as equações (17) e (18), onde ξ_1 e ξ_2 são as taxas de amortecimento do primeiro e segundo modos de vibração e ω_{01} e ω_{02} são a primeira e segunda frequências naturais circulares da estrutura.

$$\beta = \frac{2(\xi_2\omega_{02} - \xi_1\omega_{01})}{\omega_{02}^2\omega_{01}^2} \quad (17)$$

$$\alpha = 2\xi_1\omega_{01} - \beta\omega_{01}^2 \quad (18)$$

A Tabela 2 apresenta valores para taxa de amortecimento para diferentes tipos de estrutura com base na NBR 6123 (ABNT, 1988). Visto que a torre de aço estudada neste trabalho é dada em uma seção cônica fracamente variável, é adotada uma taxa de amortecimento $\xi = 0,008$ referente à categoria de torres e chaminés de aço com seção uniforme.

Tabela 2 - Taxas de amortecimento para diferentes estruturas (Adaptado de NBR-6123(ABNT, 1988)).

| Tipo de edificação | ξ |
|--|-------|
| Edifícios com estrutura apertada 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 |

4 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL

Na engenharia, o ato de otimizar pode ser descrito como a elaboração de um projeto ou processo que opere nas melhores condições, sem verificar todas as configurações disponíveis. No design, na construção e na manutenção de qualquer projeto de engenharia, engenheiros precisam tomar decisões técnicas e gerenciais durante diversas etapas. O objetivo final de todas as decisões pode ser tanto para minimizar o esforço necessário quanto para maximizar um benefício (Rao, 2019). De modo geral, estes custos ou benefícios, denominados função objetivo, podem ser descritos através de formulações matemáticas dependentes de diversos parâmetros, denominados variáveis de projeto. Neste contexto, um problema de otimização pode ser descrito matematicamente como um problema de maximização ou minimização de uma função objetivo. Conforme apresentado na Figura 16, se um ponto é mínimo de uma função, então ele será correspondente ao máximo do negativo desta mesma função. Desta forma, sem perda de generalidade, um problema de otimização pode ser definido como a minimização de uma função objetivo.

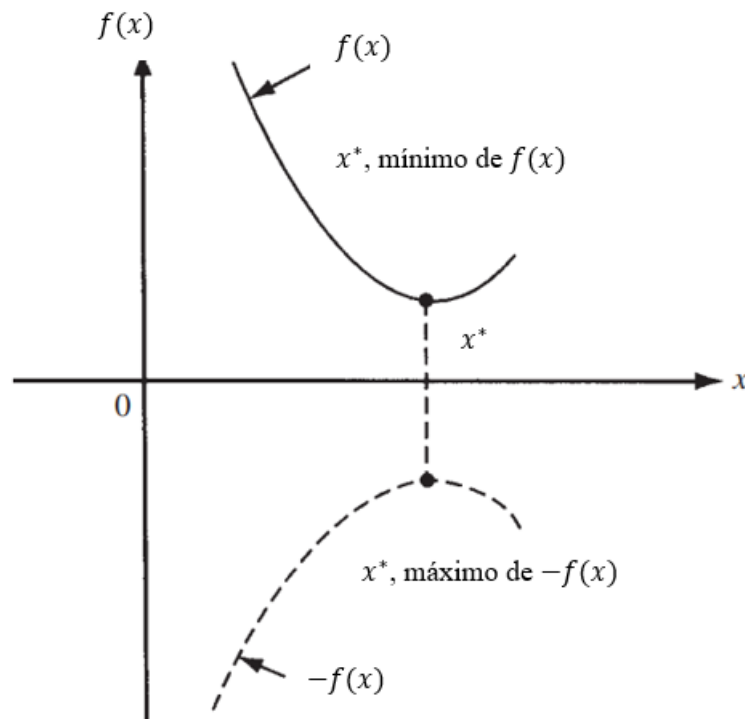


Figura 16 - Mínimo de $f(x)$ é o mesmo que o máximo de $-f(x)$ (Adaptado de Rao, 2019).

Em problemas práticos, as variáveis de projeto não podem ser escolhidas de maneira arbitrária, mas sim de modo que todas as restrições de projeto sejam atendidas de maneira satisfatória. De um modo geral, as restrições de projeto podem se referir ao comportamento ou restrições laterais. As restrições de comportamento estão diretamente relacionadas às condições de operação do projeto otimizado, tais como eficiência energética, nível de tensão admissível, frequências naturais etc. Já as restrições laterais estão ligadas às variáveis de projeto, limitando seus valores à uma região factível.

Matematicamente, as restrições de projeto são descritas como igualdades ou desigualdades que limitam o espaço de projeto à uma região viável. A Figura 17 apresenta a influência da adoção de restrições de projeto para um processo de otimização de uma função objetivo com duas variáveis de projeto.

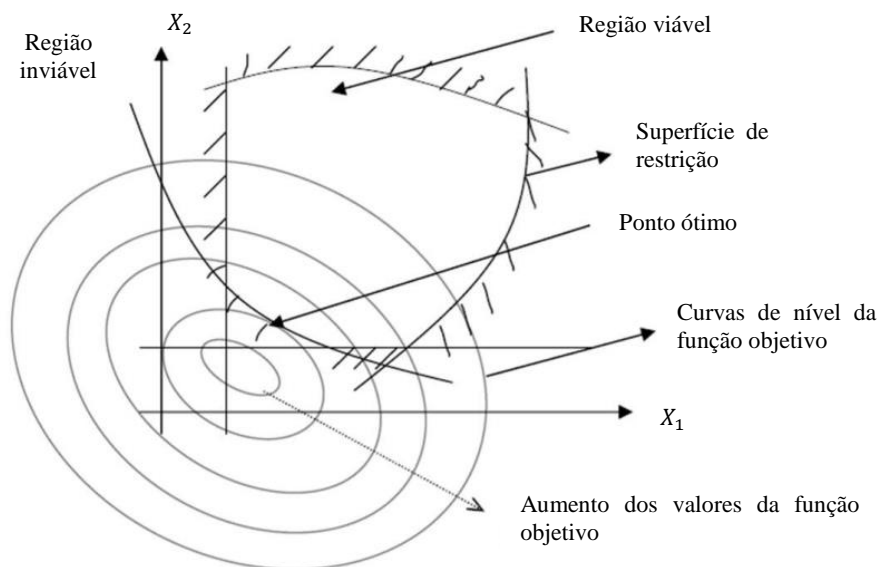


Figura 17 - Curvas de nível para uma função objetivo com duas variáveis, considerando restrições de projeto (Adaptado de Menon, 2005).

Deste modo, o projeto de otimização com restrições pode ser formulado como:

$$\text{Minimizar: } f(D) \quad (19)$$

$$\begin{aligned} \text{Sujeito a: } g_i(D) &\leq 0 \\ w_j(D) &= 0 \end{aligned} \quad (20)$$

onde D é o vetor n-dimensional das variáveis de projeto, $f(D)$ é a função objetivo a ser minimizada, $g_i(D)$ é a i-ésima restrição de projeto de desigualdade e $w_j(D)$ é a j-ésima restrição de igualdade.

A equação (21) apresenta os valores máximos $D^{(U)}$ e mínimos $D^{(L)}$ para as componentes do vetor de variáveis de projeto D , delimitando o espaço de busca, isto é, uma região que contém os valores admissíveis para as variáveis de projeto.

$$D^{(L)} \leq D \leq D^{(U)} \quad (21)$$

De acordo com MASHWANI *et al.* (2021), os métodos de otimização podem ser divididos em métodos de abordagem determinística ou estocástica. Dentre os métodos de abordagem determinística, os métodos baseados em gradiente são largamente utilizados para a solução dos mais variados problemas de otimização. Estes métodos fazem uso das derivadas da função objetivo e restrições de projeto em busca do ótimo global, assumindo a hipótese de que a função objetivo seja contínua e classe C^1 , para métodos de primeira ordem ou de classe C^2 , para os métodos de segunda ordem. No entanto, de acordo com Haftka e Grandhi (1986), existem problemas reais onde a sua formulação não atenda a estes requisitos por conta de descontinuidades ou dificuldade de obtenção por conta da complexidade do problema investigado. Neste contexto, os métodos estocásticos de otimização surgiram como formas populares e eficientes na solução de problemas de engenharia cada vez mais complexos.

Entre os métodos estocásticos, os métodos heurísticos, realizam a avaliação da função objetivo e introduzem dados e parâmetros estocásticos e, por não utilizarem derivadas da função objetivo, são considerados métodos de ordem zero. Dentre estes métodos, podem ser citados os algoritmos genéticos, recozimento simulado, enxame de partículas, colônia de formigas, evolução diferencial, dentre outros. Os algoritmos genéticos realizam o processo de otimização com base na seleção natural. O recozimento simulado é baseado na mecânica de aquecimento e resfriamento dos metais através do processo de recozimento. O algoritmo de otimização por enxame de partículas é baseado no comportamento social de espécies que se organizam em colônias ou enxames, tais como abelhas, pássaros, cupins e vespas, por exemplo. A técnica por colônia de formigas baseia-se no comportamento de cooperação entre colônias de formiga que atuam em conjunto para encontrar o menor caminho entre o ninho e a fonte de comida mais próxima. Já o algoritmo de evolução diferencial é baseado na teoria da evolução de Charles Darwin.

Conforme apresentado no Capítulo 1 deste trabalho, os algoritmos genéticos foram largamente aplicados na otimização estrutural de torres eólicas, considerando diferentes modelagens para verificação do seu comportamento estrutural. Neste contexto, este trabalho faz uso dos algoritmos genéticos para otimização estrutural, visando a redução do volume de aço para construção da torre de suporte para turbina eólica modelada no capítulo anterior.

4.1 Algoritmos genéticos

De acordo com Rao (2019), Mitchel (1998) e Goldberg (2006), os algoritmos genéticos são apropriados para a solução de problemas de otimização complexos, onde na maioria dos casos, são capazes de encontrar o ótimo global com uma boa probabilidade.

Os algoritmos genéticos podem ser definidos como um algoritmo matemático inspirado na teoria da evolução, combinando o conceito de sobrevivência do mais apto com os princípios de mutação genética. Esta metodologia foi proposta inicialmente por HOLLAND (1975), com intuito de abstrair e descrever de maneira detalhada o processo adaptativo de sistemas naturais, desenvolvendo aplicações que resultaram em grandes contribuições no campo de sistemas artificiais. Do ponto de vista computacional, este método de otimização apresenta robustez e pode ser aplicado na resolução de problemas de otimização de elevada complexidade, contudo, apresentam uma certa desvantagem em relação ao custo computacional despendido na obtenção da resposta do problema de otimização. De acordo com Rao (2019), os algoritmos genéticos diferem dos métodos tradicionais de otimização nos seguintes aspectos:

1. Uma população de pontos é utilizada para início deste procedimento, ao invés de um único ponto. Esta característica de inicialização torna o algoritmo genético menos propício a ficar preso em um ótimo local.
2. Utilizam apenas a avaliação da função objetivo, que não apresenta necessidade de ser contínua ou diferenciável, sendo considerado um método de ordem zero.
3. As variáveis de projeto são representadas em vetores de variáveis binárias, correspondentes aos cromossomos.
4. O valor da função objetivo está diretamente ligado à aptidão na genética natural.
5. Em cada geração, um novo conjunto de vetores é produzido através de processos aleatórios da seleção de pais e cruzamento, referentes à geração anterior. Mesmo que os algoritmos genéticos não se caracterizem como um método de busca

aleatória, eles exploram de maneira eficiente as novas combinações com intuito de obter uma nova geração com melhores valores para a função objetivo

Por conta da sua inspiração no processo de evolução natural, as diversas etapas e características dos algoritmos genéticos são nomeadas com base na biologia. Deste modo, as terminologias relacionadas ao algoritmo genético são:

- Cromossomo: Conjunto de caracteres designados a representação das informações relacionadas às variáveis de projeto do problema. O seu tamanho varia de acordo com o número de variáveis ou com a precisão almejada.
- Gene: unidade básica do cromossomo, isto é, componente do vetor que o representa. Cada cromossomo possui um determinado número de genes ou bits, cada conjunto descrevendo uma das variáveis de projeto.
- População: conjunto de indivíduos candidatos à solução do problema. Em geral, esta quantidade é mantida constante durante o processo de otimização. Uma população com um número elevado de indivíduos apresentará uma maior quantidade de soluções.
- Indivíduo: único membro da população. É definido pelo seu cromossomo e sua aptidão.
- Aptidão: Parâmetro que define o quão adequado um indivíduo é para a solução do problema de otimização.
- Geração: Número de iterações executadas pelo algoritmo genético.
- Operações genéticas: Etapas executadas pelo algoritmo sobre os cromossomos.

Nos AGs, as variáveis de projeto são tratadas como vetores cujas componentes são descritas em números binários. Deste modo, cada gene presente em um cromossomo é descrito através de uma quantidade de bits de acordo com sua descrição. Por exemplo, caso um gene d_i do vetor das variáveis de projeto d_i seja descrita na forma binária através de uma componente com três termos ou bits: 1 0 1, seu equivalente na base decimal será definido conforme equação (22).

$$(1) \cdot 2^2 + (0)2^1 + (1)2^0 = 5 \quad (22)$$

Generalizando para um cromossomo P de 4 variáveis, onde cada uma destas é descrita por 5 bits na base binária, conforme descrito na equação (23), seu equivalente na base decimal será dado pela equação (24), onde P_2 é este cromossomo descrito na base binária e P_{10} é este mesmo cromossomo descrito na base decimal.

$$P_2 = [(1\ 0\ 0\ 1\ 0)(0\ 0\ 0\ 1\ 1)(0\ 0\ 0\ 0\ 1)(0\ 0\ 1\ 0\ 0)] \quad (23)$$

$$P_{10} = [18\ 3\ 1\ 4] \quad (24)$$

O processo de otimização por AGs apresenta como objetivo a maximização da função de aptidão $F(D)$, que pode ser tomada como equivalente à função objetivo de um problema de otimização sem restrições, isto é, $F(D) = f(D)$. Um problema de minimização pode ser convertido facilmente em um problema de maximização. A equação (25) apresenta uma transformação comumente utilizada para converter um problema de minimização sem restrições para uma função aptidão.

$$F(D) = \frac{1}{1 + f(D)} \quad (25)$$

Em situações reais, as restrições de projeto devem ser consideradas em um problema de otimização. Nos AGs, um problema de otimização sem restrições pode ser convertido em um problema de otimização com restrições através do conceito da função penalidade $\varphi(D)$, de modo que vise:

Minimizar:

$$\varphi(D) = f(D) + \sum_{i=1}^q q_i \langle g_i(D) \rangle^2 + \sum_{j=1}^w Q_j \left(w_j(D) \right)^2 \quad (26)$$

onde q_i e Q_j são parâmetros de penalidade relacionadas às restrições de projeto $g_i(D)$ e $w_j(D)$, cujos valores são mantidos constantes durante o processo de otimização. O operador $\langle g_i(D) \rangle$ uma função de ponderação para as restrições de desigualdade adotadas, cujo comportamento é definido na equação (27).

$$\langle g_i(D) \rangle = \begin{cases} g_i(D) & \text{se } g_i(D) > 0 \\ 0 & \text{se } g_i(D) \leq 0 \end{cases} \quad (27)$$

Deste modo, pode-se dizer que considerando um problema de otimização com restrições, o algoritmo genético visa maximizar:

$$F(D) = \frac{1}{1 + \varphi(D)} \quad (28)$$

Conforme apresentado nas equações (26) e (27), a penalidade relacionada às restrições de projeto serão proporcionais às suas respectivas violações. Caso nenhuma das restrições de projeto seja violada, nenhuma penalidade será adicionada à $f(D)$.

4.1.1 Operadores genéticos

Mesmo que trabalhos recentes como CHEN *et al.* (2022), AL-Sanad *et al.* (2020), DAI *et al.* (2018) e ZHU *et al.* (2020) realizem otimizações estruturais considerando os AGs com diversas propostas de melhoria, suas etapas podem ser descritas de maneira simplificada conforme ilustrado na Figura 18. Inicialmente é gerada uma população, cujos indivíduos servem como ponto de partida para o processo de otimização. Em geral, a quantidade de cromossomos considerados em cada população é mantida constante onde a atualização de seus indivíduos a cada geração é atualizada pelos operadores genéticos de reprodução, cruzamento e mutação. Após a criação de cada população, cada um destes indivíduos é avaliado e aqueles com a melhor aptidão são selecionados como reprodutores. Estes reprodutores são utilizados para fase de cruzamento, gerando novos indivíduos que possuem características de dois reprodutores distintos. Após a obtenção dos indivíduos resultantes da fase de cruzamento, o algoritmo realiza uma etapa de mutação, alterando de forma arbitrária um ou mais genes de determinado indivíduo, com objetivo de manutenção da diversidade genética da população. Esta etapa de mutação é destinada a garantir que a probabilidade de obtenção do ótimo global do processo de otimização nunca seja nula, contornando os ótimos locais. Após estas etapas, o algoritmo utiliza os membros resultantes para atualização da população, iniciando novamente todo o processo descrito anteriormente até que um dos critérios de parada escolhido seja atingido. A seguir, os operadores genéticos de reprodução, cruzamento e mutação são explicados de maneira detalhada.



Figura 18 - Estrutura dos algoritmos genéticos (Adaptado de Haupt e Haupt, 2004).

A reprodução ou etapa de seleção é o primeiro operador genético aplicado à população com o intuito de selecionar os indivíduos mais aptos para formação do grupo de reprodutores. Este operador é utilizado para selecionar indivíduos acima da média da população atual, inserindo cópias no grupo de reprodução com base em um procedimento probabilístico. A equação (29) apresenta um operador que define que quanto maior a aptidão de um indivíduo, maior sua probabilidade de seleção para o grupo de reprodutores, onde p_i é a possibilidade de seleção do i -ésimo indivíduo, com base no valor de sua função aptidão F_i em relação a aptidão total da população de tamanho s .

$$p_i = \frac{F_i}{\sum_j^s F_j} \quad (29)$$

O processo de seleção de indivíduos para o grupo de procriação pode ser melhor compreendido através de um jogo de roleta circular dividida em segmentos cujos comprimentos são proporcionais a aptidão de cada indivíduo, conforme ilustrado na Figura 19. Ao girar esta roleta, cromossomos dos indivíduos com os maiores valores de função aptidão apresentarão maiores chances de serem sorteados para este novo grupo, ocasionando a tendência de que as próximas etapas dos AGs sejam executadas sobre cromossomos de qualidade elevada.

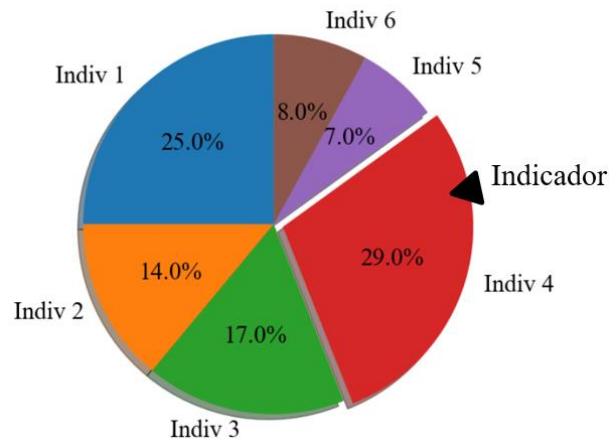


Figura 19 - Representação esquemática de seleção de indivíduos para o grupo de procriação.

O operador genético de cruzamento é realizado imediatamente após a etapa de reprodução. No caso mais geral, dois cromossomos são selecionados aleatoriamente e partes dos seus respectivos vetores das variáveis de projeto são alternadas entre si. No operador de cruzamento mais comumente utilizado, conhecido como operador de cruzamento de único ponto, um ponto de cruzamento é selecionado nos dois indivíduos ao longo do comprimento do vetor e os dígitos binários à sua direita são trocados entre eles. A Figura 20 representa um operador de cruzamento de ponto único em um vetor de dez bits, considerando o ponto de cruzamento após o terceiro bit de 2 cromossomos distintos. Outras técnicas de cruzamento que podem ser utilizadas são o cruzamento uniforme e o cruzamento multipontos.

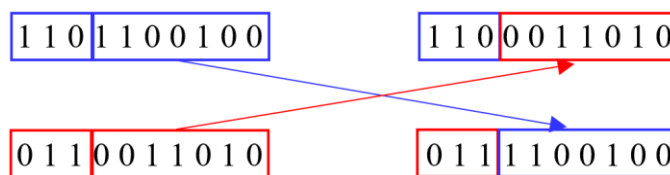


Figura 20 - Representação esquemática da etapa de cruzamento considerando o operador de único ponto.

Na etapa de cruzamento, sempre são considerados indivíduos com bons valores de função aptidão, deste modo, é esperado que os cromossomos filhos, gerados através desse operador genético também apresente valores de aptidão satisfatórios, desde que a etapa de cruzamento seja configurada de maneira adequada. No entanto, o ponto de cruzamento ideal não é conhecido previamente, logo, na maioria dos casos este ponto é selecionado aleatoriamente, resultando em cromossomos filhos que podem ou não ser melhores adaptados que seus pais. Caso sejam melhores adaptados, estes cromossomos aumentarão a qualidade da

próxima população, do contrário, não exercerão grande influência na evolução do algoritmo, visto que não sobreviverão às próximas etapas. Para garantir que a próxima geração seja ao menos tão boa quanto a primeira, é interessante que alguns cromossomos pais sejam mantidos como membros da nova população. Em geral, o número de reprodutores mantido para a próxima geração deve ser um múltiplo de 2, de modo que a próxima etapa de cruzamento contribua ao processo de otimização.

Após a obtenção dos cromossomos filhos a partir do operador genético de cruzamento, é aplicado o operador de mutação. Este operador consiste em alterar aleatoriamente os genes ou bits do vetor das variáveis de projeto (cromossomo filho) para 1 ou 0 ou vice-versa. Diversos métodos podem ser aplicados na etapa de mutação, contudo, o mais aplicado é a mutação de único ponto, onde apenas um dos bits deste vetor é alterado. Neste método, um dos bits é sorteado e caso a probabilidade de mutação ocorra, seu valor será alterado, do contrário, seu valor será mantido, conforme ilustrado na Figura 21. Este operador genético tem como principais objetivos gerar cromossomos que se encontre nas vizinhanças de cromossomos já existente, realizando uma busca local ao redor de soluções pré-existentes para o problema, além de manter a diversidade genética da população.

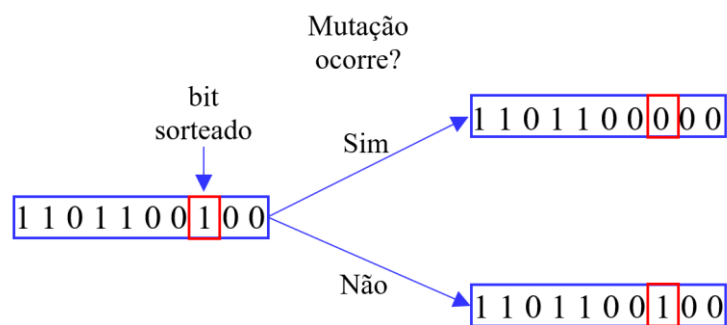


Figura 21 - Processo de mutação de um gene aleatório.

Vale observar que os operadores genéticos de reprodução, cruzamento e mutação em conjunto tendem a resultar em populações com maiores valores médios de aptidão. Mesmo que sua robustez não apresente uma prova matemática, os AGs se provam eficientes na obtenção do ótimo global. Esta característica se dá pelo fato de que, caso uma má solução para o problema de otimização seja obtida, ela tende a ser eliminada na etapa de cruzamento.

4.2 Otimização estrutural da torre de suporte para turbina eólica

De acordo com Lima (2011), a otimização estrutural pode ser dividida em três classes distintas: paramétrica, de forma e topológica. Na otimização paramétrica, são obtidos os valores de parâmetros da estrutura, mantendo sua geometria pré-definida. A otimização de forma é dada através da alteração dos contornos internos e externos da estrutura, para que uma geometria ótima seja alcançada. Já a otimização topológica busca uma distribuição ótima do material, originando uma nova topologia.

O projeto de otimização estrutural neste trabalho consiste em uma otimização paramétrica que visa a obtenção de um projeto estrutural de uma torre de aço com um volume menor do que o projeto inicial, utilizado em SIRQUEIRA (2008), OLIVEIRA (2019), SILVA e OLIVEIRA (2018), considerando restrições de deslocamento, frequência natural, tensão admissível e resistência à flambagem.

De acordo com o capítulo de modelagem estrutural, a torre eólica é dividida em três segmentos cônicos de seção fracamente variável. Em cada uma destas seções, sua espessura varia linearmente de acordo com a altura e as espessuras de sua base e seu topo e sua altura máxima. As equações (30), (31) e (32) apresentam as espessuras variáveis t_1 , t_2 e t_3 dos segmentos inferior, intermediário e superior da torre,

$$t_1 = \frac{(EA - EB)(H_1 - h_1)}{H_1} \quad (30)$$

$$t_2 = \frac{(EB - EC)(H_2 - h_2)}{H_2} \quad (31)$$

$$t_3 = \frac{(EC - ED)(H_3 - h_3)}{H_3} \quad (32)$$

onde EA é a espessura inferior da seção inferior, EB é a espessura superior da seção inferior e a espessura inferior da seção intermediária, EC é a espessura superior da seção intermediária e espessura inferior da seção superior e ED é a espessura superior do segmento superior da torre. H_1 , H_2 e H_3 são as alturas dos segmentos inferior, intermediário e superior, enquanto h_1 , h_2 e h_3 são as alturas cujas espessuras são avaliadas em seus respectivos segmentos. A Figura 22 apresenta uma representação gráfica da localização de cada uma destas variáveis nos três segmentos cônicos da torre de aço.

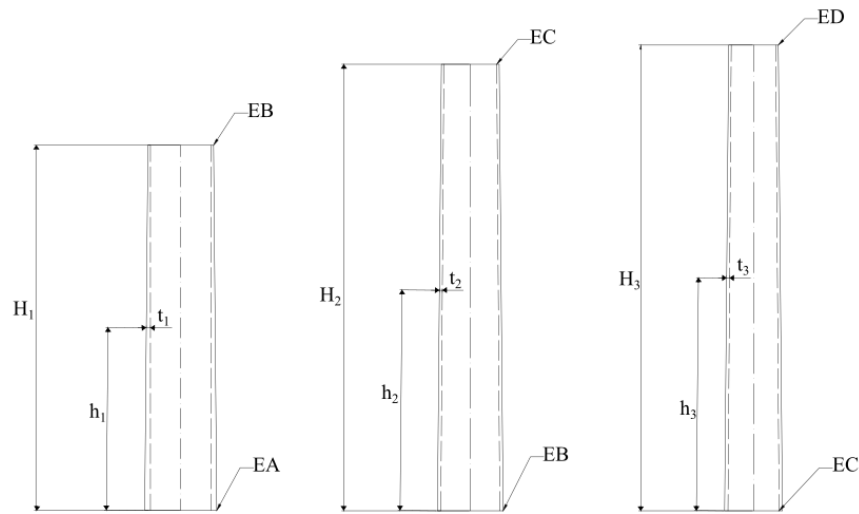


Figura 22 – Parâmetros para cálculo das espessuras variáveis dos segmentos cônicos da torre de aço.

De acordo com resultados apresentados em YOSHIDA *et al.* (2006), FEIJÓ *et al.* (2010), MENDONÇA (2017), DAI *et al.* (2018) e ZHU *et al.* (2020), a otimização estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas apresenta reduções mais expressivas no seu volume são obtidas através da redução das espessuras de suas seções cônicas. Neste contexto, a altura e características geométricas das uniões flangeadas serão mantidos inalterados durante o processo de otimização realizado, enquanto as espessuras EA , EB , EC e ED utilizadas para cálculo das espessuras variáveis dos segmentos cônicos da torre são tomadas como variáveis de projeto.

4.2.1 Restrições de projeto

Na concepção de projetos de estruturas sujeitas à carregamentos dinâmicos, é de extrema importância que suas principais frequências naturais se encontrem em faixas distintas da frequência de excitação das cargas dinâmicas que atuam sobre a mesma. De acordo com Repower Systems (2008), fabricante da turbina de modelo MM92 considerada neste trabalho, a sua faixa de operação varia entre 7,8 e 15 rpm. Com base nestes valores, Sørensen e Sørensen (2010), afirmam que para estruturas de suporte para turbinas deste modelo, a sua frequência fundamental deve estar entre 0,281 Hz e 0,341 Hz. Desta forma, com intuito de evitar o surgimento do problema de ressonância, este trabalho considera uma restrição de frequência fundamental da estrutura f_{01} , conforme equação (33).

$$0,281 \text{ Hz} \leq f_{01} \leq 0,341 \text{ Hz} \quad (33)$$

Durante o processo de otimização estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas, conforme resultados apresentados em FEIJÓ *et al.* (2010), GONÇALVES (2017), DAI *et al.* (2018) e ZHU *et al.* (2020), a redução da espessura das paredes resulta diretamente em uma estrutura menos rígida. Neste contexto, uma restrição de deslocamentos é adicionada para garantir que o deslocamento da estrutura se encontre dentro de um limite. De acordo com o EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2004), o deslocamento horizontal máximo admissível $\delta_{m\acute{a}x}$ no topo de torres de aço como a investigada neste trabalho não devem ultrapassar um determinado valor proporcional à sua altura. Com base no estabelecido e considerando a altura da torre igual a 76,15 m, o deslocamento máximo horizontal da torre de aço deve obedecer a relação descrita na equação (34).

$$\delta_{m\acute{a}x} \leq \frac{h}{50} = 1,52 \text{ m} \quad (34)$$

A restrição de tensão admissível adotada neste trabalho é dada de acordo com o descrito na NBR-8800 (ABNT, 2008). De acordo com a norma, a resistência de um material de construção é dada em função da sua tensão de escoamento σ_0 e de um coeficiente de ponderação da resistência do material γ_m . A Tabela 3 apresenta os valores deste coeficiente para aço estrutural. Visto que a torre é construída em aço S355, com uma tensão de escoamento e considerando o valor de ponderação de resistência referente ao aço em ruptura, é possível definir a restrição de tensão admissível σ_{adm} conforme descrito na equação (35).

Tabela 3 - Valores de coeficientes de ponderação de resistências para aço estrutural (Adaptado de NBR-8800 ABNT, 2008).

| Combinações | Aço estrutural γ_m | |
|----------------------------|---------------------------------------|---------|
| | Escoamento, flambagem e instabilidade | Ruptura |
| Normais | 1,1 | 1,35 |
| Especiais ou de construção | 1,1 | 1,35 |
| Excepcionais | 1,1 | 1,35 |

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_0}{\gamma_m} = 263 \text{ MPa} \quad (35)$$

Visto que torres de aço para suporte de turbinas eólicas são estruturas de paredes finas, existe grande possibilidade de apresentarem falha por flambagem (AL-SANAD *et al.*, 2021). De acordo com Koulatzou *et al.* (2021), a presença da abertura para acesso interno na seção inferior da estrutura resulta em uma redução considerável de sua rigidez e de sua resistência à flambagem, bem como gera um considerável efeito de concentração de tensão. Neste contexto, a consideração de uma restrição de flambagem tende a garantir ao projeto otimizado a ser obtido uma garantia de resistência adequada à este fenômeno. A equação (36) apresenta a restrição à flambagem baseada no estado limite último LS3 do conforme apresentado no EUROCODE 3-1-6 (CEN, 2004),

$$L_{m1} \geq L_{m,0} \quad (36)$$

onde L_{m1} é o multiplicador de carga referente ao primeiro modo de flambagem da estrutura, isto é, um valor no qual a carga aplicada sobre a estrutura deve ser multiplicada para que ocorra a falha por flambagem, ou seja, quanto maior este valor, mais resistente à flambagem será a estrutura. $L_{m,0} = 1,4$ é o valor admissível para o multiplicador, de acordo com DNV Standard (2016).

Tomando como base os resultados da otimização estrutural de torres eólicas apresentados em YOSHIDA (2006), MENDONÇA (2017), ZHU *et al.* (2020) e CASTILHO (2022), é possível verificar que a otimização estrutural de torres eólicas sempre resulta em projetos onde as maiores espessuras encontram-se em sua base, enquanto as menores espessuras são dadas nas partes superiores. Desta maneira, é considerada uma restrição referente às espessuras da torre, de modo que:

$$EA > EB > EC > ED \quad (37)$$

4.3 Metodologia de otimização

O processo de otimização conduzido neste trabalho é dado através de uma interação entre o software de elementos finitos ANSYS (ANSYS, 2015) e o PyGad (GAD, 2021), que é

uma biblioteca em código aberto para resolução de problemas de otimização através dos algoritmos genéticos. Esta abordagem mostra-se interessante frente ao uso exclusivo de otimizadores topológicos, visto que através dela é possível adicionar restrições de projeto, como as apresentadas nas equações (33) à (37), ao invés de apenas considerar o estado de carregamento da estrutura investigada.

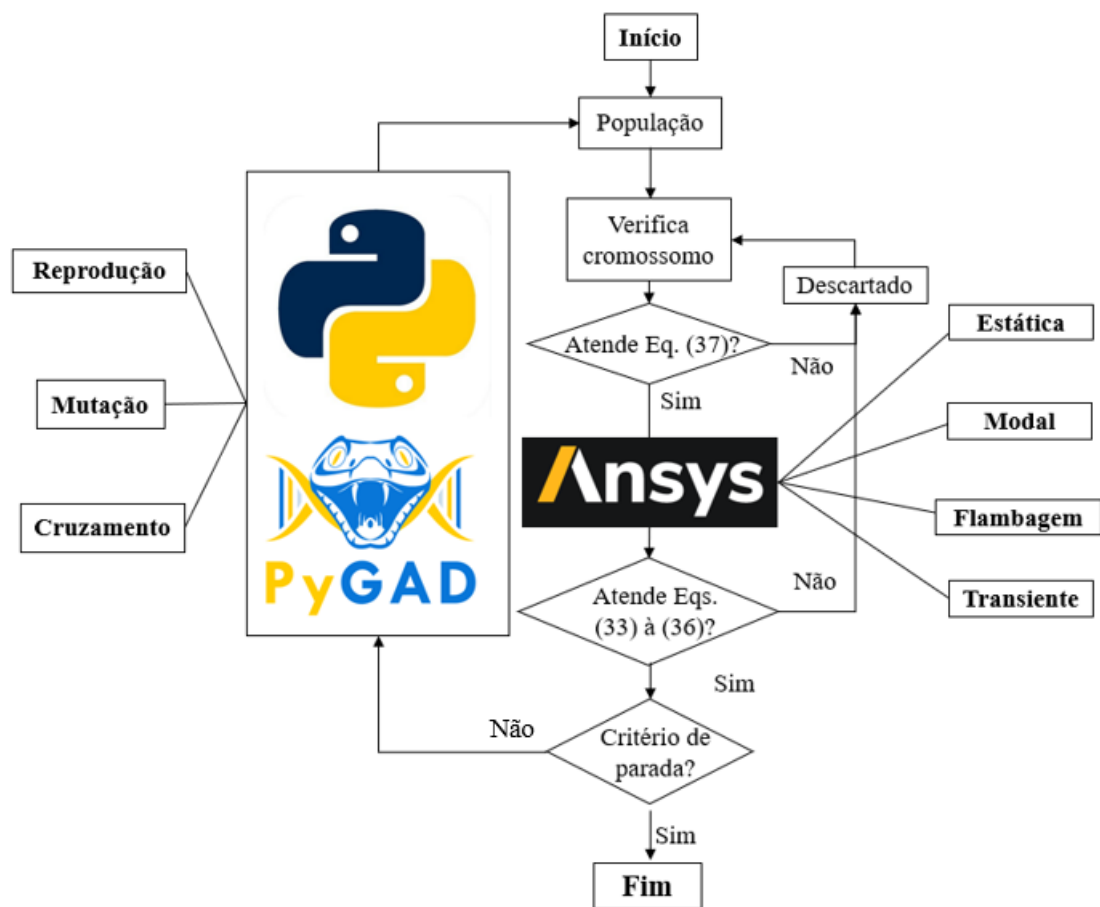


Figura 23 - Procedimento de otimização utilizando interação entre ANSYS e biblioteca Pygad.

A Figura 23 apresenta uma ilustração do processo de otimização executado neste trabalho. Inicialmente o código de algoritmos genéticos gera uma população inicial com valores aleatórios para as variáveis de projeto EA , EB , EC e ED dentro de um espaço de projeto com limites pré-definidos. Em seguida, é verificado se os cromossomos atendem à restrição de projeto descrita na equação (37). Caso tal restrição não seja atendida, este cromossomo é descartado e um próximo é verificado até seja encontrado um cromossomo que atenda esta condição. Quando o cromossomo avaliado atende à restrição das espessuras, seus valores servirão como input para a modelagem e solução da estrutura através do método dos elementos

finitos com o software ANSYS (ANSYS, 2015) e sua resposta estrutural é confrontada com os valores de restrição presentes nas equações (33) à (36) e então seu volume, ou função aptidão é armazenado. Caso o indivíduo atenda às restrições de projeto, ele é selecionado para as etapas de reprodução, cruzamento e mutação dos AGs, do contrário é descartado. Este processo segue até que o critério de convergência seja atingido.

5 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA TORRE DE AÇO

Com intuito de fornecer uma base comparativa, este capítulo apresenta uma verificação do comportamento estrutural da torre de aço investigada, considerando as espessuras do projeto original, isto é $EA = 30 \text{ mm}$, $EB = 21 \text{ mm}$, $EC = 16 \text{ mm}$ e $ED = 12 \text{ mm}$. No primeiro momento, são realizadas uma análise linear estática, vibração livre e de flambagem linear considerando a ação do vento sobre a estrutura com base no modelo contínuo simplificado da NBR-6123 (ABNT, 1988) para uma velocidade básica do vento igual a 35 m/s, cujo detalhamento é apresentado no Apêndice A. Todas estas análises são realizadas através do software de elementos finitos ANSYS (ANSYS, 2015).

A análise estática é realizada de modo que o software resolva a equação (38) para o equilíbrio estático, onde $\{F\}$ é o vetor de forças externas atuantes sobre a estrutura, $[K]$ é a matriz de rigidez e $\{u\}$ é o vetor dos deslocamentos nodais. Nesta análise, o vetor de forças externas é dado pela sobreposição das componentes da ação do vento sobre a torre de aço e sua ação sobre o rotor no topo da torre, bem como o peso próprio da estrutura.

$$\{F\} = [K]\{u\} \quad (38)$$

A análise modal é realizada com intuito de verificar o comportamento dinâmico da estrutura frente à um carregamento externo. Para esta análise, o software de elementos finitos obtém as frequências naturais e modos de vibração através da análise de autovalores e autovetores a partir da solução das equações (39), onde ω_{0i} é a i -ésima frequência natural da estrutural e ϕ_i é o i -ésimo modo de vibração da estrutura. De modo que a equação não apresente a solução trivial, isto é $\phi_i = 0$, é necessário que o determinante $\det([K] - \omega_{0i}^2[M])$ seja nulo. Numericamente, existem diversos métodos para solução do problema de autovalores e autovetores, contudo, neste trabalho é selecionado o método de Iteração de Subespaços ou método de Block Lankzos (ANSYS, 2015), indicado para sistemas com muitos graus de liberdade e elementos tridimensionais.

$$\{[K] - \omega_{0i}^2[M]\}\phi_i = 0 \quad (39)$$

Considerando a análise de flambagem linear, inicialmente é necessária a realização de uma análise estática, visando a obtenção da matriz de rigidez geométrica $[K_G]$, uma matriz que considera o efeito das tensões sobre a rigidez da estrutura. Em um segundo momento, é realizada a análise autovalores e autovetores para obtenção dos multiplicadores de carga em flambagem L_{mi} e seus respectivos modos de flambagem χ_i , conforme equação (40). Assim como na análise modal, as análises de flambagem lineares são numericamente realizadas pelo método de Block Lanczos (ANSYS, 2015).

$$\{[K] - L_{mi}[K]\}\chi_i = 0 \quad (40)$$

Na segunda etapa deste capítulo são apresentados os resultados referentes à análise dinâmica não determinística da estrutura investigada. Para esta verificação, são consideradas 30 séries aleatória de carregamento não determinístico do vento. Sobre a estrutura ainda são consideradas as cargas do vento no rotor e a excitação resultante do fenômeno de desprendimento de vórtices, conforme Seção 2.2, além do peso próprio da estrutura. Com intuito de verificar a convergência dos resultados, uma análise estatística da resposta dinâmica da estrutura é realizada para o deslocamento horizontal e tensão máximos atuantes sobre a estrutura, bem como o primeiro multiplicador de carga em flambagem, com base nas formulações de valores médios, desvios padrões dentro de um intervalo de confiança de 95 % conforme formulação apresentada no Apêndice B deste trabalho. O equilíbrio dinâmico do sistema é descrito pela equação (41), onde $[C]$ é a matriz de amortecimento de Rayleigh, $\{\dot{u}\}$ é o vetor das velocidades e $\{\ddot{u}\}$ é o vetor das acelerações da estrutura. $\{F(t)\}$ é o vetor das cargas externas, cujas componentes que atuam ao longo da altura da torre são alteradas de acordo com o passo de integração de acordo com o passo temporal.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{F(t)\} \quad (41)$$

Vale observar que a integração da equação (41) neste trabalho é realizada através do método de superposição modal, onde durante a análise transiente são obtidos apenas os deslocamentos nodais da estrutura. Os valores referentes aos históricos de tensões são obtidos através do pós-processamento da resposta dinâmica da estrutura de acordo com necessidade.

5.1 Modelo contínuo simplificado da NBR-6123

A Figura 24 apresenta os resultados de deslocamento e distribuição de tensão de von Mises ao longo da estrutura. Na figura 24a é possível verificar que o deslocamento horizontal máximo $U_{X,máx}$ de 0,99 m encontra-se consideravelmente abaixo do limite imposto pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006). Já na Figura 24b, é possível verificar o efeito da concentração de tensões gerado pela abertura para acesso interno, na parte inferior da torre. Nesta região observa-se um valor máximo de tensão de 199 MPa, enquanto para elementos nesta mesma altura o valor máximo de tensão apresentado foi de 98 MPa, representando um fator de concentração de aproximadamente 2. Ainda na Figura 24b, também é possível verificar a influência do efeito do enrijecedor resultante das uniões entre os segmentos cônicos inferior e intermediário da torre. Enquanto nas áreas próximas a esta ligação as tensões chegam a atingir uma magnitude de 147 MPa, no enrijecedor o valor de tensão máximo é de 78 MPa.

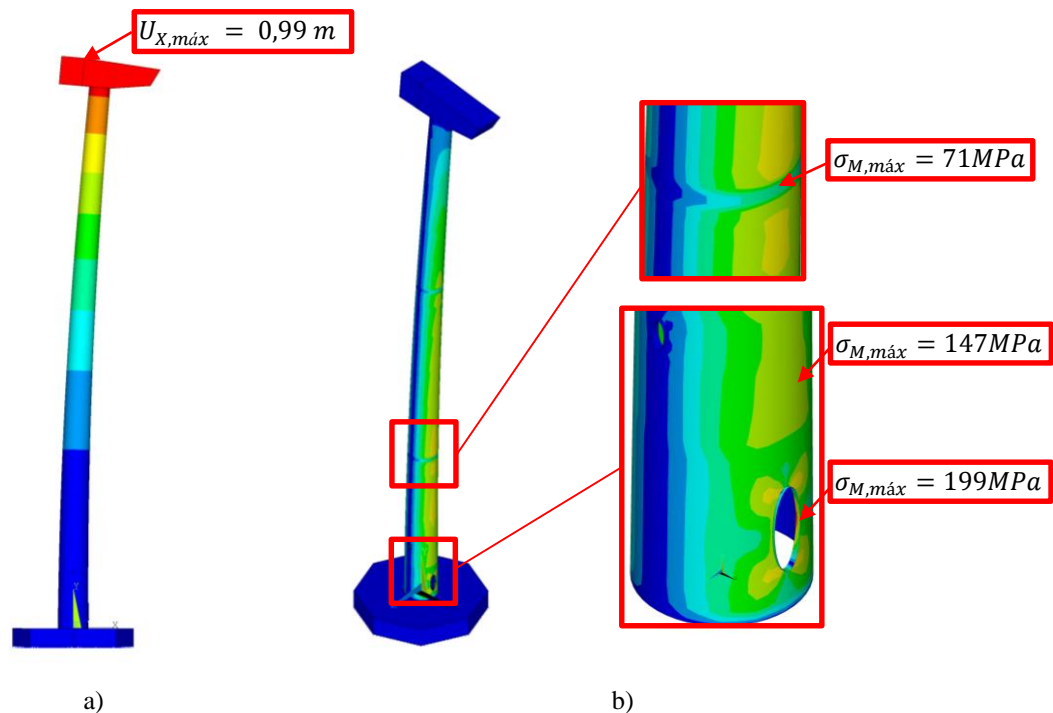


Figura 24 – Resultados da análise estática considerando modelo contínuo simplificado da NBR-6123 (ABNT, 1988): a) Deslocamentos; b) distribuição da tensão de von Mises e detalhes na abertura inferior e nos enrijecedores.

A análise modal é realizada considerando os dez primeiros modos da estrutura, tomando como base o apresentado em SIRQUEIRA (2008), MENDONÇA (2017), SILVA e OLIVEIRA (2018) e OLIVEIRA (2019). A Tabela 4 apresenta as frequências naturais, massa modal, rigidez

modal e amortecimento modal para os dez primeiros modos da estrutura. Se comparados os resultados das quatro primeiras frequências naturais com os valores obtidos experimentalmente por REBELO *et al.* (2012), nota-se uma convergência de 99,4 % para o primeiro modo, 99,1 % para o segundo modo, 88,9 % para o terceiro modo e 89,4 % para o terceiro modo. Os quatro primeiros modos de vibração da estrutura são apresentados na Figura 25. O primeiro e terceiro modos são associados à uma flexão ao redor do eixo Z, o segundo modo se refere à uma torção ao redor do eixo X e o quarto modo representa uma torção ao redor do eixo Y.

Tabela 4 - Características modais da estrutura.

| Modo | Frequência (Hz) | Massa modal (kg) | Rigidez modal (N/m) | Amortecimento modal (Ns/m) |
|------|--------------------|---------------------|------------------------|-------------------------------|
| 1 | 0,338 | 2,261 | 4,523 | 2,127 |
| 2 | 0,340 | 2,282 | 4,564 | 2,136 |
| 3 | 2,460 | 119,514 | 239,027 | 15,461 |
| 4 | 2,498 | 123,151 | 246,303 | 15,694 |
| 5 | 2,667 | 140,375 | 280,750 | 16,756 |
| 6 | 5,470 | 590,524 | 1181,048 | 34,366 |
| 7 | 6,435 | 817,514 | 1635,029 | 40,435 |
| 8 | 6,446 | 820,123 | 1640,245 | 40,500 |
| 9 | 6,684 | 881,755 | 1763,509 | 41,994 |
| 10 | 6,771 | 904,852 | 1809,703 | 42,541 |

A Figura 26 apresenta os quatro primeiros modos de flambagem da estrutura. É possível verificar que a torre de aço apresenta maior tendência a falhar por flambagem local sobre a abertura para acesso interno, no entanto, nota-se que sob o estado de carregamento gerado pelo modelo contínuo simplificado da NBR-6123 (ABNT, 1988), o valor da carga deve ser multiplicado em no mínimo 10,15 vezes para que ocorra a falha por flambagem na estrutura. Ainda é possível verificar que o segundo e o terceiro modos se referem à uma flambagem local no segmento superior, enquanto o quarto modo é dado por uma flambagem local na região no entorno da conexão que se encontra logo acima da abertura para acesso interno. Vale observar que os resultados numéricos para os multiplicadores de flambagem e seus respectivos modos de flambagem estão de acordo com resultados numéricos apresentados em SØRENSEN e SØRENSEN (2010), enquanto os resultados para o primeiro modo estão de acordo com o apresentado em KOULATSOU *et al.* (2021).

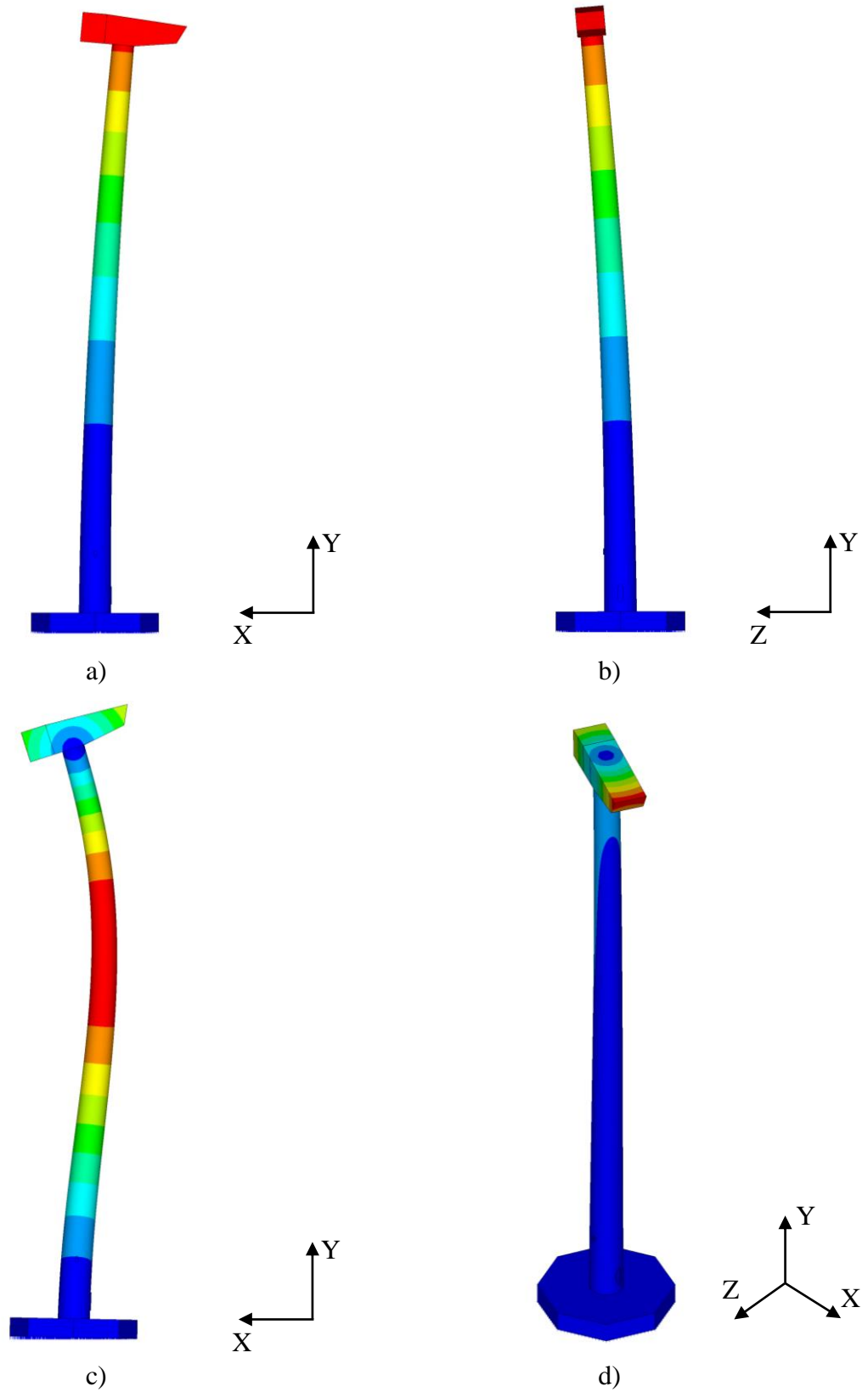


Figura 25 - Quatro primeiros modos de vibração da estrutura: a) $f_{01} = 0,338 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo X; b) $f_{02} = 0,340 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; c) $f_{03} = 2,460 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; d) $f_{04} = 2,498 \text{ Hz}$ - torção ao redor do eixo Y.

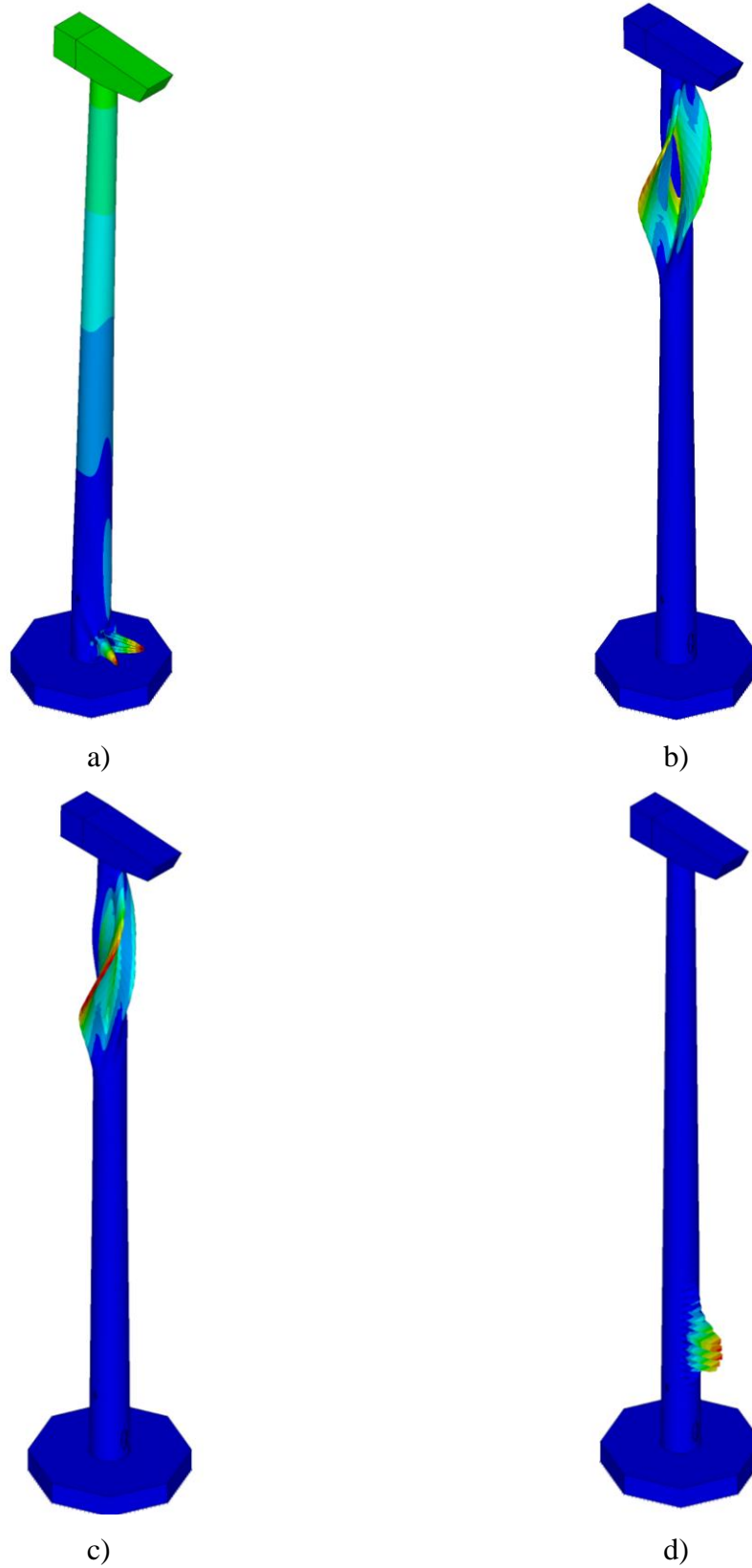


Figura 26 - Quatro primeiros modos de flambagem da estrutura: a) $L_{m1} = 10,15$; b) $L_{m2} = 11,44$ c) $L_{m3} = 11,45$; d) $L_{m4} = 12,07$.

5.2 Análise dinâmica não determinística

Para verificação do comportamento dinâmico estrutural da torre de aço investigada, inicialmente é considerada uma única série aleatória de carregamento não determinístico do vento sobre a estrutura. Para esta série é obtida a resposta do deslocamento horizontal de um nó no topo da estrutura, assim como ilustrado na Figura 27. Na Figura 27a nota-se picos de deslocamentos de 1,032 metros, ligeiramente acima do valor de deslocamento apresentado na Seção anterior. A partir do deslocamento horizontal máximo apresentado indica que a estrutura original atende ao requisito de deslocamento apresentado no EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006). O espectro de resposta do deslocamento horizontal apresentado na Figura 27b indica que a maior transferência de energia para o sistema ocorre em sua frequência fundamental igual a 0,338 Hz, conforme indicado na Figura 27b, já os demais picos presentes neste espectro estão ligados aos seus múltiplos e submúltiplos desta frequência, considerados na construção do espectro de densidade de potência para obtenção da amplitude do carregamento não determinístico do vento. Vale observar que os resultados de deslocamento estão de acordo com resultados numéricos apresentados em OLIVEIRA (2019) e SILVA e OLIVEIRA (2018).

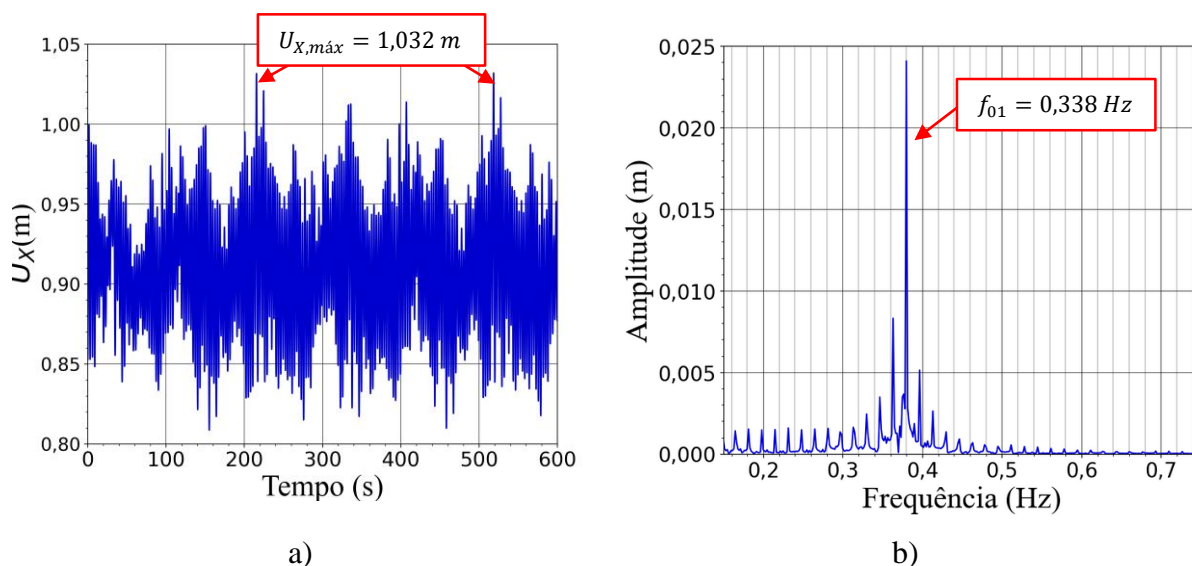


Figura 27 – Resposta do deslocamento de um nó no topo da torre: a) domínio do tempo; b) domínio da frequência.

A Figura 28 apresenta o histórico da tensão de von Mises atuante na estrutura ao longo de 600 segundos. Nota-se que ao comparar os picos de tensão neste histórico temporal, é possível verificar que os carregamentos gerados pelo modelo simplificado na NBR-6123 (ABNT, 1988) é dado de maneira mais conservadora, isto é, resulta em estados de tensão mais

críticos. Vale observar que os resultados apresentados estão de acordo com históricos de tensão, para esta mesma velocidade básica do vento, apresentados em SIMÕES (2020).

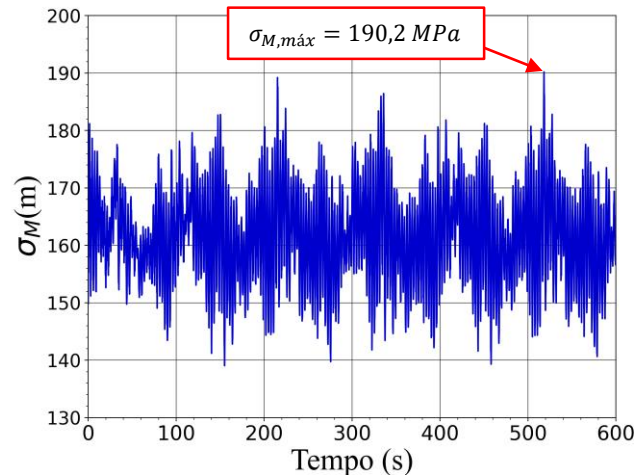


Figura 28 - Histórico de tensões sobre a estrutura.

A Tabela 5 apresenta os resultados de deslocamento horizontal e tensão de von Mises máximos e o multiplicador de carga em flambagem referente ao primeiro modo, considerando as 30 séries de carregamento não determinístico do vento sobre a torre de aço, bem como a média μ , desvio padrão s_d , intervalo de confiança e seus limites inferior e superior. Observa-se que a resposta dos deslocamentos horizontais e tensões de von Mises máximos considerando um nível de confiança de 95% apresentam valores consideravelmente abaixo dos limites estabelecidos pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006) e NBR-8800 (ABNT, 2008). Já o multiplicador de carga em flambagem para o primeiro modo, apresenta um mínimo de 8,55 considerando um nível de confiança de 95%, indicando que a estrutura apresenta uma resistência a flambagem 83,6 % acima do estabelecido pelo DNVGL- ST-0126 (DNVGL, 2016).

Neste momento, é importante observar que, apesar dos valores de tensão máximos atuantes sobre a torre de aço obtidos nesta seção serem inferiores ao máximo obtido através da ação do vento conforme NBR-6123 (ABNT, 1988), os deslocamentos máximos impostos pelo carregamento não determinístico do vento sobre a torre de aço apresentam maiores magnitudes, evidenciando sua importância para uma verificação adequada do seu comportamento estrutural.

Tabela 5 – Resultados e análise estatística da resposta dinâmica da estrutura original.

| Série | U_x (m) | $\sigma_{M,max}$ (MPa) | L_{m1} |
|--------|-----------|------------------------|----------|
| 1 | 1,018 | 185,7 | 8,7 |
| 2 | 1,021 | 187,6 | 8,7 |
| 3 | 1,037 | 185,5 | 8,6 |
| 4 | 1,031 | 189,8 | 8,6 |
| 5 | 1,030 | 186,7 | 8,6 |
| 6 | 1,019 | 181,0 | 8,7 |
| 7 | 1,061 | 196,1 | 8,3 |
| 8 | 1,049 | 186,7 | 8,5 |
| 9 | 1,030 | 190,1 | 8,6 |
| 10 | 1,029 | 187,2 | 8,7 |
| 11 | 1,008 | 180,6 | 8,8 |
| 12 | 1,020 | 187,7 | 8,7 |
| 13 | 1,045 | 191,1 | 8,5 |
| 14 | 1,012 | 187,2 | 8,7 |
| 15 | 1,014 | 185,4 | 8,8 |
| 16 | 1,021 | 188,0 | 8,6 |
| 17 | 1,013 | 180,0 | 8,7 |
| 18 | 1,031 | 186,7 | 8,5 |
| 19 | 1,032 | 190,1 | 8,5 |
| 20 | 1,049 | 191,9 | 8,4 |
| 21 | 1,052 | 189,0 | 8,5 |
| 22 | 1,026 | 184,1 | 8,7 |
| 23 | 1,039 | 185,6 | 8,6 |
| 24 | 1,012 | 183,4 | 8,8 |
| 25 | 1,048 | 194,1 | 8,4 |
| 26 | 1,055 | 190,6 | 8,4 |
| 27 | 1,035 | 186,3 | 8,6 |
| 28 | 1,030 | 188,4 | 8,4 |
| 29 | 1,011 | 183,8 | 8,6 |
| 30 | 0,997 | 187,8 | 8,6 |
| μ | 1,029 | 187,3 | 8,6 |
| s_d | 0,0157 | 3,65 | 0,13 |
| IC95% | 0,005 | 1,27 | 0,05 |
| Mínimo | 1,023 | 186,1 | 8,55 |
| Máximo | 1,034 | 188,6 | 8,65 |

Do ponto de vista de convergência numérica da resposta dinâmica da torre de aço, é realizada uma verificação dos resultados de deslocamento máximo médio, tensão de von Mises máxima média e primeiro multiplicador de flambagem mínimo médio em função do número de séries de carregamento não determinístico do vento. Com intuito de representar graficamente estes resultados em uma mesma escala, cada uma destas respostas é normalizada em relação a seus respectivos valores médios com um total de 30 séries de carregamento, apresentados na Tabela 5. Conforme ilustrado na Figura 29, além das 30 séries de carregamento, nota-se uma

convergência numérica de 100% da resposta dinâmica da estrutura para 21 e 25 séries de carregamento não determinístico do vento para as três variáveis consideradas. No que se refere aos valores de tensão e multiplicador de carga em flambagem, a literatura carece de uma base para comparação para verificação da convergência, porém, no que tange à resposta de deslocamentos horizontais da estrutura, a convergência numérica é dada de maneira coerente com o apresentado em OLIVERIRA (2019) e Silva e Oliveira (2018). Deste modo, é possível verificar que a consideração de 30 séries de carregamento não determinístico sobre a estrutura é suficiente para obtenção de uma convergência numérica satisfatória da sua resposta dinâmica.

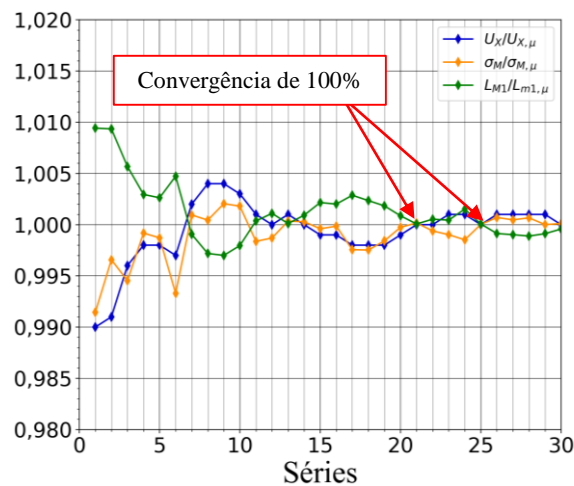


Figura 29 - Valores médios normalizados para análise dinâmica não determinística da torre de aço.

6 OTIMIZAÇÃO ESTRUTURAL DA TORRE DE AÇO PARA SUPORTE DE TURBINA EÓLICA

Assim como no capítulo anterior, os resultados apresentados neste capítulo são divididos em uma primeira seção referente a otimização estrutural onde as cargas do vento sobre a torre de aço são obtidas geradas através do modelo contínuo simplificado da NBR-6123 (ABNT, 1988), conforme Apêndice A, e uma segunda seção referente à otimização estrutural da torre de aço considerando a ação não determinística do vento sobre a estrutura.

Em ambas as seções deste capítulo, a otimização estrutural é conduzida através do procedimento descrito no fluxograma de otimização apresentado na Figura 23. Como parâmetros dos algoritmos genéticos da biblioteca Pygad (GAD, 2021), são considerados uma população de 100 indivíduos, 4 reprodutores com os maiores valores de função aptidão, uma mutação aleatória com 10 % de ocorrer em um espaço de projeto entre 5 e 25 milímetros para cada variável de projeto considerada. As demais opções do algoritmo são mantidas inalteradas. Caso o valor da função aptidão do melhor indivíduo obtido ao longo das gerações não se altere durante cinco gerações consecutivas, a convergência numérica é atingida, do contrário, o processo de otimização continua até a vigésima geração, conforme considerado por MENDONÇA (2017). A Tabela 6 apresenta um resumo dos parâmetros selecionados para os algoritmos genéticos pela biblioteca Pygad (GAD, 2021).

Tabela 6 - Parâmetros selecionados para o algoritmo genético da biblioteca Pygad (GAD, 2021).

| Parâmetro | Configuração |
|----------------------------|--------------|
| População | 100 |
| Reprodutores | 4 |
| Tipo de seleção | Ranking |
| Mutação | Aleatória |
| Taxa de mutação | 10% |
| Limite inferior de mutação | 5 mm |
| Limite superior de mutação | 25 mm |
| Gerações estagnadas | 5 |

Vale observar que a consideração da restrição referente as espessuras das paredes da torre, apresentada na equação (37) torna o processo de otimização computacionalmente mais eficiente, visto que sua verificação é realizada antes do código solicitar a solução numérica do modelo em elementos finitos através do software ANSYS (ANSYS, 2015), de modo que apenas

cromossomos candidatos que atendam à esta especificação sirvam como input para o modelagem da estrutura, reduzindo consideravelmente a quantidade de avaliações da função objetivo durante as etapas dos algoritmos genéticos.

6.1 Otimização estrutural considerando ação estática do vento

Os resultados do processo de otimização estrutural considerando carregamento estático do vento sobre a torre de aço, conforme NBR-6123 (ABNT, 1988) são apresentados na Tabela 7. Observa-se uma redução do volume original de 17,76 m³ da torre para apenas 11,64 m³, representando uma redução de 34,5 % da quantidade de aço necessária para sua construção. Quanto as variáveis de projeto, é possível observar que as maiores reduções ocorreram nas variáveis *EC* e *ED* referentes ao segmento superior da estrutura, enquanto as menores reduções ocorreram nas espessuras *EA* e *EB* relacionadas a seção cônica inferior. Na parte inferior, a menor redução das espessuras pode ser justificada pelo nível mais elevado de tensões impostos pela ação sobreposta das cargas do vento aplicadas ao longo da altura da torre, bem como pela presença das aberturas para acesso interno e ventilação, gerando efeitos de concentração de tensão. Já na parte superior, as maiores reduções das espessuras *EC* e *ED* são justificadas pelos níveis reduzidos de tensão, se comparados às demais regiões da estrutura.

Tabela 7 - Resultados da otimização estrutural da torre de aço considerando carregamento estático do vento de acordo com NBR-6123

| Variável | Projeto original | Projeto otimizado | Variação (%) |
|--------------------------|------------------|-------------------|--------------|
| <i>EA</i> (mm) | 30 | 18,4 | 38,7 |
| <i>EB</i> (mm) | 21 | 15,6 | 25,7 |
| <i>EC</i> (mm) | 16 | 7,6 | 52,5 |
| <i>ED</i> (mm) | 12 | 6,3 | 47,5 |
| $U_{X,máx}$ (m) | 0,99 | 1,39 | 40,4 |
| $\sigma_{M,máx}$ (MPa) | 199 | 260,9 | 31,1 |
| $L_{m,1}$ | 10,15 | 2,64 | 73,9 |
| f_{01} (Hz) | 0,338 | 0,281 | 15,4 |
| Volume (m ³) | 17,76 | 11,64 | 34,5 |

No que se refere às restrições de projeto, nota-se um aumento de 40,4 % do deslocamento horizontal no topo da torre, um aumento de 31,1 % da tensão máxima, e uma redução de 15,4 % e de 73,9 % na frequência fundamental e do multiplicador de carga para o primeiro modo de flambagem da estrutura da estrutura otimizada. Realizando uma comparação

de resposta estrutural do projeto otimizado com suas respectivas restrições de projeto, nota-se que o limite inferior da restrição de frequência fundamental é atingido, enquanto a tensão admissível alcançou 99,2 % do limite estabelecido conforme NBR 8800 (ABNT, 2008). O valor de deslocamento do projeto estrutural otimizado, atingiu 91,4% do limite estabelecido pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006), enquanto o multiplicador de carga em flambagem do primeiro modo é aproximadamente 1,9 vezes o limite inferior estabelecido por DNVGL Standards (DNVGL, 2016).

Com base nos resultados apresentado, é possível verificar que as restrições de frequência fundamental e tensão admissível realizaram as maiores influências sobre o processo de otimização considerando o carregamento estático de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), no entanto é evidente que a ação conjunta das variáveis de projeto consideradas neste trabalho foi de extrema importância na obtenção de um projeto estrutural otimizado adequado.

A Figura 30 apresenta a evolução das variáveis de projeto e do volume da torre de aço ao longo das 20 gerações do algoritmo genético. Nota-se que para as quatro gerações iniciais, ocorrem reduções acentuadas das variáveis de projeto e, por consequência, do volume da torre. Entre a quarta e a sexta geração ocorre uma redução do volume otimizado na ordem de 10^{-2} e, conforme critério adotado, o processo de otimização atinge a convergência numérica após a décima primeira geração.

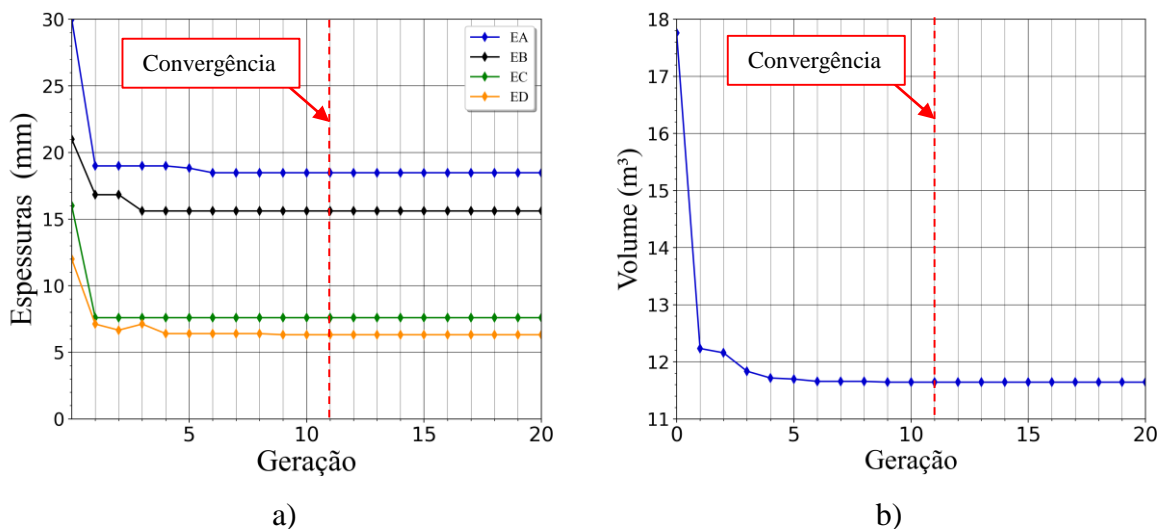


Figura 30 – Evolução do algoritmo genético ao longo de vinte gerações: a) espessuras otimizadas; b) volume otimizado

Considerando o projeto estrutural otimizado da torre de aço obtido nesta seção, novas análises estática, modal e de flambagem linear são realizadas com intuito de verificar de

maneira mais detalhada o seu comportamento estrutural. Estas análises são realizadas considerando as mesmas condições da Seção 5.1 deste trabalho.

No que se refere a análise estática, verifica-se que o valor de tensão máxima de 260,9 MPa sobre a estrutura otimizada permanece na abertura para acesso interno, na seção inferior da torre de aço. Considerando uma nova análise modal, os quatro primeiros modos de vibração da estrutura otimizada obtida nesta seção, bem como as respectivas frequências naturais são apresentados na Figura 31. Nota-se que enquanto os dois primeiros autovetores da estrutura otimizada permanecem inalterados, em relação a estrutura original, ocorre uma alternância entre os terceiro e quarto modos de vibração da estrutura, onde o terceiro modo passa a ser governado por uma torção ao redor do eixo Y e o quarto modo passa a ser dado por uma flexão ao redor do eixo Z.

Os resultados da análise de flambagem linear da estrutura otimizada obtida nesta seção são apresentados na Figura 32, onde é possível verificar que os quatro primeiros modos de flambagem passam a ocorrer no segmento superior da torre de aço. Nota-se ainda que os multiplicadores de carga em flambagem do segundo modo passa a coincidir com o do primeiro modo, enquanto o multiplicador do quarto modo passa a coincidir com o terceiro. Apesar destes resultados indicarem uma tendência de falha por flambagem no segmento superior, vale observar que o multiplicador de carga em flambagem obtido para os primeiro e segundo modos indicam que a carga aplicada deve ser multiplicada 2,64 vezes para que esta falha ocorra. Vale lembrar que de acordo com DNVGL Standards (DNVGL, 2016), os multiplicadores de carga em flambagem para estes modos equivalem a aproximadamente 1,9 vezes o valor mínimo de referência, indicando que a estrutura otimizada obtida nesta seção apresenta uma resistência a flambagem satisfatória.

Na Tabela 8 é apresentando um comparativo entre as quatro primeiras frequências naturais e os quatro primeiros multiplicadores de carga em flambagem das estruturas original e otimizada. Para as frequências naturais, nota-se reduções mais consideráveis para os três primeiros modos de vibração, enquanto o quarto modo apresenta uma redução de apenas 0,2 %, contudo, vale observar que esta pequena alteração em conjunto com a redução de 24 % referente ao terceiro modo foram responsáveis pela alternância entre os terceiro e quarto modos de vibração, em comparação com o projeto original. Quanto aos modos de flambagem, é possível verificar que o processo de otimização resultou em redução de aproximadamente 75% nos multiplicadores dos quatro modos de flambagem considerados

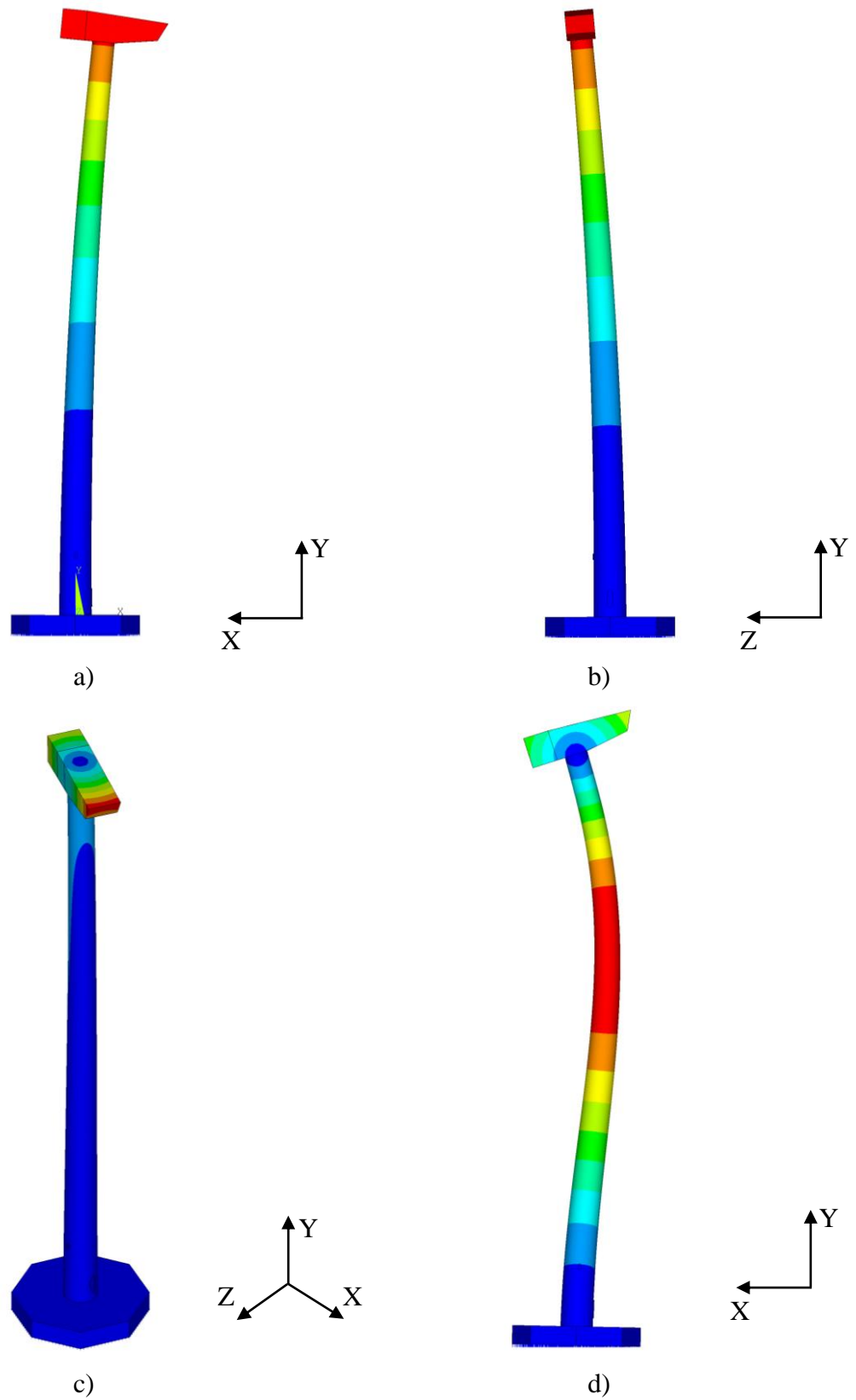


Figura 31 - Quatro primeiros modos de vibração da estrutura otimizada considerando carga estática do vento: a) $f_{01} = 0,281 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo X; b) $f_{02} = 0,282 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z; c) $f_{03} = 1,87 \text{ Hz}$ - torção ao redor do eixo Y; d) $f_{04} = 2,492 \text{ Hz}$ - flexão ao redor do eixo Z.

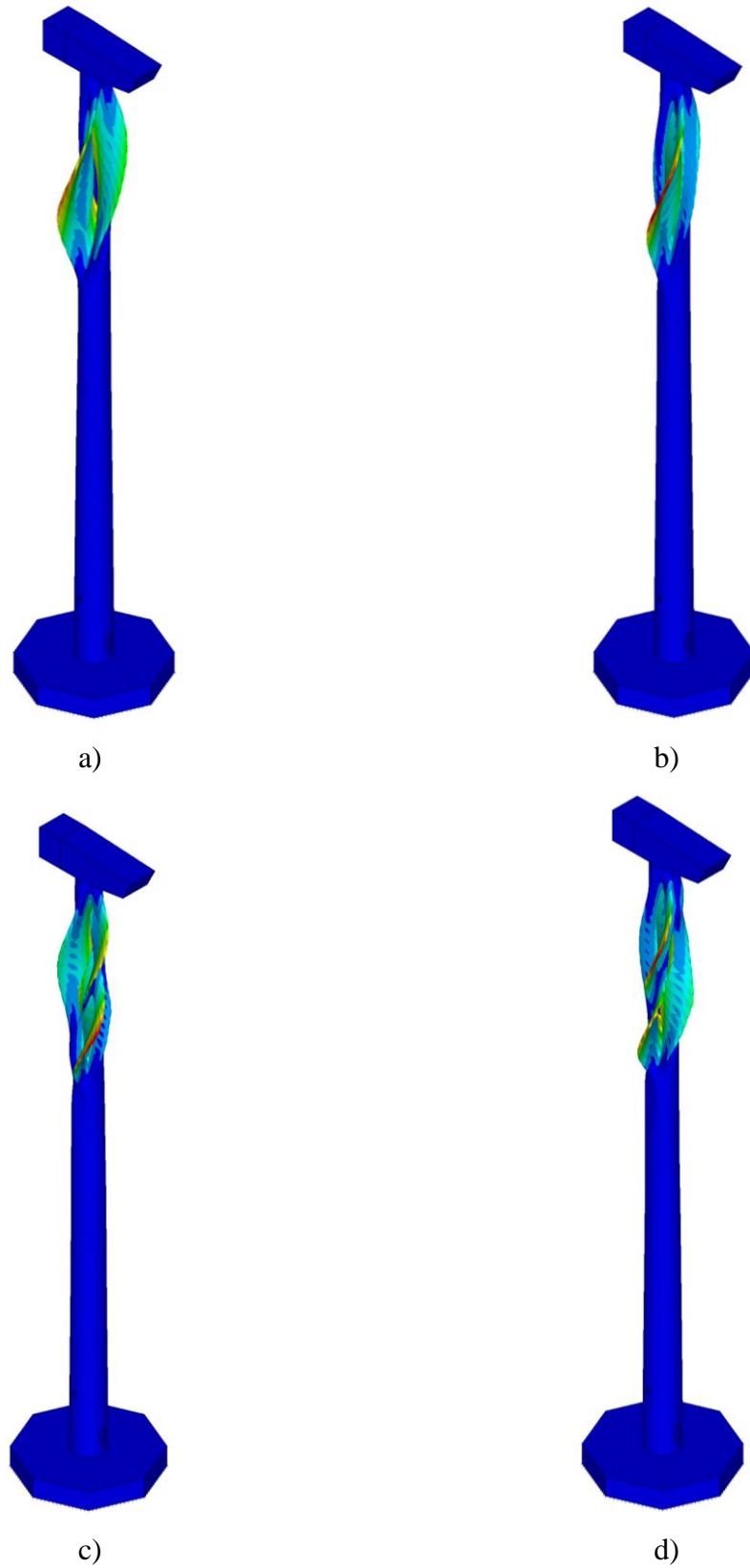


Figura 32 - Quatro primeiros modos de flambagem da estrutura otimizada considerando carga estática do vento:
a) $L_{m1} = 2,64$; b) $L_{m2} = 2,64$ c) $L_{m3} = 2,89$; d) $L_{m4} = 2,89$.

Tabela 8 - Comparativo entre modos de vibração e flambagem das estruturas original e otimizada considerando modelo contínuo simplificado da NBR 6123.

| Modo | Vibração | | | Modo | Flambagem | | |
|----------|----------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|---------|
| | Original | Otimizado | Redução | | Original | Otimizado | Redução |
| f_{01} | 0,338 | 0,281 | 16,7 % | L_{m1} | 10,15 | 2,64 | 74% |
| f_{02} | 0,340 | 0,282 | 17,1% | L_{m2} | 11,44 | 2,64 | 76,9% |
| f_{03} | 2,460 | 1,870 | 24% | L_{m3} | 11,45 | 2,89 | 74,8% |
| f_{04} | 2,498 | 2,492 | 0,2% | L_{m4} | 12,07 | 2,89 | 76,1% |

Com base nos resultados apresentados nesta seção é possível verificar que o projeto estrutural otimizado considerando a ação estática do vento sobre a torre de aço, além de apresentar um volume de aço consideravelmente menor que o projeto estrutural original, atende às restrições de deslocamento, tensão admissível, frequência fundamental e resistência à flambagem estabelecidas pelas diretrizes de projeto consideradas.

6.2 Otimização estrutural não determinística da torre de aço

A Tabela 9 apresenta os resultados para as espessuras e volume, assim como os valores de tensão e deslocamento máximo, frequência fundamental e multiplicador de carga do primeiro modo de flambagem para os projetos otimizados obtidos a partir das trinta séries de carregamento não determinístico do vento, bem como a análise estatística dos resultados, apresentando seus valores médios mínimo e máximo considerando um nível de confiança de 95%. O processo de otimização apresentado resulta em um volume médio de 11,87 m³, porém, de maneira mais conservadora, ao considerar volume máximo com um nível de confiança de 95%, nota-se que o processo de otimização considerando a ação não determinística do vento sobre a torre de aço retorna um volume máximo de 11,93 m³, representando uma redução de 32,8 % de seu volume inicial e apenas 2,4% acima do volume do projeto otimizado obtido na seção anterior.

Tabela 9 - Análise estatística das espessuras e volume otimizados para 30 séries de carregamento não determinístico do vento.

| Série | $U_{X,máx}$ (m) | $\sigma_{M,máx}$ MPa | f_{01} (Hz) | L_{m1} | EA (mm) | EB (mm) | EC (mm) | ED (mm) | Volume (m ³) |
|--------|--------------------|-------------------------|------------------|----------|------------|------------|------------|------------|-----------------------------|
| 1 | 1,490 | 246,3 | 0,281 | 1,9 | 22,9 | 14,3 | 8,2 | 5,1 | 11,66 |
| 2 | 1,519 | 240,8 | 0,282 | 3,1 | 23,6 | 14,0 | 8,1 | 7,2 | 11,99 |
| 3 | 1,520 | 239,9 | 0,284 | 2,2 | 21,4 | 13,7 | 10,5 | 5,4 | 11,91 |
| 4 | 1,518 | 255,5 | 0,283 | 3,3 | 19,7 | 14,6 | 8,8 | 7,0 | 11,86 |
| 5 | 1,513 | 245,9 | 0,285 | 2,0 | 20,6 | 14,0 | 10,6 | 5,0 | 11,92 |
| 6 | 1,513 | 259,2 | 0,284 | 2,1 | 19,5 | 14,2 | 10,7 | 5,2 | 11,89 |
| 7 | 1,519 | 250,5 | 0,282 | 2,7 | 20,0 | 13,3 | 10,9 | 5,7 | 11,78 |
| 8 | 1,519 | 241,4 | 0,281 | 3,1 | 23,6 | 13,2 | 9,3 | 6,6 | 11,90 |
| 9 | 1,519 | 262,5 | 0,282 | 2,8 | 19,9 | 13,8 | 10,1 | 6,1 | 11,81 |
| 10 | 1,518 | 252,1 | 0,288 | 2,2 | 20,6 | 14,8 | 10,5 | 5,4 | 12,20 |
| 11 | 1,520 | 254,0 | 0,285 | 2,1 | 19,9 | 15,2 | 9,1 | 5,4 | 11,89 |
| 12 | 1,519 | 254,2 | 0,286 | 1,9 | 19,8 | 15,9 | 8,4 | 5,2 | 11,92 |
| 13 | 1,519 | 254,2 | 0,286 | 1,9 | 22,7 | 14,5 | 9,0 | 6,0 | 11,92 |
| 14 | 1,519 | 261,0 | 0,283 | 2,1 | 19,9 | 14,8 | 8,9 | 5,4 | 11,72 |
| 15 | 1,519 | 261,0 | 0,283 | 2,1 | 21,6 | 13,7 | 10,4 | 6,0 | 11,72 |
| 16 | 1,520 | 246,4 | 0,281 | 2,3 | 20,7 | 14,7 | 8,2 | 5,8 | 11,67 |
| 17 | 1,518 | 256,7 | 0,286 | 2,1 | 25,0 | 14,9 | 8,0 | 5,5 | 12,12 |
| 18 | 1,516 | 250,4 | 0,281 | 2,6 | 23,5 | 14,2 | 7,8 | 6,3 | 11,81 |
| 19 | 1,516 | 240,5 | 0,286 | 2,6 | 26,0 | 13,6 | 9,4 | 6,1 | 12,27 |
| 20 | 1,515 | 252,9 | 0,284 | 2,9 | 24,0 | 14,3 | 8,1 | 7,5 | 12,17 |
| 21 | 1,511 | 258,0 | 0,286 | 2,8 | 19,9 | 15,8 | 8,1 | 6,5 | 12,02 |
| 22 | 1,518 | 249,5 | 0,282 | 2,1 | 22,7 | 14,5 | 8,1 | 5,4 | 11,74 |
| 23 | 1,512 | 230,4 | 0,286 | 2,0 | 21,9 | 13,9 | 10,6 | 5,1 | 12,03 |
| 24 | 1,494 | 262,6 | 0,286 | 1,9 | 19,9 | 16,6 | 7,7 | 5,2 | 11,97 |
| 25 | 1,492 | 256,3 | 0,281 | 1,8 | 19,6 | 15,4 | 7,9 | 5,1 | 11,57 |
| 26 | 1,517 | 239,7 | 0,282 | 2,4 | 20,5 | 13,5 | 10,5 | 5,6 | 11,79 |
| 27 | 1,517 | 239,7 | 0,282 | 2,4 | 19,4 | 15,2 | 7,9 | 6,5 | 11,79 |
| 28 | 1,516 | 235,4 | 0,281 | 2,3 | 21,4 | 13,9 | 9,1 | 5,5 | 11,68 |
| 29 | 1,502 | 255,0 | 0,281 | 1,8 | 21,1 | 15,0 | 7,9 | 5,0 | 11,60 |
| 30 | 1,510 | 244,4 | 0,281 | 2,4 | 22,7 | 12,5 | 11,0 | 5,4 | 11,82 |
| μ | 1,514 | 249,9 | 0,283 | 2,3 | 21,5 | 14,4 | 9,1 | 5,8 | 11,87 |
| s_d | 0,0084 | 8,6 | 0,002 | 0,4 | 1,8 | 0,9 | 1,1 | 0,7 | 0,17 |
| IC95% | 0,003 | 3,08 | 0,001 | 0,15 | 0,64 | 0,31 | 0,40 | 0,24 | 0,061 |
| Mínimo | 1,511 | 246,8 | 0,283 | 2,2 | 20,83 | 14,09 | 8,72 | 5,53 | 11,810 |
| Máximo | 1,522 | 258,5 | 0,285 | 2,8 | 22,10 | 14,71 | 9,53 | 6,01 | 11,933 |

No que se refere às restrições de projeto, nota-se que o deslocamento horizontal admissível no topo da estrutura foi atingido em 21 das 30 séries de carregamento, enquanto nas demais séries o valor obtido ficou consideravelmente próximo ao limite adotado, com sua resposta máxima média ultrapassando este limite em apenas 2 mm. Assim como na seção

anterior, a restrição de frequência fundamental apresentou papel importante no processo de otimização, visto que seu limite inferior foi atingido em 8 séries de carregamento, enquanto seu valor mínimo dentro de intervalo de confiança é apenas 7% maior que o limite inferior da restrição de frequência natural. Ao observar os valores de tensão obtido em cada série, é possível observar que seu valor máximo em um intervalo de confiança de 95% representa 98,3% do limite imposto pela restrição de tensão admissível. Considerado o valor mínimo do multiplicador de carga do primeiro modo de flambagem da estrutura dentro obtido dentro do intervalo de confiança de 95% considerado, é possível verificar que o processo de otimização retorna uma estrutura com uma resistência de aproximadamente 1,6 vezes o limite adotado. Apesar de nitidamente as restrições de projeto de deslocamento e tensão realizarem a maiores influências sobre o processo de otimização considerando a ação não determinística do vento, é evidente que o conjunto de restrições de projeto adotadas foi responsável pela obtenção do projeto estrutural adequado.

Analisando as espessuras otimizadas, em um intervalo de confiança de 95%, nota-se que, assim como na seção anterior, as variáveis de projeto referentes ao segmento superior da torre de aço sofreram as maiores reduções, com a espessura EC sendo reduzida em 40,4 %, e a variável ED reduzida em 49,9%, enquanto as variáveis EA e EB referentes ao segmento inferior foram reduzidas em 26,3 % e 29,9 %, respectivamente, evidenciando mais uma vez a influência da abertura para acesso interno sobre a resistência mecânica da torre.

Ao realizar uma comparação entre o projeto estrutural otimizado apresentado nesta seção com o obtido na seção anterior, nota-se que o projeto otimizado considerando a ação não determinística do vento apresenta as espessuras EA e EC com valores 16,7 % e 20% maiores que os respectivos valores obtidos através da consideração da ação estática do vento, já a variável EB apresenta um valor reduzido em 9% enquanto a variável ED obtida representa um valor 3,2 % abaixo do valor obtido na seção anterior.

Com objetivo de avaliar o comportamento dos algoritmos genéticos sobre a otimização estrutural da torre de aço considerando a ação não determinística do vento, realiza-se uma análise da evolução das variáveis de projeto e volume da torre ao longo das gerações consideradas. Para isto, a média destes valores é calculada com base nos resultados do algoritmo para cada geração considerando as 30 séries. Uma representação gráfica destes resultados é apresentada na Figura 33, onde \overline{EA} , \overline{EB} , \overline{EC} e \overline{ED} são as médias das variáveis de projeto EA , EB , EC e ED . Assim como nos resultados da seção anterior, as maiores reduções das espessuras

e do volume ocorrem nas gerações iniciais, porém, para esta seção a convergência numérica é atingida na décima quarta geração.

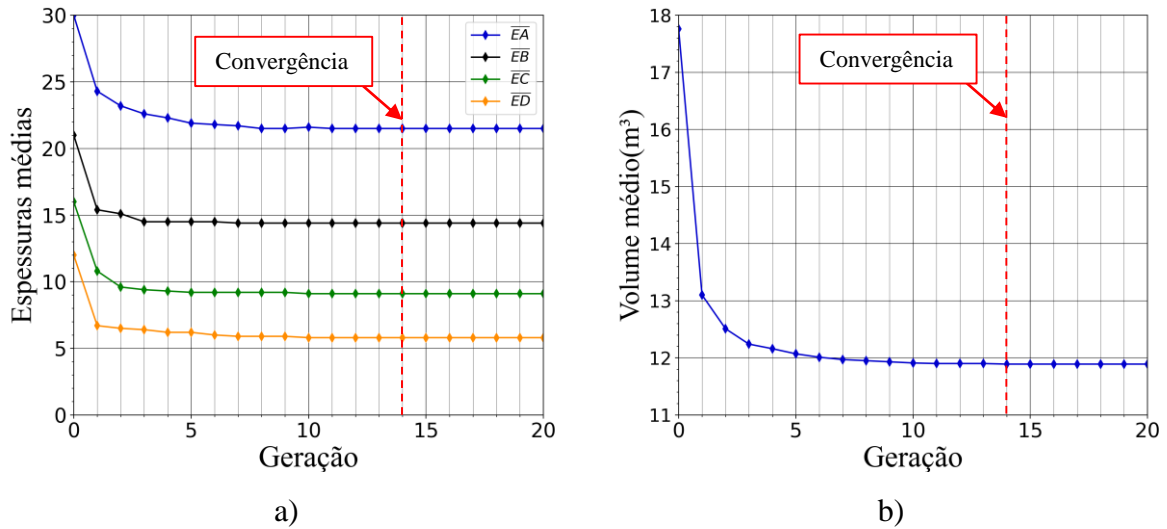


Figura 33 - Espessuras e volume médios obtidos ao longo das gerações dos algoritmos genéticos.

Uma análise transiente do projeto estrutural obtido nesta seção é realizada, de modo a verificar se a estrutura otimizada obtida nesta seção de fato atende às diretrizes de projeto consideradas neste trabalho. Para isto, adotando uma abordagem conservadora, o projeto considerado na análise é o dado através valores máximos das variáveis de projeto obtidas em um intervalo de confiança de 95%, isto é $EA_{95\%} = 22,1 \text{ mm}$, $EB_{95\%} = 14,71 \text{ mm}$, $EC_{95\%} = 9,53 \text{ mm}$ e $ED_{95\%} = 6,01 \text{ mm}$. Com estas espessuras, a torre de aço passa a apresentar um volume de $12,2 \text{ m}^3$, resultando em uma redução de 31,3 % se comparado com o volume do projeto original.

A estrutura obtida através das espessuras $EA_{95\%}$, $EB_{95\%}$, $EC_{95\%}$ e $ED_{95\%}$ apresenta frequências naturais $f_{01} = 0,282 \text{ Hz}$, relacionada à um modo de flexão ao redor do eixo global Z, $f_{02} = 0,284 \text{ Hz}$ referente à uma flexão em torno do eixo global X, $f_{03} = 1,91 \text{ Hz}$ para um modo de torção ao redor do eixo global Y e $f_{04} = 0,282 \text{ Hz}$. Já os primeiro quatro modos de flambagem são dados no segmento superior da torre, com o primeiro modo coincidindo com o segundo, com um multiplicador de carga em flambagem de 2,75, e o terceiro modo coincidindo com o quarto, apresentando um multiplicador de carga de 3,1. Vale observar que tanto os modos de vibração quanto os de flambagem para esta estrutura são dados de maneira equivalente aos do projeto otimizado obtidos na seção anterior.

A Tabela 10 apresenta os valores de deslocamento máximo e tensão máximos, multiplicador de carga do primeiro modo de flambagem, assim como a análise estatística destes resultados tanto para a estrutura original quanto para o projeto otimizado considerando os valores das variáveis de projeto $EA_{95\%}$, $EB_{95\%}$, $EC_{95\%}$ e $ED_{95\%}$. Ao analisar o deslocamento horizontal máximo para o projeto otimizado, observa-se que para todas as séries de carregamento do vento, seus valores se aproximam consideravelmente do limite de 1,52 m imposto pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006). Considerando seu valor máximo dentro do intervalo de confiança de 95%, observa-se uma aproximação de 98,5 % deste limite. Se comparado ao mesmo valor para o projeto original, nota-se que o projeto estrutura otimizado nesta seção apresenta valores médios de deslocamento 31 % maiores. Ao comparar os valores de tensão para os dois projetos estruturais, nota-se que a torre otimizada apresenta valores 17,2 % mais elevados que o projeto original, com um máximo de 227,8 MPa, representando 86,6 % da tensão admissível com base na NBR 8800 (ABNT, 2008). Considerando os valores mínimos do multiplicador de carga do primeiro modo de flambagem, para o intervalo de confiança de 95%, nota-se uma redução de 69 %, contudo, vale observar que a estrutura otimizada ainda apresenta uma resistência à flambagem de aproximadamente duas vezes o limite inferior estabelecido pelo DNVGL Standard (DNVGL, 2016). Estes resultados indicam que a otimização estrutural não determinística da torre de aço considerando as 30 séries de carregamento dinâmico do vento é capaz de retornar um projeto estrutural com um volume consideravelmente reduzido e que atende as restrições de projeto adotadas.

Neste momento, é importante ressaltar que o projeto estrutural otimizado obtido nesta seção alcança uma redução de volume 3,2 % menor que a obtida na seção referente a otimização considerando a ação estática do vento de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988). No entanto, pode-se dizer que o projeto estrutural otimizado obtido nesta seção apresenta maior robustez frente às incertezas relacionadas a ação não determinística do vento sobre a estrutura. Esta afirmação pode ser verificada de maneira simples. Ao realizar uma análise transiente considerando uma série aleatória de carregamento do vento, obtém-se um valor de deslocamento de 1,54 metros, com uma tensão máxima de 286,6 MPa, indicando claramente que a estrutura obtida na seção anterior não atenderia aos requisitos de projeto adotado. Deste modo, torna-se evidente a necessidade da consideração da ação não determinística do vento sobre a torre de aço para a obtenção de um projeto estrutural adequado.

Tabela 10 - Análise estatística da resposta dinâmica da estrutura original e da estrutura otimizada considerando o carregamento não determinístico do vento sobre a torre de aço.

| Série | Original | | | Otimizado | | |
|----------|--------------|---------------------------|----------|--------------|---------------------------|----------|
| | U_x (m) | $\sigma_{M,max}$ (MPa) | L_{m1} | U_x (m) | $\sigma_{M,max}$ (MPa) | L_{m1} |
| 1 | 1,018 | 185,7 | 8,7 | 1,484 | 219,6 | 2,7 |
| 2 | 1,021 | 187,6 | 8,7 | 1,496 | 223,2 | 2,6 |
| 3 | 1,037 | 185,5 | 8,6 | 1,512 | 222,1 | 2,6 |
| 4 | 1,031 | 189,8 | 8,6 | 1,490 | 222,7 | 2,7 |
| 5 | 1,030 | 186,7 | 8,6 | 1,509 | 224,8 | 2,7 |
| 6 | 1,019 | 181,0 | 8,7 | 1,468 | 216,4 | 2,7 |
| 7 | 1,061 | 196,1 | 8,3 | 1,474 | 218,9 | 2,7 |
| 8 | 1,049 | 186,7 | 8,5 | 1,498 | 223,9 | 2,6 |
| 9 | 1,030 | 190,1 | 8,6 | 1,524 | 226,6 | 2,7 |
| 10 | 1,029 | 187,2 | 8,7 | 1,526 | 227,6 | 2,6 |
| 11 | 1,008 | 180,6 | 8,8 | 1,490 | 221,7 | 2,6 |
| 12 | 1,020 | 187,7 | 8,7 | 1,488 | 219,7 | 2,6 |
| 13 | 1,045 | 191,1 | 8,5 | 1,500 | 223,2 | 2,6 |
| 14 | 1,012 | 187,2 | 8,7 | 1,519 | 227,0 | 2,6 |
| 15 | 1,014 | 185,4 | 8,8 | 1,523 | 228,0 | 2,6 |
| 16 | 1,021 | 188,0 | 8,6 | 1,486 | 220,7 | 2,6 |
| 17 | 1,013 | 180,0 | 8,7 | 1,511 | 223,8 | 2,6 |
| 18 | 1,031 | 186,7 | 8,5 | 1,468 | 219,2 | 2,7 |
| 19 | 1,032 | 190,1 | 8,5 | 1,497 | 222,8 | 2,7 |
| 20 | 1,049 | 191,9 | 8,4 | 1,515 | 222,4 | 2,6 |
| 21 | 1,052 | 189,0 | 8,5 | 1,499 | 223,9 | 2,7 |
| 22 | 1,026 | 184,1 | 8,7 | 1,468 | 217,4 | 2,7 |
| 23 | 1,039 | 185,6 | 8,6 | 1,480 | 222,2 | 2,7 |
| 24 | 1,012 | 183,4 | 8,8 | 1,472 | 218,3 | 2,7 |
| 25 | 1,048 | 194,1 | 8,4 | 1,476 | 219,7 | 2,7 |
| 26 | 1,055 | 190,6 | 8,4 | 1,463 | 216,1 | 2,7 |
| 27 | 1,035 | 186,3 | 8,6 | 1,463 | 217,4 | 2,7 |
| 28 | 1,030 | 188,4 | 8,4 | 1,440 | 217,9 | 2,7 |
| 29 | 1,011 | 183,8 | 8,6 | 1,428 | 218,5 | 2,7 |
| 30 | 0,997 | 187,8 | 8,6 | 1,489 | 226,5 | 2,6 |
| s_d | 1,029 | 187,3 | 8,6 | 1,489 | 221,7 | 2,7 |
| σ | 0,0157 | 3,65 | 0,13 | 0,0237 | 3,39 | 0,03 |
| IC95% | 0,005 | 1,27 | 0,05 | 0,0085 | 1,21 | 0,012 |
| Mínimo | 1,024 | 186,1 | 8,55 | 1,480 | 225,3 | 2,62 |
| Máximo | 1,034 | 188,6 | 8,65 | 1,497 | 227,8 | 2,64 |

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho é realizada a otimização estrutural de uma torre de aço para suporte de turbinas eólicas, com objetivo de reduzir o volume total de aço necessário para a sua construção, considerando uma modelagem não determinística da ação do vento sobre a estrutura, levando em conta restrições de projeto de frequência natural, deslocamento horizontal, tensão admissível e resistência à flambagem. A análise da resposta estrutural da torre de aço é realizada através de um modelo em elementos finitos tridimensional que considera os efeitos do vento sobre a estrutura, sua interação com o solo, além das forças do vento sobre o rotor, através do software ANSYS (ANSYS, 2015). O processo de otimização estrutural é realizado com base nos algoritmos genéticos com auxílio da biblioteca Pygad (GAD, 2021). Dada a natureza da formulação para a ação não determinística do vento, é conduzida uma análise estatística dos resultados do processo de otimização e da resposta dinâmica das estruturas original e otimizadas, considerando 30 séries de carregamento com objetivo da obtenção dos resultados considerando um intervalo de confiança de 95%.

Visando a obtenção de um projeto estrutural otimizado, e que suporte de maneira satisfatória a ação dinâmica do vento, inicialmente é realizada uma investigação do comportamento mecânico do projeto estrutural original através de análises estática, modal, de flambagem linear e transiente, com objetivo de comparar suas respostas com resultados presentes na literatura, de modo a validar o modelo em elementos finitos da estrutura. Em um segundo momento, é realizada uma otimização estrutural considerando a ação estática do vento de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), com objetivo de fornecer uma base comparativa para posterior verificação da influência consideração da ação não determinística sobre o processo de otimização.

7.1 Análise estrutural considerando ação estática do vento

Esta análise foi realizada com intuito de verificar os resultados de deslocamento e tensão máximos, bem como frequências naturais e modos de flambagem para a estrutura original, com dimensões de acordo com REBELO *et al.* (2012), considerando a ação estática do vento sobre a estrutura através no modelo contínuo simplificado da NBR 6123 (ABNT, 1988) para uma velocidade básica do vento de 35 m/s.

Considerando uma análise estática linear, o deslocamento horizontal máximo no topo da torre, foi obtido um valor de 0,99 m, indicando que a estrutura original atendia de maneira satisfatória o valor estabelecido pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006). No que se refere a distribuição de tensão ao longo da estrutura, foi verificado que o valor máximo de 199 MPa ocorria na abertura para acesso interno em seu segmento inferior. Nesta análise, ainda foi possível verificar que nas uniões entre os segmentos cônicos apresentavam tensões consideravelmente menores que em suas proximidades. Vale observar que a estrutura original atendeu de maneira satisfatória o limite de tensão de 263 MPa considerado com base na NBR 8800 (ABNT, 2008).

Os resultados da análise modal indicaram uma calibragem adequada do modelo em elementos finitos, visto que uma comparação dos resultados com dados experimentais apresentados em Rebelo *et al.* (2012) indica uma convergência de 99,4 % com primeiro modo, 99,1 % com o segundo, e 88,9 % e 89,4 % com o terceiro e quarto modos. Já na análise de flambagem linear, foi verificado que a torre de aço apresentaria uma tendência a flambagem sobre a abertura para acesso interno, no entanto, esta falha só ocorreria caso a força estática do vento fosse multiplicada por um fator de 10,15, indicando que o projeto estrutural original apresentava uma considerável resistência a este fenômeno.

7.2 Análise dinâmica não determinística

A obtenção dos resultados nesta seção foi realizada através da análise estatística da resposta dinâmica da estrutura para 30 séries de carregamento não determinístico do vento. Uma análise do histórico dos deslocamentos no topo da estrutura indicou que em determinados instantes de tempo, para uma mesma velocidade básica do vento, o carregamento não determinístico impunha valores ligeiramente mais elevados que o valor máximo apresentado na análise estática. Em adição, verificou-se que o maior pico de transferência de energia ocorria para a frequência fundamental da estrutura, enquanto os demais picos presentes no espectro de resposta do deslocamento estavam associados aos harmônicos considerados na construção do espectro de potência.

Com um intervalo de confiança de 95 %, foi possível verificar que o carregamento não determinístico do vento impunha sobre a estrutura um deslocamento máximo médio de 1,034 m, valor 4,3 % mais elevado que o obtido na análise estática. Para as tensões, foi obtido um valor médio máximo de 188,6 MPa. O primeiro multiplicador de carga em flambagem, apresentou

um valor médio mínimo de 8,55, indicando uma redução de 15,7 % na resistência à flambagem da estrutura, se comparado ao resultado de 10,15 obtido na análise estática.

Uma análise da convergência da resposta dinâmica da estrutura indicou uma convergência de 100% dos resultados para 21 e 25 séries, estando de acordo com o apresentado em Oliveira (2019), indicando que as 30 séries consideradas seriam suficientes para obtenção da resposta estrutural adequada, quanto os resultados da otimização não determinística da torre de aço.

7.3 Otimização considerando carregamento estático com base na NBR 6123

Com base na otimização estrutural apresentada nesta seção, foi verificado que o processo de otimização considerando a ação estática do vento de acordo com o modelo simplificado da NBR 6123 (ABNT, 1988), retornou uma torre de aço com um volume de 11,64 m³, representando uma redução de 34,5 %. Neste processo verificou-se que as maiores reduções de espessura ocorreram na parte superior, enquanto as menores reduções aconteceram no segmento inferior, por conta dos efeitos de concentração de tensão gerados pela abertura para acesso interno.

Dentre as restrições de projeto, foi possível verificar que as restrições de frequência fundamental e tensão desempenharam o papel mais importante no processo de otimização, visto que o limite inferior da restrição de frequência foi atingido, enquanto a tensão máxima atingiu um valor de 260,9 MPa, equivalendo à 99,2 % do limite estabelecido conforme NBR 8800 (ABNT, 2008). Para o deslocamento, verificou-se um valor máximo de 1,34 m, sendo 91,4 % do valor baseado no EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006), enquanto o multiplicador de carga em flambagem do primeiro modo é aproximadamente 1,9 vezes o limite inferior estabelecido por DNVGL Standards (DNVGL, 2016). Desta forma, foi possível verificar que todas as restrições de projeto adotadas foram de extrema importância para obtenção de um projeto otimizado adequado.

7.4 Otimização não determinística

Ao realizar uma análise transiente considerando o projeto otimizado obtido a partir da ação estática do vento de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988), observou-se que os valores de tensão e deslocamento ultrapassaram os limites estabelecidos pelas normas de projeto para

a estrutura investigada. Neste contexto, foi evidenciada a relevância da consideração a ação dinâmica do vento sobre a estrutura de modo a obter um projeto estrutural otimizado adequado.

Considerando uma abordagem conservadora, os valores máximos médios em um intervalo de confiança de 95 % para as variáveis de projeto foram utilizados para obtenção de um projeto otimizado com um volume de 12,2 m³, significando uma redução de 31,3 % do volume inicial da estrutura e apenas 4,6 % acima do volume do projeto estrutural obtido através da consideração da carga estática sobre a estrutura. Apesar da proximidade dos volumes obtidos nos dois processos de otimização realizados, foi possível verificar que o projeto estrutural obtido através da otimização não determinística apresentou maior robustez frente à ação do dinâmica do vento, enquanto o projeto obtido considerando a ação estática conforme NBR 6123 (ABNT, 1988) não atenderia as restrições de deslocamento e tensão baseadas no EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006) e na NBR (8800), evidenciando a necessidade da consideração da ação dinâmica do vento sobre a torre de aço para obtenção de um projeto estrutural adequado.

Do ponto de vista das variáveis de projeto, notou-se que a restrição de deslocamento passou a desempenhar maior relevância sobre o processo de otimização, visto que seu limite superior foi atingido em 21 das 30 séries de carregamento consideradas, no entanto, foi possível verificar que o conjunto de restrições de projeto foi crucial para o processo.

Uma análise estatística da resposta dinâmica da estrutura original e da otimizada mostrou que, dentro de um intervalo de confiança de 95 %, a estrutura otimizada passaria a operar com um deslocamento máximo médio de 1,497 m, 31% maior que o projeto original e 98,5 % do limite de 1,52 m dado pelo EUROCODE 3-3-2 (CEN, 2006). Para o projeto estrutural otimizado, notou-se ainda um aumento de 17,2 % no valor da tensão máxima média e uma redução de 69 % na mínima média do primeiro multiplicador de carga em flambagem da estrutura. Vale ressaltar que a tensão máxima média obtida para o projeto estrutural otimizado representa 86,6 % do valor de tensão admissível com base na NBR 8800 (ABTN, 2008), enquanto o valor mínimo médio do primeiro multiplicador de carga em flambagem equivale a duas vezes o limite inferior estabelecido por DNVG Standards (DNVGL, 2016). Dentro deste contexto, foi possível verificar que o processo de otimização estrutural considerando a ação não determinística do vento foi capaz de retornar um projeto com um volume reduzido e que atende às restrições de projeto consideradas, além de apresentar robustez às incertezas relacionadas a ação dinâmica não determinística do vento sobre a estrutura.

7.5 Sugestões para trabalhos futuros

De acordo com os resultados obtidos na otimização estrutural realizada neste trabalho, notou-se que as menores reduções de espessura ocorreram no segmento inferior da torre, deste modo, a adição de anéis enrijecedores nesta região, em especial sobre a abertura para acesso interno, pode ser uma abordagem viável para aumento da resistência mecânica da torre, possibilitando maiores reduções de espessura em suas proximidades. Com intuito de obter uma representação mais fiel da ação do vento sobre a estrutura, é sugerida a consideração das cargas dinâmicas do vento sobre o rotor através do Modelo de momento do elemento de pá ou através da dinâmica de fluidos computacional. Do ponto de vista de otimização, sugere-se a consideração de diferentes materiais de construção, número de enrijecedores e de segmentos da torre de aço pode representar uma boa abordagem para a obtenção de um projeto estrutural otimizado mais robusto. Em adição, a consideração de uma restrição de projeto relacionada à fadiga de fato retornará um projeto estrutural otimizado ainda mais confiável. No projeto estrutural otimizado considerando a ação dinâmica do vento o deslocamento horizontal no topo da torre apresentou um aumento significativo, neste contexto, também é proposta uma otimização multiobjetivo visando sua minimização em consonância à redução do volume da torre de aço através da aplicação dos algoritmos genéticos de seleção não dominante. Por fim, restrições referentes ao custo de construção e eficiência energética tendem a tornar o projeto estrutural otimizado ainda mais atrativo do ponto de vista econômico.

REFERÊNCIAS

- AL ZAIDEE, Salah R.; AL SALMANI, Ashraf. Non-Deterministic Analysis of Wind Loads Effects on High-Rise Buildings.
- AL-SANAD, Shaikha et al. Reliability-based design optimisation framework for wind turbine towers. *Renewable Energy*, v. 167, p. 942-953, 2020.
- ANSYS, ANSYS Help Documentation, ANSYS, Inc, 2015. Theory Release 8. ANSYS, Inc. Theory Reference (version 16.2), 2015
- Associação Brasileira de Energia Eólica. Energia eólica: Os bons ventos do brasil. Technical report, ABEEólica, 2022.
- 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.
- BAZEOS N., HATZIGEORGIU G.D., KARABALIS D.L., Static, Seismic and Stability Analyses of a Prototype Wind Turbine Steel Tower. *Engineering Structures* 24: 1015-1025. 2002.
- BERTELÈ, M.; BOTTASSO, C. L. Non-deterministic wind observation from wind turbine loads. In: *Journal of Physics: Conference Series*. IOP Publishing, 2020. p. 062022.
- BHATTACHARYA, S.; ADHIKARI, S. Experimental validation of soil–structure interaction of offshore wind turbines. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 31, n. 5-6, p. 805-816, 2011.
- BLESSMANN, J. O vento na engenharia estrutural. Editora da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2ª Edição, Porto Alegre, 2013.
- BOWLES, Joseph E. Foundation analysis and design. 1988.
- CAMPIONE, G. et al. Buckling strength of steel tube for lifting telescopic wind steel tower. *Engineering Failure Analysis*, v. 121, p. 105153, 2021.
- CASTILHO, A. V. DA S.; SILVA, J. G. S. DA; SOEIRO, F. J. DA C. P. Nondeterministic dynamic analysis and structural optimization of the steel towers design for wind turbines support. CILAMCE XLIII. Anais... In: CILAMCE XLIII. 25 nov. 2022.
- 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, EUROCODE. 3: Design of Steel Structures, Parte 3-2, Tower, masts chimneys. European Committee for Standardization, Brussels, 2004.

CEN. Eurocode 3 – design of steel structures – EN 1993 Part 1-6: Strength and Stability of Shell Structures. European Committee for Standardization, Brussels; 2007.

CHEN, Junling; LI, Jinwei; HE, Xinheng. Design optimization of steel–concrete hybrid wind turbine tower based on improved genetic algorithm. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, v. 29, n. 10, p. e1741, 2020.

CHEN, Junling; LI, Jinwei; HE, Xinheng. Design optimization of steel–concrete hybrid wind turbine tower based on improved genetic algorithm. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, v. 29, n. 10, p. e1741, 2020.

CHEW, Kok-Hon et al. Analytical gradient-based optimization of offshore wind turbine substructures under fatigue and extreme loads. *Marine Structures*, v. 47, p. 23-41, 2016.

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

COUNCIL, Global Wind Energy. GWEC Global Wind Report 2022. Global Wind Energy Council: Brussels, Belgium, 2022.

CWIF (Caithness Windfarm Information Forum) (2017) Summary of Wind Turbine Accident Data to 30 September 2022. CWIF, Caithness, UK. Disponível em: <http://www.caithnesswindfarms.co.uk/AccidentStatistics.htm>. Último acesso: 07/10/2022.

DAI, J. C. et al. Structural parameters multi-objective optimisation and dynamic characteristics analysis of large-scale wind turbine towers. *Australian Journal of Mechanical Engineering*, v. 16, n. 1, p. 43-49, 2018.

DE OLIVEIRA, B. de AS. Numerical modelling of the dynamic behaviour of wind turbine steel tower structures. DSc Thesis, Civil Engineering Post-Graduate Programme, PGECIV, State University of Rio de Janeiro, UERJ, Rio de Janeiro, Brazil, 2017.

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

DIMOPOULOS, Christoforos A.; GANTES, Charis J. Experimental investigation of buckling of wind turbine tower cylindrical shells with opening and stiffening under bending. *Thin-Walled Structures*, v. 54, p. 140-155, 2012.

DIMOPOULOS, Christoforos A.; GANTES, Charis J. Numerical methods for the design of cylindrical steel shells with unreinforced or reinforced cutouts. *Thin-Walled Structures*, v. 96, p. 11-28, 2015.

DNVGL, DNVGL-ST-0126 : Support structures for wind turbines. 2016.

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, *Mecánica Computacional Vol XXIX*, págs. 781-792 (artigo completo), Buenos Aires, Argentina, Novembro 2010.

FRANCO, Mário. Direct along-wind dynamic analysis of tall structures. *Boletim técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/9303*, São Paulo, 1993.

GAD, Ahmed Fawzy. Pygad: An intuitive genetic algorithm python library. *arXiv preprint arXiv:2106.06158*, 2021.

Garrad Hassan and Partners, *Bladed for Windows*, 2004.

GENTILS, Theo; WANG, Lin; KOLIOS, Athanasios. Integrated structural optimisation of offshore wind turbine support structures based on finite element analysis and genetic algorithm. *Applied energy*, v. 199, p. 187-204, 2017.

GOLDBERG, David E. *Genetic Algorithms. Search, Optimization & Machine Learning*, 2006.

HAFTKA, Raphael T.; GRANDHI, Ramana V. Structural shape optimization—a survey. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, v. 57, n. 1, p. 91-106, 1986.

HAUPT, Randy L.; HAUPT, Sue Ellen. *Practical genetic algorithms*. John Wiley & Sons, 2004.

HOLLAND, J. H. *Adaptation in neural and artificial systems*. Ann Arbor, Univeristy of Michigan Press, 1975.

INZUNZA-ARAGÓN, Indira; RUIZ, Sonia E.; CRUZ-REYES, Laura. Use of artificial neural networks and response surface methodology for evaluating the reliability index of steel wind towers. *Advances in Civil Engineering*, v. 2022, 2022.

KOULATSOU, Konstantina G.; CHONDROGIANNIS, Kyriakos-Alexandros; GANTES, Charis J. Buckling Verification of Manhole Area of Tubular Steel Wind Turbine Towers via Non-linear Finite Element Analysis. *ce/papers*, v. 4, n. 2-4, p. 261-268, 2021.

KOULATSOU, Konstantina G.; CHONDROGIANNIS, Kyriakos-Alexandros; GANTES, Charis J. Buckling Verification of Manhole Area of Tubular Steel Wind Turbine Towers via Non-linear Finite Element Analysis. *ce/papers*, v. 4, n. 2-4, p. 261-268, 2021.

Lagaros ND. A general purpose real-world structural design optimization computing platform. *Struct Multidisc Optim* 2014;49:1047–66.

LAGAROS, Nikos D.; KARLAFTIS, Matthew G. Life-cycle cost structural design optimization of steel wind towers. *Computers & Structures*, v. 174, p. 122-132, 2016.

LARA, Manuel et al. Multi-objective optimization for simultaneously designing active control of tower vibrations and power control in wind turbines. *Energy Reports*, v. 9, p. 1637-1650, 2023.

- LI, Dan; BAO, Hongbing; ZHAO, Ning. Research of Turbine Tower Optimization Based on Criterion Method. *Energies*, v. 16, n. 2, p. 906, 2023.
- LI, Zeyu et al. Hybrid Wind Turbine Towers Optimization with a Parallel Updated Particle Swarm Algorithm. *Applied Sciences*, v. 11, n. 18, p. 8683, 2021.
- LIMA, J. B. C. A. “Contribuição para otimização estrutural de torres tubulares de aço para de turbinas eólicas”, UFC, M.Sc, 2011.
- LIMA, SILVIO S., SANTOS, SERGIO HAMPSHIRE C. Análise dinâmica de estruturas. Rio de Janeiro: Editora Ciência Moderna Ltda., 2008.
- LÓPEZ MURO, Juan et al. Wind Turbine Tower Thickness and Blade Pitch Control Co-Design Optimization. In: *AIAA SCITECH 2022 Forum*. 2022. p. 1150.
- MA, HongWang; MENG, Ran. Optimization design of prestressed concrete wind-turbine tower. *Science China Technological Sciences*, v. 57, n. 2, p. 414-422, 2014.
- MA, Yang; MARTINEZ-VAZQUEZ, Pedro; BANIOPOULOS, Charalampos. Wind turbine tower collapse cases: A historical overview. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, v. 172, n. 8, p. 547-555, 2019.
- MASHWANI, Wali Khan; HAIDER, Ruqayya; BRAHIM BELHAOUARI, Samir. A multiswarm intelligence algorithm for expensive bound constrained optimization problems. *Complexity*, v. 2021, p. 1-18, 2021.
- 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.
- MENDONÇA, F.G. Otimização estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas utilizando a interface MATLAB-ANSYS. 2017. 114f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Mecânica) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.
- MENG, Rui et al. Multi-objective aerodynamic and structural optimization of a wind turbine blade using a novel adaptive game method. *Engineering Optimization*, v. 52, n. 8, p. 1441-1460, 2019.
- MENON, A. “Structural Optimization using Ansys and Regulated Multiquadric Response Surface Model”, University of Texas, M.Sc, 2005.
- MITCHELL, Melanie. An introduction to genetic algorithms. MIT press, 1998.
- 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, 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.

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.

RAO, Singiresu S. Engineering optimization: theory and practice. John Wiley & Sons, 2019.
REBELO, C. et al. Structural monitoring of a wind turbine steel tower—Part I: System description and calibration. *Wind and Structures*, v. 15, n. 4, p. 285, 2012.

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

Saur, News Bureau, Wind Power Now Accounts For 8% Of Global Generation. Saur Energy International, 2022. Disponível em: <https://www.saurenergy.com/solar-energy-news/wind-power-now-accounts-for-8-of-global-generation>. Acesso em: 15 out. 2022.

SERDAR, Y. et al. Wind turbine tower optimization under various requirements by using genetic algorithm. *Engineering*, v. 2, n. 08, p. 641, 2010.

Silva, José Guilherme Santos da and Oliveira, Breno de Almeida Santos. "Evaluation of the nondeterministic dynamic structural response of three-dimensional wind turbine steel towers." *Wind Engineering* 42.4 (2018): 364-377.

SILVA, Marcelo A.; ARORA, Jasbir S.; BRASIL, Reyolando MLRF. Formulations for the optimal design of RC wind turbine towers. *Engineering Optimization*, 2008.

SIMOES, Rodrigo Guedes. Análise estrutural dinâmica e verificação de projeto à fadiga de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. 2020. 135f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

SIRQUEIRA, Alan da Silva. Comportamento estrutural de torres de aço para suporte de turbinas eólicas. Rio de Janeiro, 2008. 112f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

STANDARD, British. Eurocode 1: Actions on structures—. British Standard, United Kingdom, 2006.

UMUT, Önder; AKBAS, Bülent; SHEN, Jay. Design issues of wind turbine towers. In: *Proceedings of the 8th International Conference on Structural Dynamics, EURODYN*. 2011.

UYS, P. E. et al. Optimisation of a steel tower for a wind turbine structure. *Engineering structures*, v. 29, n. 7, p. 1337-1342, 2007.

VIANA, F. A. C. “Surrogate Modeling Techniques and Heuristic Optimization Methods Applied to Design and Identification Problems”, UFU, D.Sc, 2008.

WINTER, Nicole. Renewables 2022 Global Status Report United States of America Factsheet. 2022.

Yoshida, P. E. Wind turbine tower optimization method using genetic algorithm. Wind Engineering, 30, 2006.

YUE, Yanchao et al. Optimization of the Seismic Performance of a Steel-Concrete Wind Turbine Tower with the Tuned Mass Damper. Buildings, v. 12, n. 9, p. 1474, 2022.

ZHANG, Pei et al. Multi-objective optimization and dynamic response predictions of an articulated offshore wind turbine. Ocean Engineering, v. 273, p. 114017, 2023.

ZHAO, Z.; DAI, K.; CAMARA, A., Bitsuamlak, G. and Sheng. Comparison of wind turbine tower failure modes under seismic and wind loads. Journal of Performance of Constructed Facilities, v. 33, n. 2, 2019.

ZHU, Jie; ZHOU, Zhong; CAI, Xin. Multi-objective aerodynamic and structural integrated optimization design of wind turbines at the system level through a coupled blade-tower model. Renewable Energy, v. 150, p. 523-537, 2020.

APÊNDICE A – AÇÃO DO VENTO SOBRE A ESTRUTURA DE ACORDO COM A NBR 6123 (1988)

Este apêndice apresenta as equações e considerações propostas pela norma brasileira NBR 6123 (ABNT, 1988), referentes ao modelo contínuo simplificado, com intuito de obtenção da parcela estática da velocidade não determinística, descrita na equação (2) apresentada no Capítulo 2 deste trabalho, bem como a força estática do vento sobre a estrutura, considerada na Seção 5.1 deste trabalho.

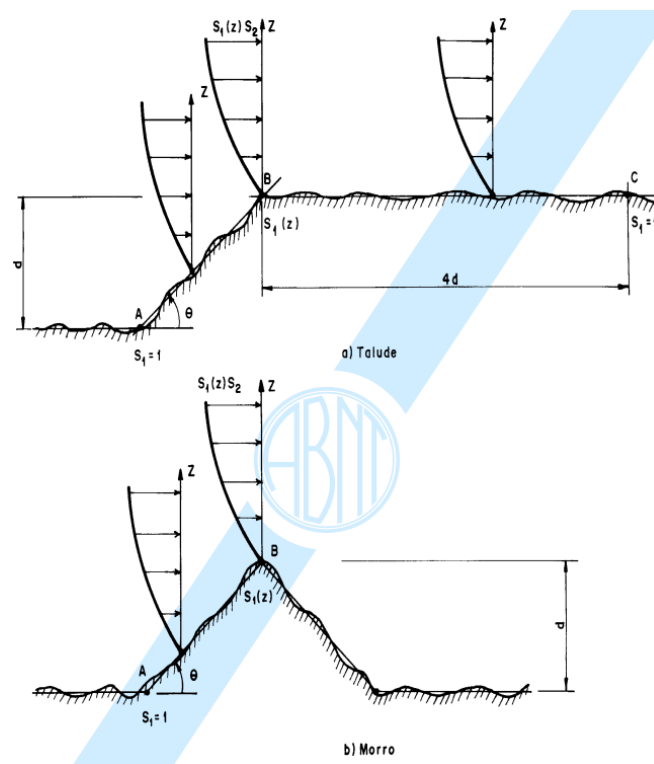


Figura A.1 - Fator topográfico S_1 para morros e taludes - NBR 6123 (ABNT, 1988).

$$\begin{aligned}
 S_1 &= 1 && \text{Para } \theta < 3^\circ \\
 S_1(y) &= 1 + \left(2,5 - \frac{y}{d}\right) \tan(\theta - 3^\circ) && \text{Para } 6^\circ < \theta < 17^\circ \\
 S_1(y) &= 1 + \left(2,5 - \frac{y}{d}\right) 0,31 && \text{Para } \theta > 17^\circ
 \end{aligned} \tag{A.1}$$

A determinação do fator topográfico é dada em função do tipo de relevo considerado para três situações distintas: terreno plano ou pouco ondulado $S_1 = 1$, valores protegidos do vento em qualquer direção $S_1 = 0,9$ e taludes ou morros, onde S_1 é função da altura. Conforme

a Figura A.1, a estrutura pode estar lotada nas posições A, B ou C. Para cada posição é calculado um valor de fator topográfico conforme equação (A.1), onde y é altura medida a partir da superfície do terreno, no ponto considerado, d é a diferença de nível entre a base e o topo do talude ou morro e θ é a inclinação média do talude ou encosta do morro. Em situações em que a estrutura se encontra em taludes ou morro cuja declividade está em faixas além da apresentada na equação (A.1), ou quando localizada em posições entre os postos A e B ou B e C da Figura A.1, o valor de S_1 é obtido por interpolação linear.

O coeficiente S_3 é baseado em conceitos estatísticos e leva em consideração o grau de segurança requerido, bem como a vida útil da edificação. A Tabela A.1 apresenta estes valores, que são definidos de acordo com a natureza da estrutura considerada.

Tabela A.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 |

O coeficiente S_2 é dado pelo efeito combinado da rugosidade do terreno, variação da velocidade do vento em função da altura acima do terreno e das dimensões da estrutura investigada. A equação (A.2) apresenta a formulação para S_2 , onde b é um fator meteorológico, p é o expoente relacionado à rugosidade do terreno, $F_r = 0,69$ é um fator de rajada associado a um tempo de ação de 600 segundo. Os valores para os parâmetros b e p são apresentados na Tabela A.2.

$$S_2 = bF_R \left(\frac{y}{10} \right)^p \quad (\text{A.2})$$

Tabela A.2 - Parâmetros de rugosidade 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 |

Neste trabalho, é considerado que a torre de aço é instalada em um terreno plano de categoria II e grupo 1, logo $S_1 = 1$, $S_3 = 1,1$, $b = 1$ e $p = 0,15$.

De acordo com o modelo contínuo simplificado presente na norma, a pressão dinâmica, de acordo com a altura considerada $q(y)$ é descrita pela equação (A.3), onde q_0 é a pressão dinâmica, conforme equação A.4, y_r é a altura de referência, h é a altura da torre, γ é um fator para determinação dos efeitos dinâmicos e ξ é o fator de amplificação dinâmica da estrutura, cujos valores para diferentes tipos de estruturas são apresentados na Tabela A.3.

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

$$q_0 = 0,613 \bar{V}_0^2 \quad (\text{A.4})$$

Tabela A.3 - Parâmetros para determinação dos efeitos dinâmicos – NBR 6123 (ABNT, 1988).

| Tipo de edificação | γ | ζ | $T_1 = 1/f_1$ |
|--|----------|---------|---------------------------|
| Edifício de estrutura apertada de concreto, sem cortinas | 1,2 | 0,02 | 0,05+0,015h (h em metros) |
| Edifício com estrutura de concreto, com cortinas para absorção de forças horizontais | 1,6 | 0,015 | 0,05+0,012h |
| Torres e chaminés de concreto, seção variável | 2,7 | 0,015 | 0,02h |
| Torres, mastros e chaminés de concreto, seção uniforme | 1,7 | 0,01 | 0,015h |
| 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 | - |

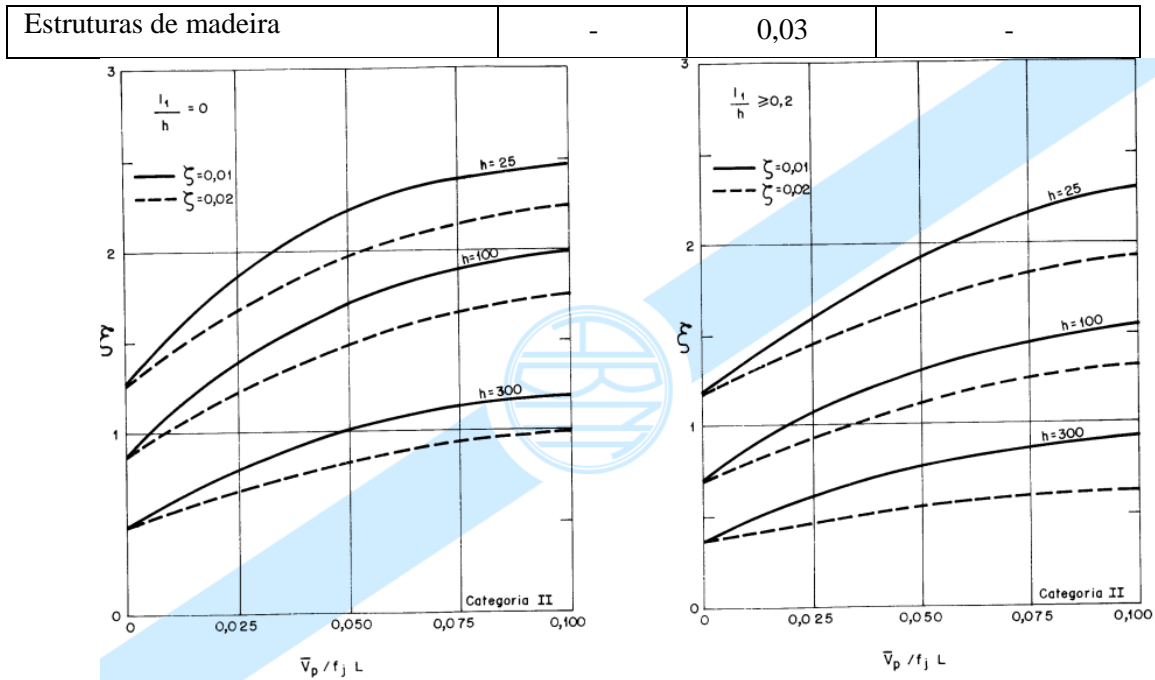


Figura A.2 - Fator de amplificação dinâmica ξ para um terreno de categoria II – NBR 6123 (ABNT, 1988).

O fator de amplificação dinâmica é definido em função das dimensões da estrutura, da razão de amortecimento crítico ζ e da frequência, através da relação adimensional \bar{V}_0/Lf_{01} . Visto que a estrutura investigada se adequa na categoria de torres e chaminés de aço com seção uniforme, são adotados os parâmetros $\gamma = 1,7$ e $\zeta = 0,01$. De posse destes valores, considerando $L = 1800$ é possível determinar o fator de amplificação dinâmica, de acordo com o apresentado na Figura A.2, para um terreno de categoria II.

A força estática do vento sobre a estrutura é modelada como uma força de arrasto conforme a equação (A.5). Para sua aplicação ao longo da estrutura, são consideradas 30 seções circulares horizontais. O coeficiente de arrasto destas seções é determinado em função da razão entre a altura e o comprimento de referência h/l_r e em função do número de Reynolds, calculado pela equação (A.6), e através do apresentado na Figura A.3.

$$F(y) = q(y)C_{Di}A_i \quad (\text{A.5})$$

$$Re = 70000v_0l_r \quad (\text{A.6})$$

Para a estrutura analisada, o número de Reynolds é superior a $4,2 \cdot 10^{-5}$, e a relação h/l_1 é sempre superior a 8, resultando em um coeficiente de arrasto igual a 0,6 para todas as seções horizontais da torre de aço.

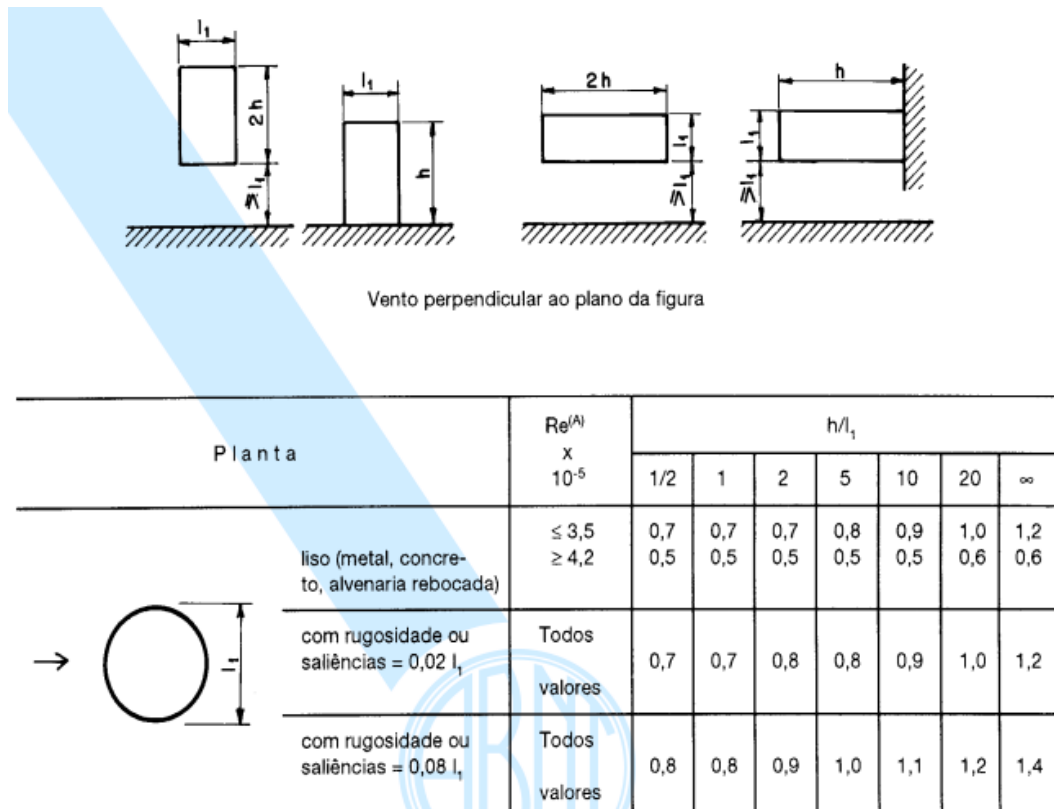


Figura A.3 - Coeficiente de arrasto para corpo de seção fracamente variável – NBR 6123 (ABNT, 1988).

A ação estática do vento sobre a torre é dada pela sobreposição de suas componentes ao longo da altura da torre. De posse de sua formulação, apresentada nas equações (A.1) até (A.6), é possível obter a intensidade destas componentes. A Tabela A.4 apresenta a intensidade de cada uma destas componentes, bem como as alturas médias, área de influência, velocidade média do vento e a pressão dinâmica exercida em cada uma das 30 seções consideradas.

Tabela A.4 - Valores de altura média, área de influência, velocidade média do vento, pressão dinâmica e força estática do vento nas seções consideradas.

| Seção | Altura (m) | A_i (m^2) | \bar{V} (m/s) | $q(y)$ | $F(y)$ |
|-------|------------|-----------------|-----------------|---------|--------|
| 1 | 2,580 | 10,955 | 19,71 | 241,79 | 1589 |
| 2 | 5,148 | 10,444 | 21,86 | 304,84 | 1910 |
| 3 | 7,539 | 10,159 | 23,15 | 351,22 | 2141 |
| 4 | 10,022 | 10,433 | 24,16 | 394,68 | 2471 |
| 5 | 12,598 | 10,819 | 25,00 | 437,63 | 2841 |
| 6 | 15,327 | 10,521 | 25,75 | 482,40 | 3045 |
| 7 | 17,816 | 9,735 | 26,34 | 523,33 | 3057 |
| 8 | 20,210 | 10,083 | 26,84 | 563,18 | 3407 |
| 9 | 22,930 | 9,922 | 27,35 | 609,36 | 3627 |
| 10 | 25,300 | 9,337 | 27,76 | 650,53 | 3645 |
| 11 | 27,775 | 9,899 | 28,15 | 694,59 | 4125 |
| 12 | 30,496 | 9,685 | 28,55 | 744,36 | 4325 |
| 13 | 32,920 | 9,338 | 28,88 | 789,95 | 4426 |
| 14 | 35,516 | 9,244 | 29,21 | 840,13 | 4660 |
| 15 | 37,950 | 9,410 | 29,50 | 888,47 | 5016 |
| 16 | 40,700 | 9,114 | 29,81 | 944,62 | 5166 |
| 17 | 43,034 | 8,747 | 30,06 | 993,58 | 5215 |
| 18 | 45,640 | 9,178 | 30,33 | 1049,65 | 5780 |
| 19 | 48,285 | 8,890 | 30,58 | 1108,09 | 5910 |
| 20 | 50,795 | 8,554 | 30,82 | 1164,98 | 5979 |
| 21 | 53,310 | 8,326 | 31,04 | 1223,39 | 6112 |
| 22 | 55,750 | 8,507 | 31,25 | 1281,39 | 6541 |
| 23 | 58,443 | 8,539 | 31,47 | 1346,92 | 6901 |
| 24 | 60,975 | 8,084 | 31,67 | 1410,02 | 6839 |
| 25 | 63,459 | 7,985 | 31,86 | 1473,27 | 7058 |
| 26 | 66,000 | 7,897 | 32,05 | 1539,38 | 7293 |
| 27 | 68,500 | 7,643 | 32,23 | 1605,79 | 7364 |
| 28 | 70,950 | 7,873 | 32,40 | 1672,19 | 7899 |
| 29 | 73,675 | 7,793 | 32,58 | 1747,58 | 8171 |
| 30 | 76,150 | 3,669 | 32,75 | 1817,42 | 4000 |

APÊNDICE B – FORMULAÇÃO PARA ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS

Em decorrência da natureza não determinística do vento, mostra-se necessária uma análise estatística para verificação da convergência da resposta dinâmica da estrutura, bem como dos resultados obtidos para a otimização realizada na seção 6.2 deste trabalho. Na análise dinâmica não determinística são capturados valores de deslocamento e tensão máximos, bem como os primeiros multiplicadores de carga em flambagem da estrutura para cada série de carregamento do vento considerada na análise. Para os resultados referentes a otimização, além das variáveis citadas anteriormente, também são verificados os valores das variáveis de projeto, bem como o volume otimizado da torre de aço referentes a cada série de carregamento.

A análise estatística dos resultados é dada de modo que os valores médios obtidos se encontrem em um intervalo de confiança de 95 %. Para a formulação apresentada a seguir, considere U como uma variável cuja análise estatística seja de interesse e n o número de séries de carregamento não determinístico do vento consideradas na análise. A média \bar{U} da variável de interesse é determinada conforme equação (B.1), onde U_i é o i -ésimo valor da variável de interesse referente a i -ésima série de carregamento não determinístico do vento.

$$\bar{U} = \frac{U_1 + U_2 + \dots + U_n}{n} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n U_i \quad (\text{B.1})$$

De posse da média, é possível calcular a variância $s_{d,U}^2$ e o desvio padrão $s_{d,U}$, através das equações (B.2) e (B.3), respectivamente.

$$s_{d,U}^2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2 \quad (\text{B.2})$$

$$s_{d,U} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (U_i - \bar{U})^2} \quad (\text{B.3})$$

Considerando uma distribuição Gaussiana e que n seja um tamanho amostral suficientemente grande, o erro padrão SE da população é definido conforme equação (B.4). O

intervalo de confiança para a média desta população é dado de acordo com a equação (B.5), onde Z^* é o valor referente a distribuição normal para o nível de confiança desejado.

$$SE = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (\text{B.4})$$

$$IC = \bar{U} \pm Z^*SE \quad (\text{B.5})$$

A Tabela B.1 apresenta valores para a variável Z^* para os intervalos de confiança mais utilizados. De posse de seu valor para um intervalo de confiança, é possível definir o valor médio da variável de interesse considerando um intervalo de confiança de 95%, conforme:

$$U_{95\%} = \bar{U} \pm 1,96 \frac{\sigma}{\sqrt{n}} \quad (\text{B.6})$$

Tabela B.1 - Valor de Z^* considerando distribuição normal para os níveis de confiança mais utilizados.

| Nível de confiança | Z^* |
|--------------------|-------|
| 80% | 1,28 |
| 90% | 1.645 |
| 95% | 1,96 |
| 98% | 2,33 |
| 99% | 2,58 |