

PROJETO DE GRADUAÇÃO

**ANÁLISE DE ESFORÇOS EM TORRES
DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Mateus Ismael Rodrigues

Brasília, maio de 2022

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA MECÂNICA

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
Faculdade de Tecnologia
Departamento de Engenharia Mecânica

PROJETO DE GRADUAÇÃO

ANÁLISE DE ESFORÇOS EM TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Mateus Ismael Rodrigues

*Relatório submetido ao Departamento de Engenharia
Mecânica como requisito parcial para obtenção
do grau de Engenheiro Mecânico*

Banca Examinadora

Prof. Luis Augusto C. M. Veloso, ENM/UnB
Orientador

Prof. José Alexander Araújo, ENM/UnB
Examinador interno

Prof. Guilherme Santana Alencar, ENC/UnB
Examinador interno

RESUMO

Mediante a crescente demanda pelo consumo de eletricidade junto às projeções de expansão do setor elétrico brasileiro para os próximos anos, torna-se eminente o interesse sobre a solidez e confiabilidade do sistema de transmissão e distribuição de energia, especialmente em cenários onde a geração elétrica ocorre de forma majoritariamente concentrada, como no caso do Brasil. Tratando-se do sistema de distribuição brasileiro, constata-se que há um histórico relevante de acidentes em torres de linhas de transmissão, associados em maioria a condições meteorológicas extremas, o que desperta interesse acerca da adequabilidade das metodologias de dimensionamento utilizadas no projeto dessas estruturas. Tendo isso em vista, o presente trabalho aborda a análise dos esforços em uma torre de LT tomando o cálculo da ação do vento segundo duas normativas vigentes no Brasil, a NBR 5422 (1985) - Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica, e a NBR 6123 (1988) - Forças devidas ao vento em edificações. Foram calculados os esforços internos devidos à ação do vento sobre a estrutura através do software de elementos finitos *ANSYS*, utilizando primeiramente um modelo simplificado constituído apenas da estrutura, e em seguida um modelo contemplando os cabos adjacentes à torre em uma análise não linear. Para a análise em modelo simplificado os resultados apresentaram, em média, esforços 111% maiores para a NBR 6123 nos elementos montantes sujeitos à compressão e 156% maiores nos membros sujeitos à tração. A análise em modelo completo apresentou valores máximos próximos aos obtidos com modelo simplificado, porém com assimetrias significativas na distribuição de carga entre os montantes.

ABSTRACT

Considering the growing demand for electricity consumption along with the projections for expansion of brazilian electricity sector in the coming years, the interest about power transmission systems reliability becomes eminent, especially in scenarios where electricity generation is mostly concentrated, as in the case of Brazil. Regarding the brazilian distribution system, there are reports of a considerable number of accidents in transmission line towers, mostly associated with extreme weather conditions, which raises interest about the suitability of the methodologies used in the design of these structures. Considering this situation, the present study addresses the structural analysis of a transmission line tower by calculating the wind action according to two brazilian standards currently in force: NBR 5422 - *Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão*, and NBR 6123 - *Forças devidas ao vento em edificações*. The behavior of the structure subjected to wind load was analyzed through computer simulations in ANSYS software, using firstly a simplified model constituted of only the structure itself, and then a model contemplating the cables adjacent to the tower in a non-linear analysis. By the simplified model analysis, the results presented

internal loads 111% higher, on average, for members subjected to compressive loads, and 156% higher for traction subjected members, according to NBR 6123. The model including cables showed maximum load values close to the obtained with simplified model, but with significant asymmetries in load distribution along the members.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	1
1.2	MOTIVAÇÃO: HISTÓRICO DE ACIDENTES ENVOLVENDO TORRES DE LTs NO BRASIL	2
1.3	OBJETIVOS	3
1.4	APRESENTAÇÃO DO TEXTO	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	ELEMENTOS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO	5
2.2	TIPOLOGIA DAS TLT'S	6
2.3	MATERIAIS UTILIZADOS NA CONFECÇÃO DE PERFIS USADOS NAS MONTAGENS DE TORRES DE LTs	9
2.3.1	NORMATIZAÇÃO NACIONAL	9
2.3.2	NORMATIZAÇÃO INTERNACIONAL	10
2.4	SEGURANÇA ESTRUTURAL E NORMAS APLICÁVEIS AO PROJETO DE TORRES DE LTs	10
2.5	CÁLCULO DOS ESFORÇOS EM TORRES DE LTs	13
2.5.1	AÇÃO DO VENTO	13
2.5.2	AÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS CABOS	25
2.5.3	AÇÕES ORIUNDAS DE PROCEDIMENTOS DE MONTAGEM	28
2.6	ESTADO DA ARTE	28
3	CASO DE ESTUDO, METODOLOGIA E MODELO NUMÉRICO	30
3.1	CARACTERIZAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	30
3.2	ESFORÇOS OBTIDOS PARA A AÇÃO DO VENTO	31
3.3	HIPÓTESES DE CARREGAMENTO	36
3.4	MODELO SIMPLIFICADO	42
3.5	MODELO COMPLETO	43
4	RESULTADOS	45
4.1	MODELO SIMPLIFICADO	45
4.2	MODELO COMPLETO	56
5	CONCLUSÃO	65

5.1	DISCUSSÃO	65
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	66
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

LISTA DE FIGURAS

1.1	Registros de quedas de torres de linhas de transmissão: (a) na Bahia, no ano de 2016, e (b) no Paraná, em 2021 [Fontes: TV Bahia (a) e COPEL (b)]	3
2.1	Principais elementos das linhas de transmissão [adaptado de Labegalini et al. (1992)]	6
2.2	Formatos usuais para torres metálicas treliçadas [Fonte: Dieckerman (2020)]	8
2.3	Vista superior da ação do vento sobre uma torre de seção retangular [Fonte: NBR 5422 (1985)]	14
2.4	Coefficientes de arrasto para painéis de suporte treliçado, conforme a NBR 5422 (1985)	15
2.5	Coefficiente de correção do período de integração, de acordo com a NBR 5422 (1985)	16
2.6	Mapa da velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 5422 (1985).....	17
2.7	Fator de efetividade para a ação do vento em cabos, de acordo com a NBR 5422 (1985)	18
2.8	Coefficiente de arrasto para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilateral, segundo a NBR 6123 (1988)	20
2.9	Fatores de distribuição do arrasto para o cálculo das componentes normal e tangencial de força sobre cada face, conforme a NBR 6123 (1988)	20
2.10	Fator de proteção, conforme a NBR 6123 (1988)	21
2.11	Mapa da velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 6123 (1988).....	24
2.12	Cabo suspenso entre dois suportes desnivelados [adaptado de Labegalini et al. (1992)]	25
3.1	Foto da torre 50 da linha LT Taquaril / Alegria [Fonte: Carvalho (2015)]	30
3.2	Diagrama do trecho de estudo [Fonte: Carvalho (2010)]	31
3.3	Modularização adotada para o cálculo do efeito estático	32
3.4	Designação das faces da torre	32
3.5	Varição da força de arrasto resultante sobre cada módulo da torre para vento incidindo a 0° sobre a face 2, conforme ambas as normas.....	35
3.6	Varição da força de arrasto resultante sobre cada módulo da torre para vento incidindo a 45° sobre a face 2, conforme ambas as normas	36
3.7	Diagrama de carregamento genérico para a torre em questão.....	37
3.8	Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 1, 2 e 3 de acordo com a NBR 5422 (1985)	40
3.9	Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 1, 2 e 3 de acordo com a NBR 6123 (1988)	41
3.10	Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 4 e 5	42

3.11	Modelo inicial contemplando os cabos e isoladores	44
4.1	Esforços normais (N) nas barras considerando o peso próprio: apenas dos perfis da torre (esq.); dos perfis, cabos e isoladores (dir.)	45
4.2	Designação dos apoios da torre	46
4.3	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento incidindo a 0° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	47
4.4	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	47
4.5	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento a 0° conforme a NBR 5422 nos elementos das colunas (esq.) e nos elementos diagonais (dir.)	48
4.6	Numeração atribuída às barras dos montantes da face 1	49
4.7	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 2 com vento incidindo a 0° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	52
4.8	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 2 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	53
4.9	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 3 com vento incidindo a 0° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	54
4.10	Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 3 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)	54
4.11	Esforços normais (N) nas barras para as hipóteses 4 (esq.) e 5 (dir.)	55
4.12	Comportamento da catenária para o cabo condutor inferior no menor vão	56
4.13	Comportamento da catenária para o cabo condutor inferior no maior vão	57
4.14	Comportamento da catenária para o cabo para-raios no menor vão	57
4.15	Comportamento da catenária para o cabo para-raios no maior vão	58
4.16	Cargas axiais no modelo após a aplicação da gravidade	58
4.17	Esforços normais (N) obtidos para o modelo completo conforme a NBR 5422 (esq.) e a NBR 6123 (dir.), para condição de vento máximo incidindo perpendicularmente à face 2	60

LISTA DE TABELAS

2.1	Requisitos de propriedades mecânicas segundo a portaria n° 178 do INMETRO (2006)	10
2.2	Materiais adequados aos perfis das torres de transmissão conforme a ASCE 10 (2015)	10
2.3	Coefficientes de rugosidade do terreno, conforme a NBR 5422 (1985)	16
2.4	Valores do expoente de correção de altura n , segundo a NBR 5422 (1985)	17
2.5	Coefficientes de rugosidade do terreno, conforme a NBR 6123 (1988)	22
2.6	Parâmetros meteorológicos para o cálculo do fator S_2 , conforme a NBR 6123 (1988)	23
2.7	Coefficiente de arrasto para cabos com $l/d > 60$, conforme a NBR 6123 (1988)	25
3.1	Propriedades mecânicas dos cabos [Fonte: Mendes (2020), Carvalho (2010)]	31
3.2	Coefficientes de arrasto dos painéis do suporte para cada face, conforme a NBR 5422 (1985)	33
3.3	Coefficientes de arrasto dos painéis do suporte para cada face, conforme a NBR 6123 (1988)	33
3.4	Parâmetros adotados para o cálculo dos esforços no suporte, conforme a NBR 5422 (1985)	34
3.5	Força de arrasto para ângulos de incidência de 0° e 45° sobre a face 2 da estrutura, conforme a NBR 5422 (1985)	34
3.6	Parâmetros adotados para o cálculo dos esforços no suporte, conforme a NBR 6123 (1988)	34
3.7	Força de arrasto para ângulos de incidência de 0° e 45° sobre a face 2 da estrutura, conforme a NBR 6123 (1988)	35
3.8	Parâmetros calculados para os cabos	39
3.9	Parâmetros da Equação (2.18) utilizados na modelagem inicial dos cabos	43
4.1	Reações verticais na base da torre considerando apenas a estrutura e a estrutura com cabos e isoladores	46
4.2	Esforços normais nos montantes do grupo 1 conforme ambas as normas	50
4.3	Esforços normais nos montantes do grupo 2 conforme ambas as normas	51
4.4	Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 1	52
4.5	Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 2	53
4.6	Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 3	55
4.7	Reações Verticais para as hipóteses 4 e 5	56
4.8	Tração dos cabos após a imposição da gravidade	59
4.9	Comparação entre as reações verticais devidas ao peso próprio entre os modelos	59

4.10	Esforços normais nos montantes do grupo 1 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0^0 conforme a NBR 5422 (1985)	61
4.11	Esforços normais nos montantes do grupo 2 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0^0 conforme a NBR 5422 (1985)	62
4.12	Esforços normais nos montantes do grupo 1 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0^0 conforme a NBR 6123 (1988)	63
4.13	Esforços normais nos montantes do grupo 2 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0^0 conforme a NBR 6123 (1988)	64

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolos Latinos

A	Comprimento do vão	$[m]$
A_0	Área arbitrária de referência	$[m^2]$
A_b	Área frontal da superfície delimitada pelo contorno do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical	$[m^2]$
A_e	Área frontal efetiva do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical	$[m^2]$
A_g	Área bruta de seção transversal do elemento	$[mm^2]$
A_i	Área da cadeia de isoladores, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical	$[m^2]$
ALT	Altitude média da região de implementação da linha	$[m]$
B	Altura de desnível entre suportes	$[m]$
C_a	Coefficiente de arrasto para um vento perpendicular à face	
C_{ac}	Coefficiente de arrasto para cabos	
C_{ai}	Coefficiente de arrasto para a cadeia de isoladores	
$C_{a\theta}$	Coefficiente de arrasto para um vento com ângulo de incidência θ com relação à face	
E	Módulo de elasticidade	$[MPa]$
F_c	Força devido a ação do vento sobre um cabo	$[N]$
F_i	Força devido a ação do vento sobre uma cadeia de isoladores	$[N]$
F_r	Fator de rajada	
F_t	Força devido a ação do vento sobre um módulo da torre	$[N]$
F_v	Força vertical em um suporte intermediário devido ao peso dos cabos adjacentes	$[N]$
F_{vm}	Força vertical em um suporte devido a montagem do cabo	$[N]$
K_d	Coefficiente de correção do período de integração	
K_r	Coefficiente de rugosidade do terreno	
K_θ	Fator de correção do ângulo de incidência	
L_c	Comprimento de um cabo suspenso entre vãos desnivelados	$[m]$
V_A	Reação vertical no suporte A devido ao peso do cabo	$[N]$
V_B	Reação vertical no suporte B devido ao peso do cabo	$[N]$
V_b	Velocidade básica do vento	$[m/s]$

V_k	Velocidade característica do vento	$[m/s]$
V_p	Velocidade do vento de projeto	$[m/s]$
$P_{e,op}$	Peso do equipamento somado ao peso dos operários	$[N]$
R_k	Resistência característica do elemento estrutural	$[N]$
Re	Número de Reynolds	
S_i	i-ésima ação característica	$[N]$
S_1	Fator topográfico	
S_2	Fator de correção de altura	
S_3	Fator estatístico	
T	Temperatura coincidente	$[^{\circ}C]$
T_o	Componente horizontal da tração do cabo	$[N]$
T_{EDS}	Tração de trabalho (<i>Every Day Stress</i>)	$[N]$
a_g	Vão gravante	$[m]$
$a_{i,j}$	Vãos adjacentes	$[m]$
a_m	Vão médio	$[m]$
d	Diâmetro do cabo	$[m]$
e	Distância entre as faces reticuladas	$[m]$
f_e	Flecha correspondente ao vão equidistante	$[m]$
f_o	Flecha máxima em vão desnivelado	$[m]$
h	Altura do reticulado	$[m]$
l	Comprimento do cabo	$[m]$
n	Expoente de correção de altura	
p	Peso linear do cabo	$[N/m]$
r'	Raio dos fios secundários da camada externa do cabo	$[m]$
q	Pressão dinâmica para as condições normais de pressão e temperatura	$[N/m^2]$
q_0	Pressão dinâmica de referência	$[N/m^2]$
t	Tempo de integração	$[s]$
x_0	Distância horizontal entre os pontos A e O para a curva da catenária	$[m]$
y	Coordenada vertical da catenária	$[m]$
z	Altura correspondente	$[m]$

Símbolos Gregos

α	Fator de efetividade	
γ	Fator de projeto ou segurança	
η	Fator de proteção	
θ	Ângulo de incidência do vento	$[^{\circ}]$
ρ	Massa específica	$[Kg/m^3]$
σ_{adm}	Tensão admissível	$[MPa]$
σ_{lim}	Tensão limite de escoamento	$[MPa]$

ϕ

Índice de área exposta

Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
ASD	<i>Allowable Design Stress</i>
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CELESC	Centrais Elétricas de Santa Catarina
COPEL	Companhia Paranaense de Energia
CTEEP	Companhia de Transmissão de Energia Elétrica Paulista
EDS	<i>Every Day Stress</i>
EPE	Empresa de Pesquisa Energética
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial
LRFD	<i>Load Resistor Factor Design</i>
LT	Linha de Transmissão
MME	Ministério de Minas e Energia
TLT's	Torres de linha de transmissão
IEC	<i>International Electrotechnical Commission</i>
NBR	Norma Brasileira

Capítulo 1

Introdução

1.1 Contextualização

A demanda por energia cresce continuamente com o desenvolvimento econômico da sociedade, o que torna essencial o investimento na expansão, manutenção e diversificação do setor elétrico. O Brasil possui uma matriz de geração elétrica cuja participação de fontes renováveis atingiu 84,8% em 2020, dos quais 65,2% correspondem à fonte hidráulica (EPE, 2020). Essa participação significativa dos recursos hídricos na matriz brasileira implica na necessidade de um sistema de distribuição de alta confiabilidade e capacidade, de modo a atender satisfatoriamente o vasto território nacional.

Conforme o Plano Decenal de Expansão de Energia 2030, documento emitido pela Empresa de Pesquisa Energética (EPE) com apoio do Ministério de Minas e Energia (MME) e que possui o intuito de indicar as perspectivas da expansão do setor de energia em um horizonte de dez anos (2021 - 2030), estima-se um acréscimo de aproximadamente 40 mil quilômetros de novas linhas de transmissão até o ano de 2030, o que totalizaria 200 mil quilômetros de LTs em operação no fim da década (MME, 2020).

Além da expansão das LTs, um dos grandes desafios a ser enfrentado pelo país nas próximas décadas será o envelhecimento do sistema de transmissão brasileiro, uma realidade que tende a se tornar mais crítica nos próximos anos (MME, 2020). Há de se assegurar a substituição da infraestrutura do sistema elétrico à medida que seus ativos tiverem a vida útil técnica e regulatória superadas, de modo que a malha de transmissão possa operar com os níveis de confiabilidade e qualidade exigidos pela sociedade. Tal processo de transição implicará, portanto, na necessidade de significativos investimentos sobre o setor de transmissão de energia.

Em linhas aéreas de transmissão, os suportes consistem usualmente em estruturas metálicas treliçadas com perfil do tipo cantoneira, que permitem significativa simplicidade no processo de montagem. Em virtude da alta esbeltez e baixo peso, esse tipo de estrutura é fortemente suscetível à ação do vento, fenômeno esse que é predominante nas ocorrências de falha de torres de LTs que ocorrem sob condições meteorológicas extremas.

1.2 Motivação: histórico de acidentes envolvendo torres de LTs no Brasil

A ocorrência de falhas em linhas de transmissão pode ser extremamente danosa, causando prejuízos não só econômicos, mas por vezes de vidas humanas. Tratando especificamente de torres de transmissão, constata-se que há no Brasil algum histórico de acidentes que relataram falha estrutural da torre, normalmente associados a condições meteorológicas extremas. Apresenta-se nessa seção um breve relato sobre alguns desses casos.

Blessmann (2001) apresentou artigos da Folha de São Paulo relatando 20 acidentes na Companhia Energética de São Paulo (CESP) ocorridos no período entre novembro de 1970 e junho de 1983. Foram atingidas um total de 143 estruturas.

No ano de 1998, na região de Itaipu, foram derrubadas sete torres das linhas Foz do Iguaçu-Ivaiporã, de 750 kV, com a ocorrência de ventos que ultrapassaram 80 km/h. Relatou-se que as mesmas foram projetadas para suportar ventos frontais de até 150 km/h, atribuindo-se à queda a possibilidade de ocorrência de um tornado (FOLHA DE S. PAULO, 1998). Conforme apresentado por Oliveira (2007), houve um total de 37 quedas de torres associadas à ação do vento no referido trecho entre outubro de 1990 e setembro de 2006.

Klein (2004) relata que o projeto de uma torre emissora de rádio colapsada no ano de 2000, na cidade de Porto Alegre, não respeitava a estimativa de carga de vento recomendada pela NBR 6123 (1988). A torre em questão era do tipo autoportante, de geometria tronco-piramidal.

Em outubro de 2010, 10 torres localizadas na região da usina da Ilha Solteira caíram em decorrência de chuvas e ventos intensos. As torres integravam as linhas de transmissão de 440 kV de Ilha Solteira-Araraquara, Ilha Solteira-Bauru e Ilha Solteira-Água Vermelha, do, pertencentes à Companhia de Transmissão de Energia Elétrica Paulista - CTEEP (G1 - GLOBO, 2010).

Em abril de 2015, 15 estruturas de 5 LTs de média e alta tensão foram derrubadas pela ação do vento no entorno de Xanxerê (SC) com a passagem de um tornado na região. As torres pertenciam às Centrais Elétricas de Santa Catarina (CELESC). O evento causou a interrupção do fornecimento de energia elétrica em 29 cidades atendidas pela companhia (SC.GOV, 2015).

Em junho de 2016, 13 torres de transmissão caíram no estado de São Paulo em decorrência de um forte temporal. Poucos dias depois, houve a queda de 5 torres na região de Campinas, também em decorrência de fortes chuvas e vendavais (CANAL ENERGIA, 2016). No mesmo ano houve a queda de uma torre de alta tensão em Camaçari, na Bahia (Figura 1.1a), a qual veio a resultar na perda de três vidas humanas (NOSSA METRÓPOLE, 2016).

Em julho de 2021 houve a queda de uma torre de transmissão ainda em fase de construção no Pará, deixando treze pessoas feridas e sete vítimas fatais. No mesmo ano, no mês de outubro, nove torres caíram na região de Umuarama, no Paraná (Figura 1.1b), por ação de efeitos climáticos extremos (PORTAL DA CIDADE, 2021).



Figura 1.1: Registros de quedas de torres de linhas de transmissão: (a) na Bahia, no ano de 2016, e (b) no Paraná, em 2021 [Fontes: TV Bahia (a) e COPEL (b)]

O histórico recente de falhas estruturais associadas às condições meteorológicas nesse tipo de estrutura demonstra a relevância e atualidade do tema em questão. No Brasil, atualmente, estão vigentes duas normas que estabelecem metodologias de cálculo para os esforços decorrentes da ação do vento em torres treliçadas de LTs: A NBR 5422 (1985) e a NBR 6123 (1988). A primeira estabelece requisitos mínimos para os projetos de linhas aéreas de transmissão, ao passo que a segunda aborda as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação do vento em edificações. Há, contudo, distinções entre os critérios e formulações apresentados por cada norma, o que implica na necessidade de avaliar as condições de projeto proporcionadas por cada procedimento.

1.3 Objetivos

O presente trabalho tem por objetivo analisar e comparar os esforços obtidos em uma torre de linha de transmissão de acordo com duas normativas distintas, atualmente vigentes no Brasil, que fornecem os procedimentos de cálculo para a ação do vento nesse tipo de estrutura: a NBR 5422 (1985), que fixa as condições básicas para o projeto de LTs; e a NBR 6123 (1988), que apresenta metodologias para a determinação da ação do vento sobre edificações em geral. O cálculo dos esforços internos será realizado em um software de elementos finitos (*ANSYS*) utilizando primeiramente uma abordagem simplificada, em que a torre é modelada de forma isolada e o problema é tratado em uma análise linear. Posteriormente o mesmo problema será avaliado utilizando um modelo que engloba as cadeias de isoladores e os cabos adjacentes da linha de transmissão em uma análise não linear, considerando os grandes deslocamentos sofridos pelos cabos na aplicação

do carregamento. Os esforços normais sobre os perfis da estrutura serão, por fim, comparados de acordo com cada abordagem utilizada.

1.4 Apresentação do texto

O presente trabalho é organizado em cinco capítulos, brevemente explanados a seguir:

- **Capítulo 2: Revisão Bibliográfica**

Esse capítulo aborda inicialmente os conceitos básicos referentes às linhas aéreas de transmissão no que diz respeito aos principais elementos que compõem esse sistema. Tratando especificamente do objeto de interesse do trabalho apresenta-se, em seguida, as formas de classificação das torres de linhas de transmissão (TLTs) e os materiais e normas associadas para a confecção dos perfis que constituem a estrutura da torre. São relatados alguns dos principais acidentes ocorridos em TLTs no Brasil e as respectivas causas associadas.

Descreve-se os procedimentos de cálculo referentes aos esforços devido a ação do vento, conforme ambas as normas vigentes, bem como aos demais tipos de solicitação que atuam em torres de linhas de transmissão. Por fim, apresenta-se uma breve revisão da literatura, retratando trabalhos relevantes elaborados nos últimos anos acerca do tema em questão.

- **Capítulo 3: Metodologia**

Esse capítulo introduz o caso de aplicação analisado neste trabalho, apresentando os dados e informações relativos à torre e à linha de transmissão estudada. Apresenta-se o modelo desenvolvido e importado para o software em que será feito o cálculo dos esforços. Em seguida, as cargas devido à ação estática do vento, calculadas conforme ambos os procedimentos normativos, são apresentadas. São apresentadas as hipóteses de carregamento utilizadas para a análise de esforços e, por fim, é detalhado o desenvolvimento dos modelos numéricos.

- **Capítulo 4 - Resultados**

Nesse capítulo são apresentados os resultados obtidos das simulações numéricas, de acordo com cada hipótese de carregamento avaliada. São comparados os esforços normais nos perfis da torre, calculados conforme cada procedimento normativo. Apresenta-se também os esforços calculados com a inclusão dos cabos no modelo e compara-se, igualmente, os valores obtidos com as diferentes abordagens.

- **Capítulo 5 - Conclusões**

Nesse capítulo são discutidas as variações observadas entre as distintas abordagens seguidas para o cálculo dos esforços sobre a torre. Busca-se debater as possíveis e eminentes fontes de divergência, bem como avaliar os impactos da inclusão dos cabos e isoladores na análise. Por fim, apresentam-se sugestões para trabalhos futuros.

Capítulo 2

Revisão Bibliográfica

2.1 Elementos de Linhas de Transmissão

Segundo Labegalini et al. (1992), as partes principais que compõem uma linha de transmissão, ilustradas na Figura 2.1, podem ser descritas como segue:

- **Cabos (condutores + para-raios):** são elementos fabricados pelo encordoamento de fios metálicos, normalmente de alumínio ou ligas de alumínio em torno de fios centrais de aço galvanizado, no caso dos condutores, ou apenas em aço galvanizado, no caso dos para-raios (KAMINSKI, 2007). Os condutores são responsáveis pela condução de energia elétrica, enquanto que os para-raios pela proteção da estrutura contra a incidência de descargas atmosféricas. Para manterem-se suspensos, os cabos são submetidos a esforços axiais, que variam principalmente com a ação do vento atmosférico e a variação de temperatura. A falha desse elemento pode ocorrer tanto por excedência da tração axial em relação ao valor de ruptura como por fadiga, em decorrência de vibrações induzidas pela ação do vento;
- **Isoladores:** são os elementos que ligam os cabos ao suporte, isolando eletricamente a estrutura dos condutores. São fabricados de um material dielétrico, podendo ser em porcelana vitrificada, vidro temperado ou material sintético composto. Além de serem submetidos a sobretensões elétricas de variada amplitude e duração, os isoladores são igualmente solicitados mecanicamente, sendo que o esforço máximo esperado não deve superar 40% da carga de ruptura, segundo a NBR 5422 (1985);
- **Estruturas de suporte:** possuem a função tanto de proporcionar os pontos de fixação para os cabos, garantindo o espaçamento necessário entre si e em relação ao solo, como de apoiar o sistema no solo através das fundações, para o qual serão transmitidas as solicitações mecânicas e elétricas. Podem ser constituídos de madeira, concreto ou metal, bem como por soluções mistas. A estrutura em aço possui maior versatilidade de aplicação em relação aos demais materiais, uma vez que permite maior diversidade no projeto de sua geometria;

- **Fundações:** são as estruturas responsáveis por absorver tensões geradas por todo o sistema, provenientes tanto de ações externas como do peso próprio dos elementos. As fundações são constituídas por uma parte estrutural composta de aço, concreto ou até madeira, e uma parte inerte que contribui apenas com o peso próprio sobre a estrutura da fundação, na qual se utiliza aterro e as vezes o próprio concreto;
- **Aterramento:** o sistema de aterramento de uma linha de transmissão é composto pela interligação com a malha terra das subestações, para-raios de linhas, cabos para-raios e pelo aterramento das fundações, sendo que estes podem ser constituídos por hastes e/ou cabos enterrados no solo, denominados contrapesos (BERARDO, 2012).

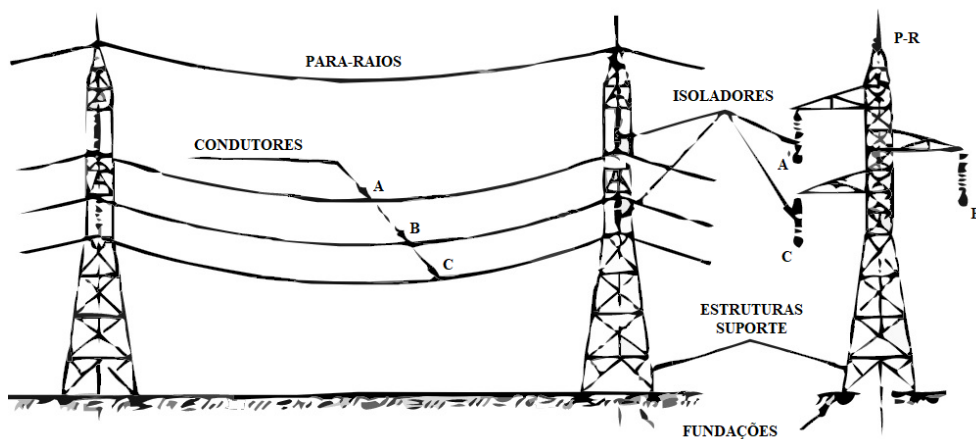


Figura 2.1: Principais elementos das linhas de transmissão [adaptado de Labegalini et al. (1992)]

2.2 Tipologia das TLT's

Conforme Deichmann (2019), Kaminski (2007) e Labegalini et al. (1992), as torres de linhas de transmissão podem ser classificadas da seguinte forma:

1. Quanto à função desempenhada na linha de transmissão:

- Estrutura de suspensão (ou alinhamento): são os suportes utilizados nos trechos comuns das linhas, o que representa normalmente a maioria das torres utilizadas em uma LT. Nesse caso, são dimensionados para resistir, em condições normais, aos pesos dos elementos suspensos (cabos, isoladores, ferragens e acessórios), ao peso próprio e à ação do vento, tanto sobre a própria estrutura como sobre os elementos suspensos;
- Estrutura de ancoragem total (ou terminal): são os suportes utilizados no início e no fim das linhas, sendo as responsáveis pelo tensionamento dos cabos. Sofrem carregamento unilateral pelos elementos suspensos, além da ação do vento e do peso próprio, o que os torna mais solicitados e conseqüentemente mais reforçados em relação às estruturas de suspensão;

- Estrutura de ancoragem intermediária: são estruturas reforçadas, semelhantes às terminais, porém são utilizadas no meio da linha, normalmente em intervalos regulares ao longo da LT. Diferentemente das estruturas de ancoragem total, as intermediárias sofrem solicitação unilateral apenas devido ao tensionamento dos cabos feito durante a montagem, necessitando portanto de menos reforço em relação às estruturas terminais;
- Estrutura em ângulo: utilizadas em pontos de mudança de direção das linhas de transmissão. Decompondo-se as trações nos condutores, tem-se uma parcela das forças em direções opostas e uma parcela que se soma, gerando uma resultante que atua unilateralmente na estrutura;
- Estrutura de transposição (ou rotação de fases): nesse tipo de torre é efetuado a transposição das fases, a fim de garantir o equilíbrio eletromagnético das linhas, o que exige um tipo de estrutura especial;
- Estrutura de derivação: utilizada em pontos em que há a necessidade de se efetuar sangrias nas linhas para alimentar um ramal.

2. Quanto ao modelo estrutural:

- Autoportantes: são estruturas dimensionadas para transmitir todos os esforços ao solo através de suas fundações. Torres de linhas de transmissão autoportantes podem ser:
 - (a) Rígidas: não apresentam deformações elásticas perceptíveis em qualquer direção, como no caso de torres treliçadas metálicas suportadas por 4 barras montantes montadas sob suas respectivas fundações;
 - (b) Flexíveis: sob solicitações de maior intensidade apresentam deformações elásticas sensíveis, como no caso de postes utilizados em vias urbanas;
 - (c) Semi-rígidas: apresentam rigidez em uma das direções principais. São estruturas geralmente assimétricas, com maior dimensão na direção da rigidez.
- Estaiadas: esse tipo de suporte possui tirantes ligados à estrutura superior da torre, conectados ao solo através de fundações. Além disso, o mastro central do suporte é montado sobre uma fundação.

3. Quanto ao formato:

A versatilidade oferecida no projeto de estruturas metálicas possibilita uma grande variedade de geometrias disponíveis para as estruturas de suporte. Algumas das geometrias mais empregadas em torres treliçadas são ilustradas na Figura 2.2.

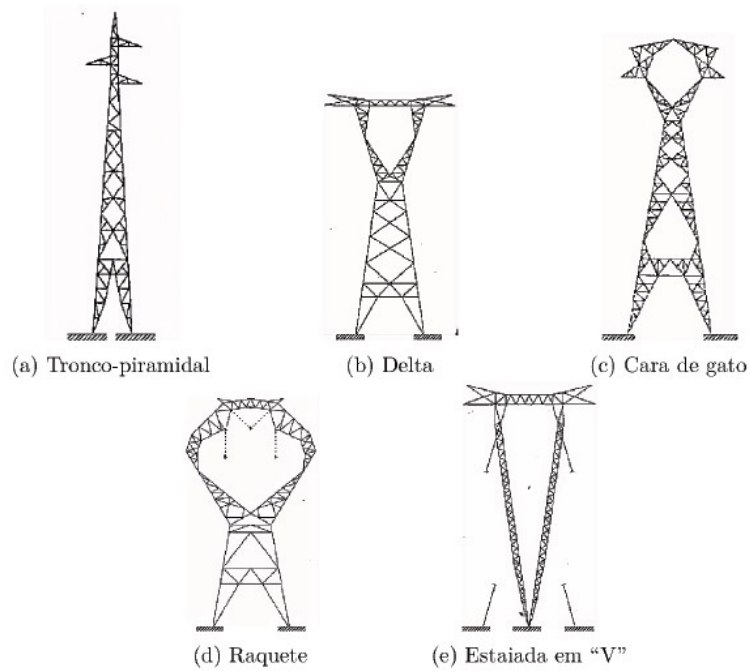


Figura 2.2: Formatos usuais para torres metálicas treliçadas [Fonte: Dieckerman (2020)]

4. Quanto à disposição dos condutores:

- Horizontal: todos os condutores de fase de um mesmo circuito encontram-se em um plano horizontal. Essa disposição é empregada em todos os níveis de tensão, preferencialmente em linhas de circuito simples em que se acomodam até 3 condutores (em circuitos trifásicos);
- Vertical: os condutores encontram-se em um mesmo plano vertical. Utilizada em linhas de circuito duplo de ambos os lados da torre, reduzindo assim o espaço de acomodação para os 6 condutores (em circuitos trifásicos). Pode ser utilizada em circuitos simples quando se tem limitação da largura da faixa de servidão. Esse tipo de disposição é encontrado em linhas de tensão de até 500 kV;
- Triangular: os condutores são dispostos segundo os vértices de um triângulo. É utilizado em todos os níveis de tensão, tanto em circuitos simples como em circuitos duplos, podendo o triângulo formado pelos vértices ser equilátero ou isósceles.

5. Quanto ao número de circuitos:

- Circuito simples;
- Circuito duplo.

6. Quanto à tensão elétrica da linha:

No Brasil, as tensões elétricas mais utilizadas nas linhas de transmissão são: 69 kV, 138 kV, 230 kV, 345 kV, 460 kV, 500 kV e 765 kV.

2.3 Materiais utilizados na confecção de perfis usados nas montagens de torres de LTs

Segundo Veloso e Araújo (2019), são empregados normalmente na confecção de perfis estruturais de torres de transmissão os aços de baixo carbono, cujo teor de carbono é inferior a 0,3%, ou aços de baixa liga, produzidos pela adição de elementos de liga ao aço carbono que visam melhorar suas propriedades mecânicas. Os perfis são geralmente fabricados por laminação à quente.

2.3.1 Normatização nacional

Atualmente, no Brasil, não há uma norma técnica específica para projetos de torres de linhas de transmissão montadas a partir de cantoneiras de aço laminadas a quente, sendo os requisitos para o projeto dessas estruturas estabelecidos pela NBR 8800 (2008) - *Projeto de estruturas de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios*. A norma em questão estabelece como aço estrutural aprovado para a utilização em perfis, barras e chapas aquele cuja qualificação estrutural seja assegurada por norma brasileira ou estrangeira, desde que a resistência ao escoamento não supere 450 MPa e a relação entre a resistência à ruptura e ao escoamento não seja inferior a 1,18, a fim de garantir ductibilidade do aço.

A NBR 7007 (2016) - *Aço-carbono e aço microligado para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural - Requisitos* - estabelece os critérios de aceitação de aços-carbono e aços microligados em barras e perfis laminados a quente para uso estrutural. A norma classifica os aços em 5 categorias, de acordo com a resistência mínima ao escoamento e resistência à corrosão, apresentando para cada tipo de aço os requisitos de soldabilidade, propriedades mecânicas, teores percentuais e respectivas tolerâncias admissíveis na composição química dos mesmos.

A portaria nº 178 de 18 de julho de 2006 do INMETRO - Instituto Nacional de Metrologia, Normalização e Qualidade Industrial - estabelece requisitos a serem atendidos para as cantoneiras de aço laminadas a quente empregadas na montagem de torres de transmissão de energia. A referida portaria considera os mesmos tipos de aços estruturais especificados na NBR 7007 (2016), à exceção da categoria de menor resistência (Tabela 2.1), estabelecendo os mesmos requisitos quanto às propriedades mecânicas de cada tipo de aço, porém com pequenas discrepâncias nos requisitos quanto à composição química dos mesmos. Quanto a soldabilidade do aço, não há restrições por parte da portaria, uma vez que utiliza-se essencialmente junções parafusadas em torres de transmissão. A portaria apresenta também critérios de padronização quanto às dimensões nominais das cantoneiras e tolerâncias dimensionais, bem como quanto à qualidade superficial.

Tabela 2.1: Requisitos de propriedades mecânicas segundo a portaria n° 178 do INMETRO (2006)

Classificação do aço	Limite de escoamento mínimo (MPa)	Resistência à tração (MPa)	Alongamento mínimo após ruptura (%) $L_0=200$ mm
MR 250	250	400 a 560	20
AR 350	350	mín. 450	18
AR 350 COR	350	mín. 485	18
AR 415	415	mín. 520	16

2.3.2 Normatização internacional

A norma norte americana ASCE 10 (2015) - *Design of Latticed Steel Transmission Structures* - especifica requisitos de projeto para torres de linhas de transmissão, sendo aplicável para estruturas montadas com perfis laminados a quente bem como formados a frio. Indica-se na referida norma os aços da Tabela 2.2 como adequados para a composição dos elementos estruturais, não sendo excluída a utilização de outros aços não listados, desde que suas propriedades mecânicas e químicas estejam em conformidade com algum dos aços listados nessa norma ou em outra publicação correspondente.

Tabela 2.2: Materiais adequados aos perfis das torres de transmissão conforme a ASCE 10 (2015)

Classificação	Descrição
ASTM A36	Aço estrutural
ASTM A242	Aço estrutural de alta resistência e baixa liga
ASTM A529	Aço estrutural com resistência mínima ao escoamento de 290 MPa
ASTM A572	Aço estrutural de alta resistência e baixa liga níobio-vanádio
ASTM A588	Aço estrutural de alta resistência e baixa liga com resistência mínima ao escoamento de 345 MPa
ASTM A606	Aço laminado à quente ou à frio, de alta resistência, baixa liga e resistência à corrosão atmosférica melhorada

2.4 Segurança estrutural e normas aplicáveis ao projeto de torres de LTs

O projeto de estruturas abrange invariavelmente numerosas incertezas, as quais se relacionam a modelo, carregamentos, materiais, dentre outros atributos do projeto. Uma vez que tais incertezas não são, em geral, passíveis de serem completamente eliminadas, faz-se uso de determinados métodos para que seus efeitos sejam devidamente considerados nos cálculos estruturais. Segundo Budynas e Nisbett (2011), as técnicas primárias para tal diferenciam-se entre determinísticas e estocásticas.

A metodologia determinística estabelece um fator de projeto com base nas incertezas absolutas de um certo parâmetro de perda de função e um parâmetro máximo admissível. Enquadra-se

nesse conceito o chamado método das tensões admissíveis, ou *Allowable Design Stress* (ADS), que predominou no projeto de estruturas metálicas até meados da década de 80 (JUNIOR, 2008). Nesse caso, tratando-se de estruturas metálicas, o parâmetro de perda de função consiste na tensão limite de escoamento do material, e a tensão máxima admissível não deve superar o valor da tensão limite minorada pelo fator de projeto, o qual assume um valor maior que a unidade. Essa relação é demonstrada na Equação (2.1):

$$\sigma_{adm} \leq \frac{\sigma_{lim}}{\gamma} \quad (2.1)$$

sendo:

$$\begin{aligned} \sigma_{adm} &: \text{ Tensão admissível;} & (MPa) \\ \sigma_{lim} &: \text{ Tensão limite de escoamento;} & (MPa) \\ \gamma &: \text{ Fator de projeto ou segurança.} \end{aligned}$$

Constata-se que, nessa abordagem, um coeficiente único global é empregado sob o estado de tensões que representa a condição limite do elemento estrutural, não se levando em consideração a variabilidade específica de cada carregamento de acordo com suas respectivas naturezas. Além disso, a definição de um único fator global de projeto demanda um processo iterativo que tende a partir de um valor conservador, o qual acarreta em estruturas pesadas e superdimensionadas, e passa a ser diminuído ao longo do tempo com a aquisição de experiência por parte dos projetistas (MENDES, 2020).

Por outro lado, a metodologia estocástica se baseia na natureza estatística dos parâmetros de projeto, concentrando-se na probabilidade de subsistência da função do projeto. Fundamentado nesse conceito, o chamado método dos estados limites, ou *Load Resistor Factor Design* (LRFD), passou a ser o procedimento de cálculo adotado por várias normas internacionais, em substituição ao tradicional método das tensões admissíveis.

Na filosofia de projeto LRFD a segurança estrutural é avaliada em termos da resistência do material e da carga aplicada, ao invés da tensão no elemento. Por um lado, a resistência pode vir a ser minorada de acordo com o material enquanto que a carga é majorada conforme a variabilidade da ocorrência de cada tipo de carregamento específico. A verificação do elemento passa a ser feita então para a combinação dos efeitos dos carregamentos majorados, conforme a relação apresentada na Equação (2.2):

$$\sum_{i=1}^n \gamma_i S_i \leq \phi R_k \quad (2.2)$$

sendo:

$$\begin{aligned} S_i &: \text{ i-ésima ação característica;} & (N) \\ \gamma_i &: \text{ Coeficiente de majoração para a i-ésima ação característica;} \\ n &: \text{ Número de ações ou carregamentos;} \\ R_k &: \text{ Resistência característica do elemento estrutural;} & (N) \\ \phi &: \text{ Coeficiente de minoração para a resistência do material.} \end{aligned}$$

Como consequência dos aspectos descritos, passou-se a atribuir ao método dos estados limites uma maior consistência e confiabilidade sobre os cálculos estruturais quando em comparação com o método das tesões admissíveis.

No que concerne às torres de LTs, existem diferentes normativas aplicáveis ao projeto desse tipo de estrutura, tanto para a determinação dos esforços como para a verificação estrutural dos elementos, podendo assim haver divergência entre a filosofia de segurança estrutural sob a qual tais normas se baseiam.

A norma brasileira NBR 5422 (1985), que fixa as condições básicas para o projeto de linhas aéreas de transmissão, apresenta uma abordagem para o cálculo dos esforços que, para autores como Mendes (2020), se aproxima da filosofia ASD, uma vez que não menciona a aplicação de coeficientes de resistência e tampouco a aplicação de métodos probabilísticos e conceitos de confiabilidade, expressos pela filosofia de projeto LRFD. Conforme será visto na seção 2.5, a própria nomenclatura utilizada pela norma em questão permite inferir uma compatibilidade com o método tradicional em virtude da designação de algumas variáveis como parâmetros de projeto, e não parâmetros característicos.

Cabe ressaltar ainda que não há, na NBR 5422 (1985), recomendações referentes à formulação de hipóteses mínimas de carregamento para o dimensionamento das estruturas de LTs. Por esse motivo, a verificação estrutural da torre neste trabalho será feita para as hipóteses sugeridas por Labegalini et al. (1992), amplamente utilizadas em projetos de torres no Brasil.

Tratando-se ainda do cálculo dos esforços em torres de LTs, especificamente dos oriundos da ação do vento, constata-se que a norma brasileira NBR 6123 (1988), que fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento em edificações, aborda torres treliçadas reticuladas, tais quais as presentes em LTs. A norma em questão propõe, conforme será visto na seção 2.5, o cálculo da carga estática de vento em termos de uma velocidade característica, a qual considera um fator estatístico para ponderar a probabilidade de que a velocidade de vento utilizada seja excedida dentro de um determinado período de tempo. Nota-se assim a compatibilidade explícita da norma em questão com o método dos estados limites.

Em termos do estabelecimento de critérios para a verificação estrutural dos perfis do suporte, constata-se que não há uma norma brasileira atualmente vigente que aborde especificamente as torres metálicas. A NBR 8800 (2008), mencionada anteriormente na subseção 2.3.1, estabelece critérios de verificação para estruturas de aço com perfis de cantoneira formados à quente, mas não é voltada especificamente ao projeto de torres de LTs. Por esse motivo a prática mais comum por parte dos projetistas e fabricantes desse tipo de estrutura é recorrer às normas internacionais, mais especificamente à ASCE 10 (2015), amplamente utilizada no Brasil e no mundo.

A abordagem proposta pela norma americana sugere que, para efeitos de análise estrutural, os perfis sejam tratados como elementos unidimensionais de treliça rotulados nas extremidades, desconsiderando-se assim quaisquer efeitos de flexão. Portanto excentricidades e comportamentos semi-rígidos de ligações, que geram momentos fletores nas barras, são desconsiderados nessa análise, desde que sejam seguidas as restrições de excentricidades máximas fixadas pela norma. Ressalta-se que tal desconsideração é feita para fins de determinação dos esforços, mas é considerada no

dimensionamento dos perfis. A ausência dos efeitos de flexão na análise estrutural permite a desconsideração de não-linearidades geométricas, uma vez que as barras sujeitas apenas à tração e compressão não sofrem grandes deflexões.

2.5 Cálculo dos esforços em torres de LTs

Os esforços que atuam em torres de linhas de transmissão subdividem-se em três grupos: horizontais transversais, associados exclusivamente à ação do vento sobre estrutura, cabos e cadeias de isoladores; horizontais longitudinais, que ocorrem apenas em situação de rompimento de cabo; e verticais, que decorrem do peso dos cabos, isoladores e esforços de montagem e manutenção. Nesta seção serão apresentadas as formulações e metodologias utilizadas para os cálculos dos esforços sobre a torre.

2.5.1 Ação do vento

A alta variabilidade inerente à ação do vento torna-a um problema complexo da perspectiva estrutural. A abordagem normalmente utilizada para modelar o efeito de carregamento do vento sobre a estrutura é transformar sua velocidade, ao ser tomada como um valor médio mantido sobre um intervalo de tempo, em uma carga de pressão não variável, o que caracteriza a análise estática. O efeito das flutuações da velocidade do vento sobre a estrutura geram uma resposta flutuante, que pode ser avaliada em uma análise dinâmica modal. Em geral, as normas específicas para projetos de TLTs abordam apenas o carregamento estático.

O vento se configura, no projeto de torres de linhas de transmissão, como principal agente de carregamento da estrutura, em virtude da esbelteza e do baixo peso da mesma. Nesse contexto, serão apresentados os procedimentos propostos pelas duas normas atualmente vigentes da ABNT que apresentam diretrizes para o cálculo de forças do vento nesse tipo de estrutura:

- NBR 5422 (1985) - *Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica*: fixa as condições básicas para o projeto de linhas aéreas de transmissão;
- NBR 6123 (1988) - *Forças devidas ao vento em edificações*: fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações em geral.

2.5.1.1 Procedimento segundo a NBR 5422 (1985)

- **Ação do vento sobre o suporte**

A NBR 5422 (1985) recomenda a decomposição da estrutura em módulos de até 10 metros, para que a velocidade do vento seja corrigida ao longo da altura da torre. Para uma estrutura de seção retangular, tomam-se duas faces adjacentes à barlavento, calculando-se o esforço que

atua sobre o centro de gravidade do módulo através da Equação (2.3):

$$F_t = q_0(1 + 0,2\text{sen}^22\theta)(A_{e1}C_{a1}\text{sen}^2\theta + A_{e2}C_{a2}\text{cos}^2\theta) \quad (2.3)$$

sendo:

- q_0 : Pressão dinâmica de referência; (N/m^2)
- θ : Ângulo de incidência do vento; ($^\circ$)
- C_{a1}, C_{a2} : Coeficiente de arrasto para um vento perpendicular às faces 1 e 2 do módulo, respectivamente, tomadas conforme a Figura 2.3;
- A_{e1}, A_{e2} : Área frontal efetiva do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical, para as faces 1 e 2 do módulo, respectivamente. (m^2)

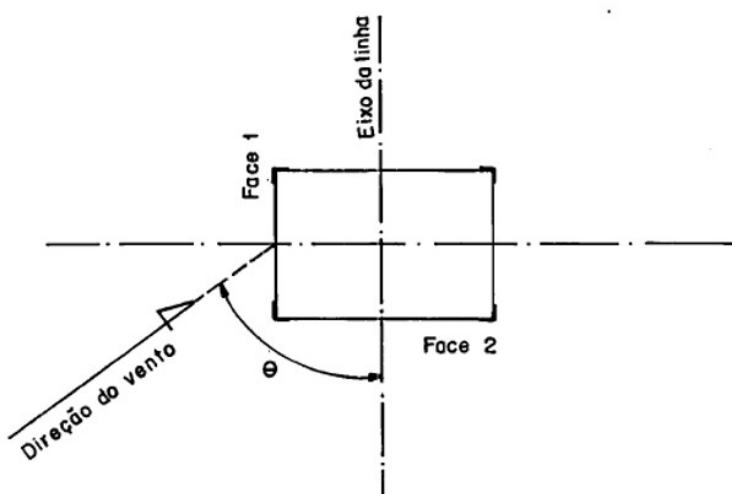


Figura 2.3: Vista superior da ação do vento sobre uma torre de seção retangular [Fonte: NBR 5422 (1985)]

Os coeficientes de arrasto da Equação (2.3) são obtidos da Figura 2.4 a partir do índice de área exposta calculado para cada face do módulo, calculado conforme a Equação (2.4):

$$\phi = \frac{A_e}{A_b} \quad (2.4)$$

sendo:

- A_e : Área frontal efetiva do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical; (m^2)
- A_b : Área frontal da superfície delimitada pelo contorno do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical. (m^2)

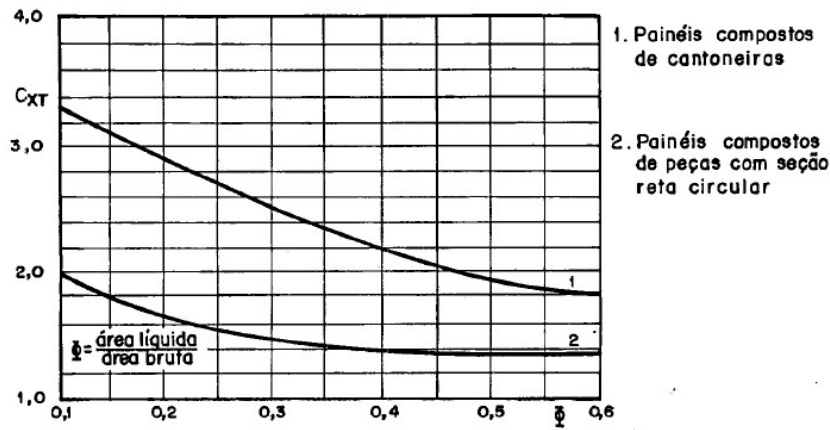


Figura 2.4: Coeficientes de arrasto para painéis de suporte treçado, conforme a NBR 5422 (1985)

A pressão dinâmica de referência é calculada conforme a Equação (2.5):

$$q_0 = \frac{1}{2} \rho V_p^2 \quad (2.5)$$

sendo:

$$\begin{aligned} \rho & : \text{Massa específica do ar;} & (Kg/m^3) \\ V_p & : \text{Velocidade do vento de projeto.} & (m/s) \end{aligned}$$

A massa específica do ar é obtida através da Equação (2.6):

$$\rho = \frac{1,293}{1 + 0,00367T} \left(\frac{16000 + 64T - ALT}{16000 + 64T + ALT} \right) \quad (2.6)$$

sendo:

$$\begin{aligned} T & : \text{Temperatura coincidente (Valor correspondente à média das temperaturas mínimas, cuja ocorrência é considerada coincidente com a velocidade do vento de projeto);} & (^\circ C) \\ ALT & : \text{Altitude média da região de implantação da linha.} & (m) \end{aligned}$$

A velocidade do vento de projeto consiste em um valor corrigido da velocidade básica de vento em que se considera o efeito da rugosidade do terreno da região de implantação da linha, o intervalo de tempo necessário para que o obstáculo responda à ação do vento, a altura do obstáculo e o período de retorno adotado. A Equação (2.7) apresenta a formulação para a velocidade do vento de projeto.

$$V_p = K_r K_d \left(\frac{z}{10} \right)^{\frac{1}{n}} V_b \quad (2.7)$$

sendo:

- K_r : Coeficiente de rugosidade do terreno;
 K_d : Coeficiente de correção do período de integração;
 z : Altura correspondente; (m)
 n : Expoente de correção de altura;
 V_b : Velocidade básica do vento. (m/s)

O coeficiente de rugosidade é definido entre quatro categorias, de acordo com as características do terreno, conforme apresentado na Tabela 2.3:

Tabela 2.3: Coeficientes de rugosidade do terreno, conforme a NBR 5422 (1985)

Categoria do terreno	Características do terreno	Coeficiente de rugosidade K_r
A	Vastas extensões de água; áreas planas costeiras; desertos planos	1,08
B	Terreno aberto com poucos obstáculos	1,00
C	Terrenos com obstáculos numerosos e pequenos	0,85
D	Áreas urbanizadas; terrenos com muitas árvores altas	0,67

O período de integração corresponde ao intervalo de tempo para o qual toma-se a média das medições das rajadas de vento, definindo-se a velocidade média de vento com relação a esse período. O coeficiente de correção K_d é obtido através da Figura 2.5, de acordo com a categoria de rugosidade atribuída ao terreno. A Norma recomenda a adoção de um período de integração de 2 segundos para o cálculo do vento sobre os suportes e 30 segundos para o cálculo dos esforços nos cabos.

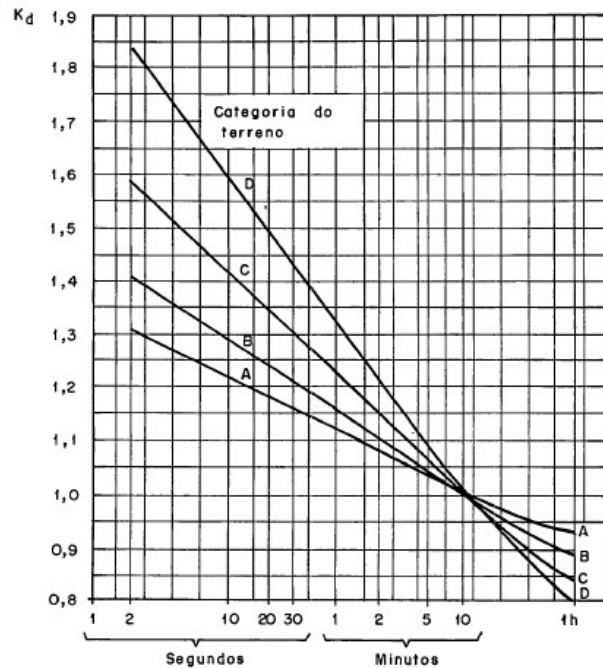


Figura 2.5: Coeficiente de correção do período de integração, de acordo com a NBR 5422 (1985)

O expoente de correção da velocidade do vento em função da altura é definido de acordo com a categoria do terreno e o período de integração, conforme apresentado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Valores do expoente de correção de altura n , segundo a NBR 5422 (1985)

Categoria do terreno	n	
	$t = 2$ segundos	$t = 30$ segundos
A	13	12
B	12	11
C	10	9,5
D	8,5	8

A velocidade básica do vento é obtida diretamente do mapa de isopletas da Figura 2.6, calculado para um período de retorno de 50 anos, altura com relação ao solo de 10 metros, período de integração de 10 minutos e grau de rugosidade do terreno B. O período de retorno é definido como o intervalo médio estimado entre ocorrências de igual magnitude de determinado fenômeno.

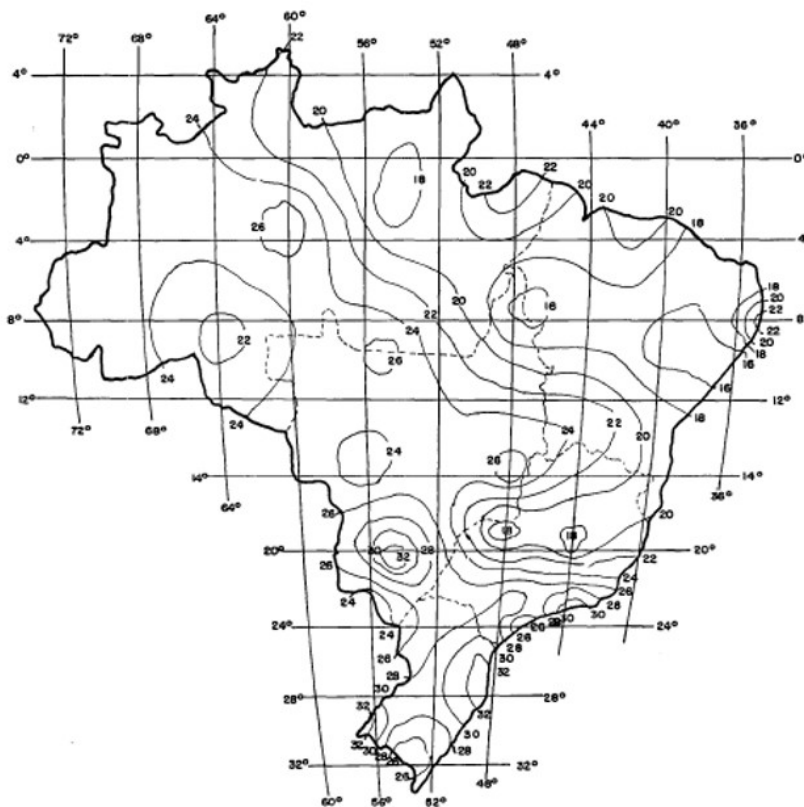


Figura 2.6: Mapa da velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 5422 (1985)

- **Ação do vento sobre os cabos**

O esforço decorrente da ação do vento sobre um cabo, aplicado perpendicularmente aos

pontos de fixação do mesmo nos respectivos suportes, é formulado pela Equação (2.8):

$$F_c = q_0 C_{ac} \alpha d \frac{A}{2} \text{sen}^2 \theta \quad (2.8)$$

sendo:

- q_0 : Pressão dinâmica de referência; (N/m²)
- C_{ac} : Coeficiente de arrasto para cabos;
- α : Fator de efetividade;
- d : Diâmetro do cabo; (m)
- a : Comprimento do vão considerado; (m)
- θ : Ângulo de incidência do vento em relação à direção do vão. (°)

A pressão dinâmica de referência é calculada de acordo com a Equação (2.5) utilizando a altura média dos cabos ao longo do vão para a correção da velocidade de projeto. O coeficiente de arrasto deve ser tomado igual à unidade, conforme sugerido pela norma. O fator de efetividade é determinado pelo comprimento de vão, de acordo com a categoria do terreno, conforme a Figura 2.7:

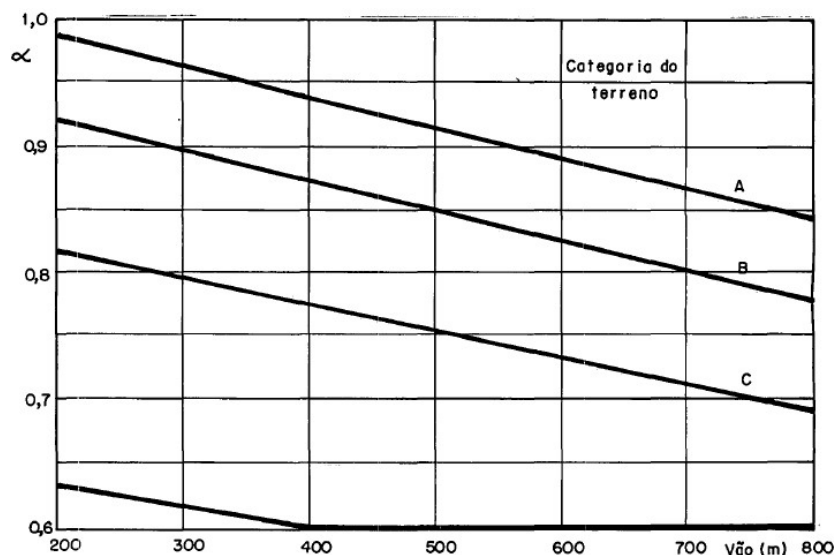


Figura 2.7: Fator de efetividade para a ação do vento em cabos, de acordo com a NBR 5422 (1985)

- **Ação do vento sobre os isoladores**

O esforço decorrente da ação do vento sobre uma cadeia de isoladores, aplicado no ponto de suspensão da cadeia e na direção do vento, é dado pela Equação (2.9):

$$F_i = q_0 C_{ai} A_i \quad (2.9)$$

sendo:

- q_0 : Pressão dinâmica de referência; (N/m^2)
- C_{ai} : Coeficiente de arrasto para a cadeia de isoladores;
- A_i : Área da cadeia de isoladores, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical. (m^2)

A pressão dinâmica de referência é calculada de acordo com a Equação (2.5), utilizando a altura média da cadeia de isoladores para a correção da velocidade de projeto. O coeficiente de arrasto é tomado igual a 1,2, conforme sugerido pela norma.

2.5.1.2 Procedimento segundo a NBR 6123 (1988)

- **Ação do vento sobre o suporte**

Conforme a normativa em questão, a força de arrasto devida ao vento que atua sobre uma torre reticulada é calculada através da Equação (2.10):

$$F_t = C_{a\theta} q A_e \quad (2.10)$$

sendo:

- $C_{a\theta}$: Coeficiente de arrasto para um vento com ângulo de incidência θ com relação à face;
- q : Pressão dinâmica para condições normais de pressão e temperatura; (N/m^2)
- A_e : Área frontal efetiva do reticulado, projetada ortogonalmente sobre um plano vertical. (m^2)

A face da torre sobre a qual o vento incide, tomada para o cálculo da força de arrasto, é definida como a face cujo vetor normal forma um ângulo θ não superior a 45° com a direção do vento incidente. Nos casos em que o vento não incide perpendicularmente à face, isto é, $\theta \neq 0^\circ$, o coeficiente de arrasto é obtido através da Equação (2.11):

$$C_{a\theta} = K_\theta C_a \quad (2.11)$$

sendo:

- K_θ : Fator do ângulo de incidência do vento;
- C_a : Coeficiente de arrasto para um vento de incidência perpendicular à face.

Por sua vez, o fator K_θ é determinado conforme a Equação (2.12):

$$K_\theta = \begin{cases} 1 + \frac{\theta}{125}; & \text{se } 0^\circ \leq \theta \leq 20^\circ \\ 1,16; & \text{se } 20^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \end{cases} \quad (2.12)$$

sendo:

θ : Ângulo de incidência do vento.

(°)

Já o coeficiente de arrasto para um vento perpendicular à face é obtido da Figura 2.8 a partir do índice de área exposta do reticulado, calculado pela Equação (2.4). As componentes da força total de arrasto que atua sobre o reticulado, calculada através da Equação (2.10) para um vento incidindo sobre determinada face com um certo ângulo de incidência, são distribuídas entre as faces da torre multiplicando-se o valor de F_t pelos coeficientes apresentados na Figura 2.9.

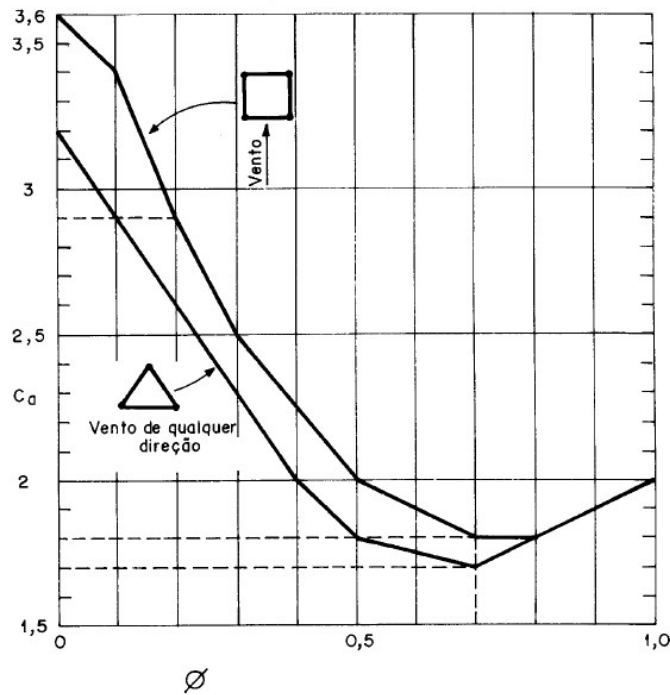


Figura 2.8: Coeficiente de arrasto para torres reticuladas de seção quadrada e triangular equilátera, segundo a NBR 6123 (1988)

Direção do vento		Face I	Face II	Face III	Face IV
	n	$\frac{1}{1+\eta}$	0	$\frac{\eta}{1+\eta}$	0
	t	0	0	0	0
	n	0,20	0,20	0,15	0,15
	t	0,20	0,20	0,15	0,15

Figura 2.9: Fatores de distribuição do arrasto para o cálculo das componentes normal e tangencial de força sobre cada face, conforme a NBR 6123 (1988)

O denominado fator de proteção η , utilizado para o cálculo da força do vento sobre a face

protegida na Figura 2.9, é determinado através do índice de área exposta da face sobre a qual o vento incide e do respectivo afastamento relativo entre as faces, conforme a Figura 2.10. O afastamento relativo consiste na razão entre a distância entre as faces reticuladas e a altura do reticulado.

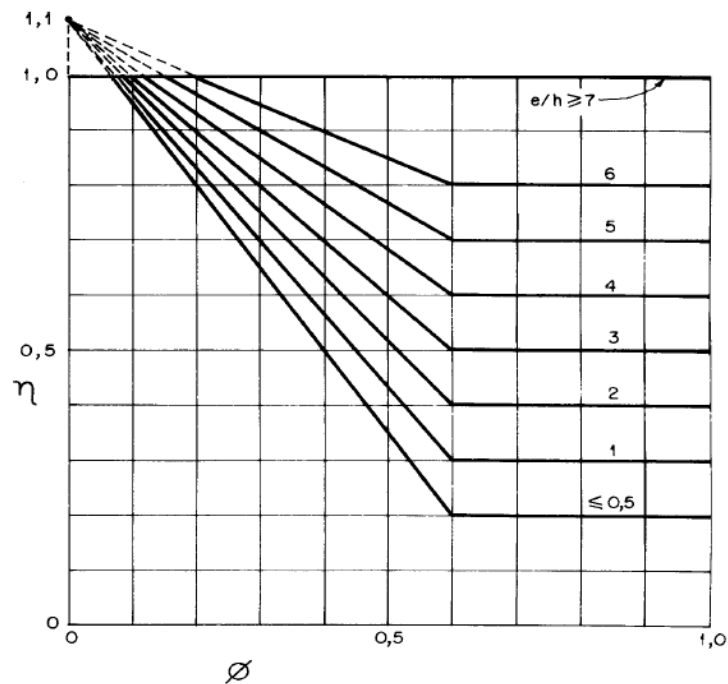


Figura 2.10: Fator de proteção, conforme a NBR 6123 (1988)

sendo:

- e : Distância entre as faces reticuladas; (m)
 h : Altura do reticulado. (m)

Para o cálculo da pressão dinâmica do vento, a NBR 6123 (1988) considera a massa específica do ar constante ao longo da altura, em condição padrão de temperatura, conforme formulado pela Equação (2.13):

$$q = 0,613V_k^2 \quad (2.13)$$

sendo:

- V_k : Velocidade característica do vento. (m/s)

A velocidade característica do vento, formulada através da Equação (2.14), consiste em um valor corrigido da velocidade básica de vento, de acordo com os fatores que influenciam a resposta estrutural à ação do vento.

$$V_0 = V_b S_1 S_2 S_3 \quad (2.14)$$

sendo:

- V_0 : Velocidade básica do vento; (m/s)
- S_1 : Fator topográfico;
- S_2 : Fator de correção de altura;
- S_3 : Fator estatístico.

O fator topográfico S_1 leva em conta as características do terreno, considerando por exemplo o aumento da velocidade do vento na presença de taludes. Para o caso de terrenos planos, utiliza-se esse fator igual à unidade.

O fator S_2 considera os efeitos de rugosidade do terreno, dimensões do edifício e a variação da velocidade do vento ao longo da altura do edifício, de acordo com a Equação (2.15). Quanto às dimensões, classifica-se uma edificação em tipo A, B ou C, se sua maior dimensão for de até 20 metros, entre 20 a 50 m ou acima de 50 m, respectivamente. Quanto à rugosidade o terreno é classificado em categoria I, II, III, IV e V, conforme apresentado na Tabela 2.5.

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10} \right)^p \quad (2.15)$$

sendo:

- b, p : Parâmetros meteorológicos obtidos da Tabela 2.6;
- F_r : Fator de rajada, sempre correspondente à categoria II, de acordo com a Tabela 2.6;
- z : Altura. (m)

Tabela 2.5: Coeficientes de rugosidade do terreno, conforme a NBR 6123 (1988)

Classificação	Descrição
Categoria I	Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente.
Categoria II	Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média dos obstáculos é considerada inferior ou igual a 1 metro.
Categoria III	Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média dos objetos é considerada 3 metros.
Categoria IV	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. A cota média do topo dos objetos é considerada 10 metros.
Categoria V	Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros.

Tabela 2.6: Parâmetros meteorológicos para o cálculo do fator S_2 , conforme a NBR 6123 (1988)

Categoria do terreno	Parâmetro	Classes		
		A	B	C
I	b	1,10	1,11	1,12
	p	0,06	0,065	0,07
II	b	1,00	1,00	1,00
	F_r	1,00	0,98	0,95
	p	0,085	0,09	0,10
III	b	0,94	0,94	0,93
	p	0,10	0,105	0,115
IV	b	0,86	0,85	0,84
	p	0,12	0,125	0,135
V	b	0,74	0,73	0,71
	p	0,15	0,16	0,175

O fator S_3 considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Uma vez que a velocidade básica de vento é tomada para um período de recorrência médio de 50 anos, existe a probabilidade de que a velocidade seja igualada ou excedida nesse período, cujo valor é de 63%. Esse nível de probabilidade de 0,63 e a projeção de vida útil de 50 anos são adequados para edificações comuns, em que se utiliza $S_3 = 1$. Em alguns casos, a depender da criticidade de uma ocorrência de tempestades destrutivas, empregam-se valores maiores que a unidade, bem como utilizam-se valores menores que a unidade em casos menos críticos.

As isopletas de velocidade básica do vento da NBR 6123 (1988) são apresentadas na Figura 2.9, tomadas para uma rajada de 3 segundos em um período de recorrência médio de 50 anos, a 10 metros acima do terreno e em campo aberto e plano. Nota-se que os valores apresentados nesse mapa são superiores aos apresentados pelo mapa de isopletas da NBR 5422 (1985), diferença que se justifica pelos tempos de integração distintos utilizados pelas duas normas.

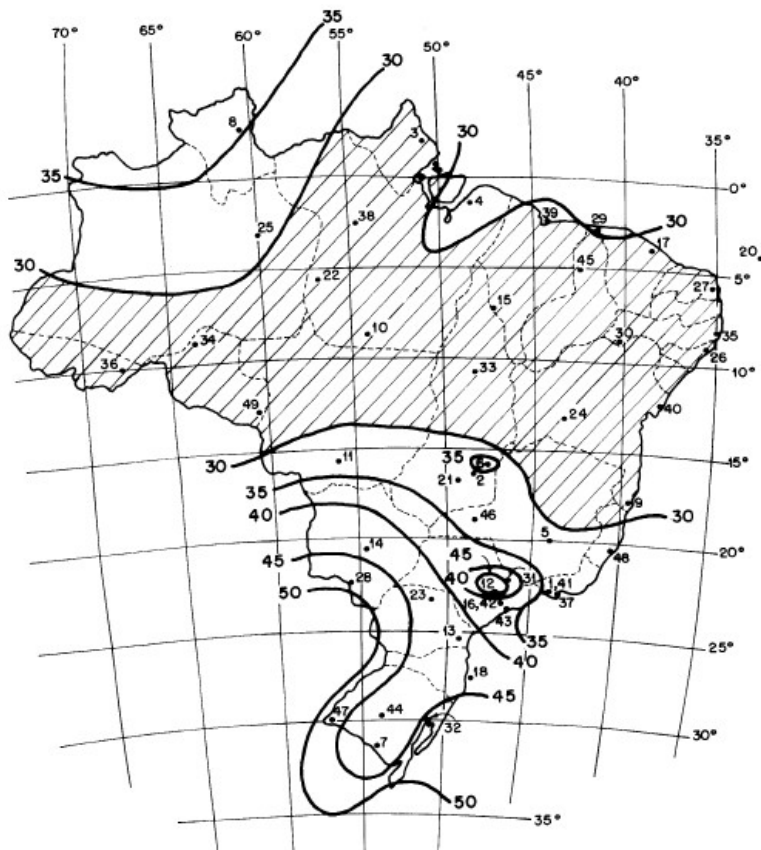


Figura 2.11: Mapa da velocidade básica do vento, de acordo com a NBR 6123 (1988)

• **Ação do vento sobre os cabos**

A força de arrasto do vento sobre cabos é calculada, conforme a NBR 6123 (1988), através da Equação (2.16):

$$F_c = C_{ac} q l d s e n^2 \theta \tag{2.16}$$

sendo:

- C_{ac} : Coeficiente de arrasto para o cabo;
- q : Pressão dinâmica para as condições normais de pressão e temperatura; (N/m^2)
- l : Comprimento do cabo; (m)
- d : Diâmetro do cabo; (m)
- θ : Ângulo de incidência do vento. $(^\circ)$

O coeficiente de arrasto para cabos é determinado a partir do número de Reynolds do escoamento, conforme apresentado na Tabela 2.7, que por sua vez é calculado através da Equação 2.17:

$$Re = 70000 V_k d \tag{2.17}$$

Tabela 2.7: Coeficiente de arrasto para cabos com $l/d > 60$, conforme a NBR 6123 (1988)

Regime do escoamento	Cabos torcidos de fios finos ($r'/d \leq 1/30$)	Cabos torcidos de fios grossos ($r'/d \geq 1/25$)
$Re \leq 2,5 \cdot 10^4$	1,2	1,3
$Re \geq 4,2 \cdot 10^4$	0,9	1,1

sendo:

$$r' : \text{Raio dos fios secundários da camada externa do cabo.} \quad (m)$$

Para o carregamento sobre isoladores, a NBR 6123 (1988) não aborda um procedimento específico, adotando-se para tal o critério estabelecido pela NBR 5422 (1985).

2.5.2 Ação e comportamento mecânico dos cabos

O conhecimento acerca dos principais parâmetros referentes ao comportamento mecânico dos cabos é fundamental para o projeto das torres de linhas de transmissão, uma vez que toda a carga de peso e quaisquer tracionamentos assimétricos nos cabos são transmitidos diretamente para os suportes. Para o estudo dos condutores neste trabalho, utilizou-se a formulação proposta por Labegalini et al. (1992).

Segundo o referido autor, os cabos de linhas aéreas de transmissão podem ser considerados suficientemente flexíveis quando seus pontos de suspensão estiverem razoavelmente afastados entre si, de forma que, quando suspensos, descrevem curvas próximas a catenárias. No caso de um cabo suspenso entre dois suportes desnivelados, como ilustrado na Figura 2.12, a equação da catenária é descrita, para um sistema de coordenadas com origem transladada do ponto O para o ponto A da Figura 2.12, pela Equação (2.18).

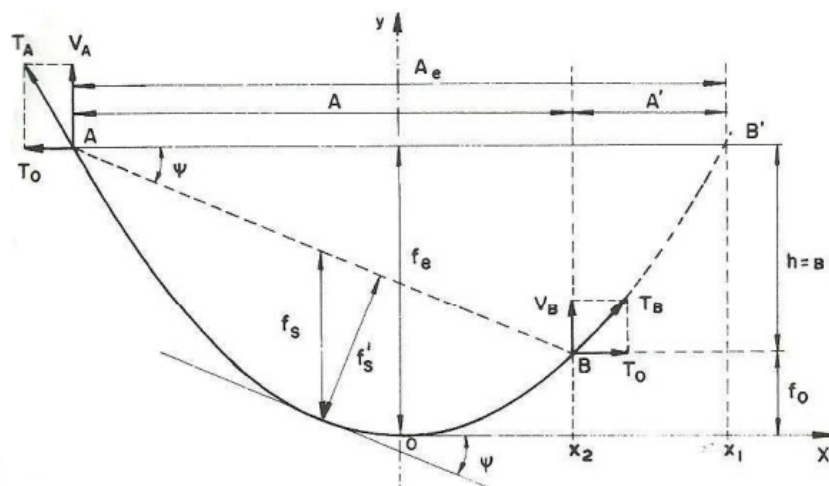


Figura 2.12: Cabo suspenso entre dois suportes desnivelados [adaptado de Labegalini et al. (1992)]

$$y = C_1 \left[\cosh \left(\frac{x - x_0}{C_1} \right) - \cosh \left(\frac{x_o}{C_1} \right) \right] \quad (2.18)$$

onde:

$$C_1 = \frac{T_o}{p} \quad (2.19)$$

sendo:

$$\begin{aligned} T_o &: \text{Componente horizontal da tração do cabo, constante ao longo da curva;} & (N) \\ p &: \text{Peso linear do cabo;} & (N/m) \\ x_0 &: \text{Distância horizontal entre os pontos } A \text{ e } O. & (m) \end{aligned}$$

As reações nos pontos de apoios superior e inferior são descritas, respectivamente, pelas Equações (2.20) e (2.21):

$$V_A = \frac{Ap}{2} + \frac{BT_o}{A} \quad (2.20)$$

$$V_B = \frac{Ap}{2} - \frac{BT_o}{A} \quad (2.21)$$

sendo:

$$\begin{aligned} A &: \text{Comprimento do vão;} & (m) \\ B &: \text{Altura de desnível entre os suportes.} & (m) \end{aligned}$$

A flecha máxima da catenária para um vão desnivelado é calculada em função da flecha em vão equidistante, conforme apresentado na Equação (2.22):

$$f_o = f_e \left(1 - \frac{B}{4f_e} \right)^2 \quad (2.22)$$

em que a flecha correspondente ao vão equidistante é obtida pela Equação (2.23):

$$f_e = \frac{A^2 p}{8T_o} \quad (2.23)$$

sendo:

$$\begin{aligned} f_o &: \text{Flecha máxima em vão desnivelado;} & (m) \\ f_e &: \text{Flecha correspondente ao vão equidistante.} & (m) \end{aligned}$$

O comprimento do cabo para a situação apresentada é obtido pela Equação (2.24):

$$L_c = \sqrt{B^2 + A^2 \left(1 + \frac{A^2 p^2}{12T_o^2}\right)} \quad (2.24)$$

Tratando-se de vãos contínuos, a determinação dos esforços transversais e verticais transmitidos ao suporte por ação dos cabos é normalmente feita em função dos parâmetros definidos a seguir:

- **Vão médio:** é definido como o comprimento de vão médio entre ambos os vãos adjacentes de um suporte, conforme apresentado na Equação (2.25). A carga transversal transmitida ao suporte devido a ação do vento sobre os cabos, formulada em (2.8), é calculada em função desse parâmetro.

$$a_m = \frac{a_i + a_j}{2} \quad (2.25)$$

sendo:

$$\begin{aligned} a_m & : \text{Vão médio;} & (m) \\ a_i, a_j & : \text{Vãos adjacentes.} & (m) \end{aligned}$$

- **Vão gravante:** Também chamado de vão de peso, consiste na distância horizontal entre os vértices das catenárias dos vãos adjacentes de um suporte. Seja a_g o vão gravante para um determinado suporte, o esforço vertical devido ao peso do cabo sobre a estrutura é dado pela Equação (2.26):

$$F_v = a_g p \quad (2.26)$$

sendo:

$$\begin{aligned} F_v & : \text{Esforço vertical devido ao peso do cabo;} & (N) \\ p & : \text{Peso linear do cabo.} & (N/m) \end{aligned}$$

Para o cálculo dos esforços decorrentes do peso dos cabos em um suporte em LT contínua, pode-se estimar o vão gravante a partir dos comprimentos de vão equivalente dos cabos suspensos, os quais são calculados através da Equação (2.27):

$$A_e = A + \frac{2BT_0}{Ap} \quad (2.27)$$

sendo:

$$A_e : \text{Comprimento do vão equivalente entre dois suportes desnivelados.} \quad (m)$$

Conforme a Figura 2.12, o vão gravante é obtido somando-se as medidas $A_e/2 - A'$ de ambos os vãos adjacentes ao suporte, onde $A' = A_e - A$.

2.5.3 Ações oriundas de procedimentos de montagem

Durante a montagem da linha o procedimento para esticamento dos cabos, feito com um dispositivo de freio que os traciona com determinado ângulo de inclinação, gera sobrecargas verticais no suporte. Labegalini et al. (1992) recomenda que o cálculo dessa sobrecarga seja feito conforme a Equação (2.28):

$$F_{vm} = T_{EDS} \cos \alpha + 0,75F_v + P_{e,op} \quad (2.28)$$

sendo:

T_{EDS}	: Tração EDS do cabo;	(N)
α	: Ângulo de posicionamento do freio;	(°)
F_v	: Esforço vertical devido ao peso do cabo, calculado conforme a Equação 2.26;	(N)
$P_{e,op}$: Peso do equipamento somado ao peso dos operários.	(N)

O termo tração EDS, referente à *Every Day Stress*, corresponde à tração final de trabalho dos cabos após o lançamento, considerando os efeitos somados da tração imposta no esticamento com o peso próprio para a obtenção da catenária de projeto. Para o ângulo de posicionamento do freio, Labegalini et al. (1992) recomenda como requisito mínimo $\cos \alpha \geq 0,316$. Para o peso dos operários mais equipamento, o autor propõe a utilização de 200 Kg para cabo para-raios, considerando 2 operários, e 400 Kg para cabos condutores, considerando 4 operários.

2.6 Estado da arte

O histórico de acidentes em torres de linhas de transmissão e a recorrência desses eventos até os dias atuais torna importante a avaliação e validação dos procedimentos aplicados no projeto desse tipo de estrutura. Blessmann (2001), ao confrontar prescrições normativas propostas pelas normas NBR 6123 (1988) e NBR 5422 (1985), conclui que a primeira proporciona valores maiores de cargas de vento por considerar menor probabilidade de ruína para a estrutura. O autor, ao estudar acidentes ocorridos pela ação do vento, relata casos de ruínas em que a velocidade do vento superou os limites especificados pela NBR 5422 (1985), porém manteve-se dentro do previsto pela NBR 6123 (1988).

Oliveira et al. (2007) avaliaram três abordagens distintas para a execução da análise estrutural em torres metálicas estaiadas utilizando o método dos elementos finitos: a modelagem da torre feita inteiramente com elementos de treliça, sujeitos apenas a esforços de tração e compressão; a modelagem feita inteiramente com elementos de viga, considerando os momentos internos nos perfis; e por fim uma abordagem mista, utilizando elementos de viga para os montantes e elementos de treliça para as diagonais. Os autores concluem que a modelagem feita integralmente com elementos tridimensionais de treliça não é recomendável em virtude da instabilidade desse tipo de estrutura em um software de elementos finitos, o que requer uma série de acoplamentos nodais adicionais para garantir a imposição adequada de condições de contorno ao modelo. A modelagem

feita integralmente com elementos de viga apresenta como desvantagem o aumento nas cargas de flambagem, uma vez que todas as conexões são consideradas rígidas. Os autores propõem, por fim, a utilização da abordagem mista.

Singh (2009) estuda o comportamento de torres metálicas autoportantes submetidas à ação do vento com o uso de sub-rotinas para a geração da geometria da torre e realização da análise estática com base nos critérios das normas NBR 6123 (1988) e NBR 5422 (1985). Com os resultados da análise, a autora conclui que, sob ação do vento, os maiores esforços de tração sofridos pela torre encontram-se nas diagonais das mísulas e para-raios, nas diagonais da extensão e nos montantes das pernas; enquanto que os maiores esforços de compressão foram encontrados nos montantes de toda a estrutura, nas diagonais do tronco e nos travamentos da extensão.

Carvalho (2010) avalia os esforços estáticos devido à ação do vento em uma torre de transmissão conforme duas abordagens: a primeira utiliza um modelo isolado, constituído apenas da torre, e a segunda faz uso de um modelo integrado de torre, isoladores e cabos. O modelo simplificado segue a metodologia proposta pela NBR 5422 (1985), tendo-se avaliado também os esforços devido ao vento calculados conforme as prescrições da NBR 6123 (1988), que se demonstraram 46% superiores em relação aos esforços obtidos conforme a norma 5422 (1985). Quanto ao modelo completo, observou-se que os esforços solicitantes foram superiores em comparação com o modelo simplificado, o que indica, segundo o autor, a necessidade de revisão dos procedimentos atuais para cálculo das estruturas de torres de transmissão.

Rao et al. (2012) estuda a ocorrência de diferentes falhas prematuras sucedidas durante testes em escala real de torres de linhas de transmissão. No referido trabalho, faz-se a análise numérica não-linear, pelo método dos elementos finitos, de 5 modelos de torres testadas experimentalmente e que presenciaram falha estrutural precoce, comparando-se as capacidades de carga dos membros obtida, respectivamente: da simulação numérica; do cálculo analítico conforme procedimentos normativos; dos testes em campo. Dos resultados obtidos destaca-se, dentre outros fatos, que a capacidade de carga dos membros montantes prevista pela norma da ASCE foi superior, em todos os casos, aos valores obtidos nos testes, independentemente do índice de esbeltez. Além disso, os esforços previstos pela análise linear de um modelo treliçado, conforme a ASCE, foram inferiores aos obtidos com a inclusão das não-linearidades no modelo computacional.

Mendes (2020) avalia a segurança estrutural de uma torre de suspensão utilizando procedimentos propostos pela IEC 60826 (2017), norma internacional que estabelece critérios de projeto para linhas aéreas de transmissão fundamentando-se em conceitos de confiabilidade, o que não é feito na NBR 5422 (1985). A análise estrutural foi feita calculando-se as forças devidas ao vento a partir de dados de velocidades máximas e médias anuais coletados em estações meteorológicas próximas à localização da estrutura. Os resultados obtidos pelo autor indicaram barras da torre com níveis de segurança inadequados para as hipóteses de carregamento adotadas.

Capítulo 3

Caso de Estudo, Metodologia e Modelo Numérico

3.1 Caracterização do caso de estudo

Para aplicação dos objetivos propostos, tomou-se como objeto de estudo a torre 50 da linha Taquaril - Alegria, localizada no município de Rio Acima - MG, cujo projeto foi abordado em outros trabalhos [Carvalho (2010), Carvalho (2015) e Mendes (2020)]. A disponibilidade dos dados de projeto da estrutura nos trabalhos mencionados motivou a escolha da torre para o estudo.

A LT em questão é de 138 kV, fase/fase e pertence à CEMIG. A torre possui 28 metros, sendo do tipo suspensão, autoportante e de geometria tronco-piramidal. Os condutores são dispostos em forma triangular, de circuito simples. As Figuras 3.1 e 3.2 apresentam, respectivamente, uma imagem da estrutura e um diagrama com as principais dimensões da LT nesse trecho.



Figura 3.1: Foto da torre 50 da linha LT Taquaril / Alegria [Fonte: Carvalho (2015)]

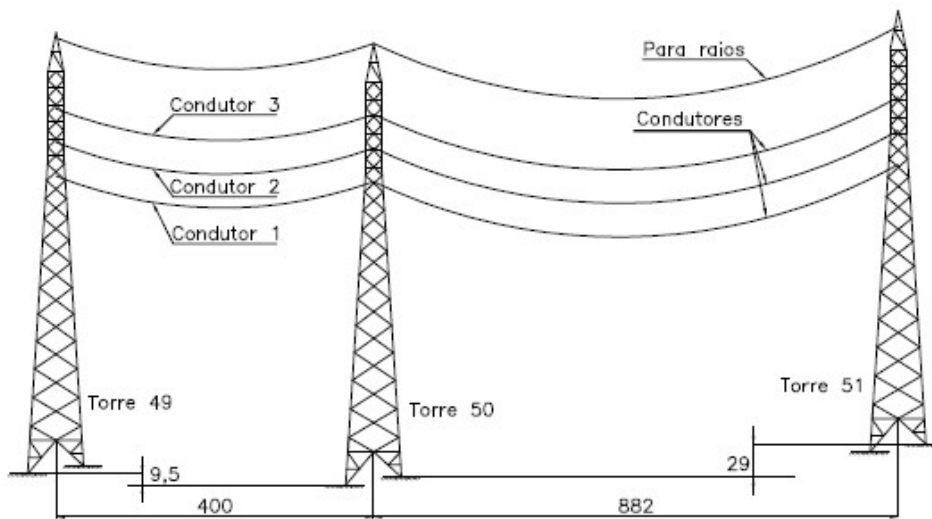


Figura 3.2: Diagrama do trecho de estudo [Fonte: Carvalho (2010)]

A torre é composta por cantoneiras de abas simétricas fabricadas com aço carbono ASTM A36, possuindo perfis com largura entre 2 e 4 polegadas e espessura de $3/16''$ a $5/16''$ para os elementos montantes, enquanto que os perfis das diagonais e mísulas possuem largura entre $1\ 1/2''$ e $2''$, com espessura $3/16''$. Os cabos condutores são suspensos em cadeias de isoladores compostas por discos de corpo isolante de vidro temperado (254×146 mm) com 1,62 m de comprimento. As propriedades dos cabos da linha são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Propriedades mecânicas dos cabos [Fonte: Mendes (2020), Carvalho (2010)]

Propriedade	Unidade	Condutores	Para-raios
Nome		Linnet 336,4 MCM	HS $5/16''$
Material		Núcleo de aço com alumínio	Cordoalha de aço
Peso linear	N/m	6,746	2,989
Diâmetro	mm	18,31	7,90
Força de ruptura	N	61810	35610
Módulo de elasticidade	GPa	74	200
Tração EDS	N	11435	5698

Com base nas dimensões de projeto apresentadas em Mendes (2020), foi criado o modelo tridimensional de linhas para a torre e posteriormente o mesmo foi importado no software *ANSYS Mechanical APDL (v.19.2)*. Dentro deste ambiente foram atribuídas as seções transversais dos perfis e os carregamentos atuantes sobre a estrutura.

3.2 Esforços obtidos para a ação do vento

Para o cálculo dos esforços causados pela ação do vento sobre a torre fez-se necessário, conforme os procedimentos descritos na seção 2.5, a modularização da mesma em troncos de menor comprimento, a fim de considerar a variação da pressão dinâmica do vento com a altura da estrutura. Foi

adotada a decomposição ilustrada na Figura 3.3, que representa uma vista frontal da torre.

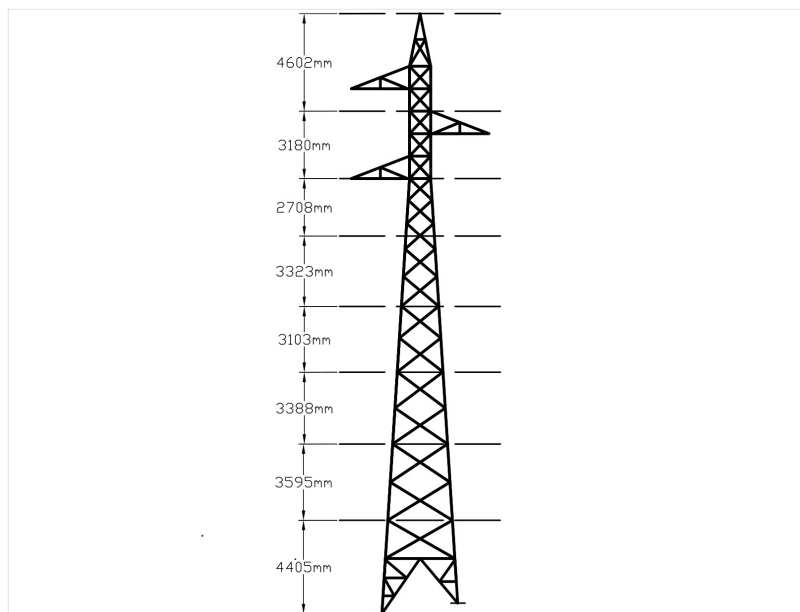


Figura 3.3: Modularização adotada para o cálculo do efeito estático

A designação adotada para as faces da torre é indicada na Figura 3.4, onde foram ocultadas as barras das faces 2 e 3 para uma melhor visualização. Os coeficientes de arrasto calculados para cada módulo são apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3, conforme os procedimentos normativos.

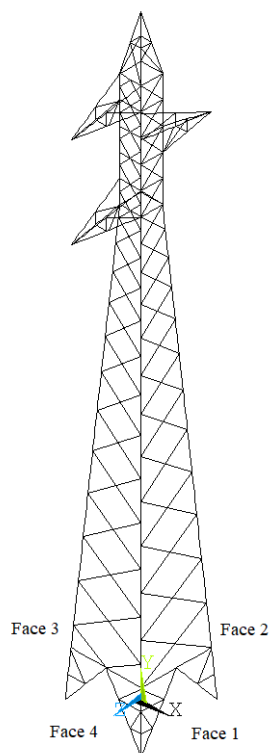


Figura 3.4: Designação das faces da torre

Tabela 3.2: Coeficientes de arrasto dos painéis do suporte para cada face, conforme a NBR 5422 (1985)

Seção (<i>m</i>)	Coeficiente de arrasto			
	Face 1	Face 2	Face 3	Face 4
0,0 - 4,4	2,87	2,76	2,76	2,87
4,4 - 8,0	3,23	3,23	3,23	3,23
8,0 - 11,4	3,20	3,20	3,20	3,20
11,4 - 14,5	3,14	3,14	3,14	3,14
14,5 - 17,8	3,02	3,02	3,02	3,02
17,8 - 20,5	2,89	2,89	2,89	2,89
20,5 - 23,7	2,67	2,63	2,67	2,63
23,7 - 28,3	2,59	2,52	2,59	2,52

Tabela 3.3: Coeficientes de arrasto dos painéis do suporte para cada face, conforme a NBR 6123 (1988)

Seção (<i>m</i>)	Coeficiente de arrasto			
	Face 1	Face 2	Face 3	Face 4
0,0 - 4,4	2,87	2,76	2,76	2,87
4,4 - 8,0	3,31	3,31	3,31	3,31
8,0 - 11,4	3,28	3,28	3,28	3,28
11,4 - 14,5	3,20	3,20	3,20	3,20
14,5 - 17,8	3,04	3,04	3,04	3,04
17,8 - 20,5	2,90	2,90	2,90	2,90
20,5 - 23,7	2,67	2,64	2,67	2,64
23,7 - 28,3	2,59	2,52	2,59	2,52

Os esforços e as hipóteses de carregamento foram avaliados para os ângulos de incidência de 0° e 45° com relação à face 2. Optou-se por esta face pois, na situação de vento perpendicular a esta, tem-se carga máxima sobre os cabos. Em virtude da assimetria no número de condutores por face, a incidência do vento pela face 2 causa maiores solicitações à estrutura quando em comparação com a incidência pela face 4.

As Tabelas 3.5 e 3.7 apresentam os valores calculados para as pressões dinâmicas e forças de vento que atuam sobre cada módulo, conforme cada procedimento normativo. Os parâmetros de projeto utilizados no cálculo das forças, adotados de acordo com os mapas das referidas normas e as características do local da torre, são apresentados nas Tabelas 3.4 e 3.6.

(a) **NBR 5422 (1985)**

Tabela 3.4: Parâmetros adotados para o cálculo dos esforços no suporte, conforme a NBR 5422 (1985)

Parâmetro	Valor	Unidade
Velocidade básica de vento	20	(m/s)
Temperatura coincidente	15	($^{\circ}C$)
Categoria de rugosidade do terreno	C	
Tempo de integração para ação sobre o suporte	2	(s)

Tabela 3.5: Força de arrasto para ângulos de incidência de 0° e 45° sobre a face 2 da estrutura, conforme a NBR 5422 (1985)

Seção (m)	V_p (m/s)	q_0 (N/m^2)	Força resultante no CG do painel (N)	
			vento a 0°	vento a 45°
0,0 - 4,4	23,09	326,50	1858,96	2044,86
4,4 - 8,0	25,61	401,48	1553,97	1709,37
8,0 - 11,4	26,78	438,90	1407,62	1548,38
11,4 - 14,5	27,56	464,83	1245,79	1370,37
14,5 - 17,8	28,18	485,64	1293,26	1422,59
17,8 - 20,5	28,66	502,30	927,15	1019,87
20,5 - 23,7	29,08	516,72	1150,26	1820,62
23,7 - 28,3	29,55	533,54	1327,87	1742,91

(b) **NBR 6123 (1988)**

Tabela 3.6: Parâmetros adotados para o cálculo dos esforços no suporte, conforme a NBR 6123 (1988)

Parâmetro	Valor	Unidade
Velocidade básica de vento	32	(m/s)
Categoria de rugosidade do terreno	III	
Classe da edificação	B	
Fator topográfico (S_1)	1	
Fator estatístico (S_2)	1	

Tabela 3.7: Força de arrasto para ângulos de incidência de 0° e 45° sobre a face 2 da estrutura, conforme a NBR 6123 (1988)

Seção (m)	V_p (m/s)	q (N/m ²)	Força resultante no CG do painel (N)	
			vento a 0°	vento a 45°
0,0 - 4,4	25,34	393,51	2240,50	2598,98
4,4 - 8,0	28,10	484,11	1921,19	2228,58
8,0 - 11,4	29,39	529,45	1738,03	2016,11
11,4 - 14,5	30,25	560,95	1531,95	1777,07
14,5 - 17,8	30,93	586,28	1576,22	1828,42
17,8 - 20,5	31,46	606,60	1119,68	1298,83
20,5 - 23,7	31,91	624,23	1389,60	2298,26
23,7 - 28,3	32,43	644,86	1604,89	2186,34

Os gráficos apresentados nas Figuras 3.5 e 3.6 evidenciam a diferença entre as forças de arrasto obtidas conforme cada normativa. Os valores calculados pela NBR 6123 (1988) se apresentaram 21,86% superiores, em média, para vento incidindo a 0° e 28,11% superiores para vento a 45°, em comparação com os valores obtidos pela NBR 5422 (1985).

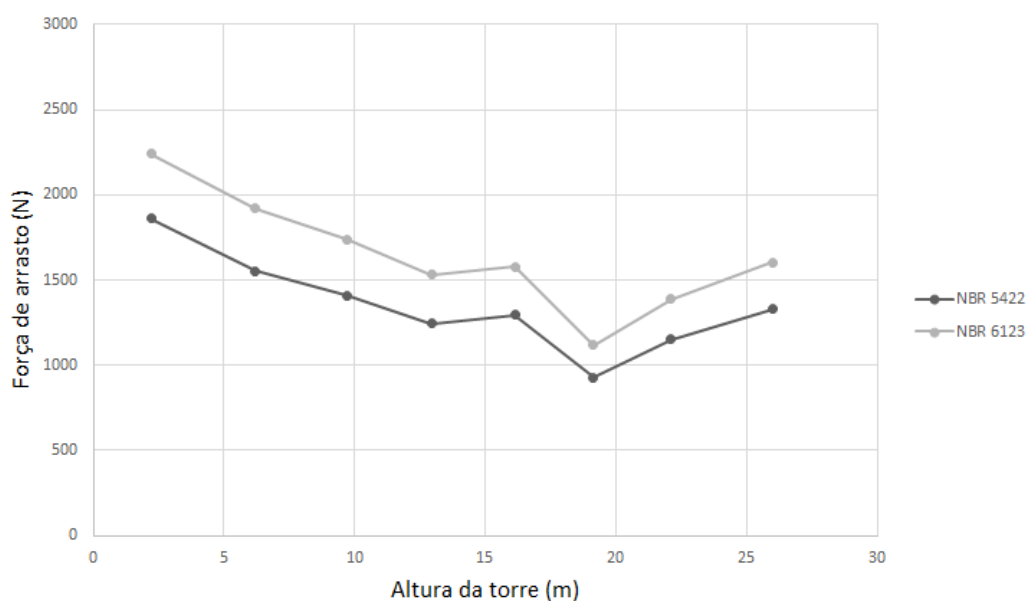


Figura 3.5: Variação da força de arrasto resultante sobre cada módulo da torre para vento incidindo a 0° sobre a face 2, conforme ambas as normas

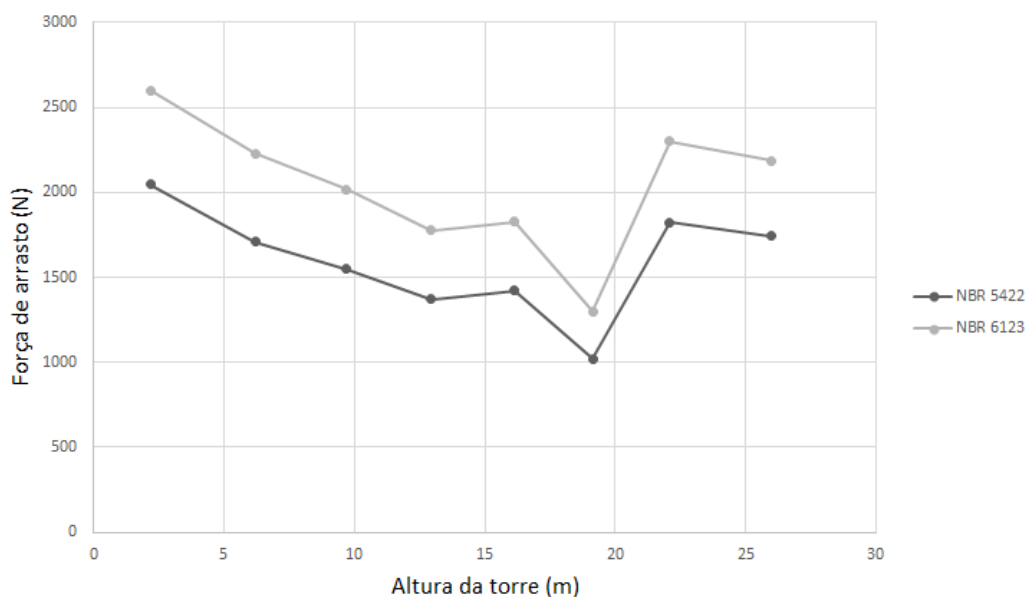


Figura 3.6: Variação da força de arrasto resultante sobre cada módulo da torre para vento incidindo a 45° sobre a face 2, conforme ambas as normas

3.3 Hipóteses de carregamento

A análise estrutural de uma torre de linha de transmissão demanda a formulação de hipóteses de carregamento a fim de verificar condições extremas sob as quais a estrutura deve resistir, sendo o número de hipóteses variável e normalmente definido de acordo com a linha de transmissão em questão. Labegalini et al. (1992) recomenda as seguintes hipóteses mínimas, comumente adotadas em projetos de torres de LTs no Brasil, para as quais a torre em questão foi avaliada:

- **Hipótese 1:** Cabos intactos com atuação de vento máximo:
 1. Peso próprio;
 2. Todos os cabos intactos;
 3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3° ;
 4. Vento máximo.

- **Hipótese 2:** Cabo para-raios rompido com atuação de vento médio:
 1. Peso próprio;
 2. Um cabo para-raios rompido;
 3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3° ;
 4. Vento médio.

- **Hipótese 3:** Cabo condutor rompido com atuação de vento médio:
 1. Peso próprio;

2. Um cabo condutor rompido em qualquer posição;
 3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3° ;
 4. Vento médio.
- **Hipótese 4:** Construção e montagem:
 1. Peso próprio;
 2. Desbalanceamento vertical de montagem;
 3. Vento nulo.
 - **Hipótese 5:** Construção e montagem:
 1. Peso próprio;
 2. Carga vertical de montagem em todos os pontos;
 3. Vento nulo.

Estabelecidas as hipóteses de carregamento, foram calculados os esforços atuantes sobre a estrutura em cada caso. As hipóteses 1, 2 e 3 foram avaliadas para vento com ângulo de incidência de 0° e 45° em relação à face 4, assumindo alinhamento reto nas análises com modelo simplificado. Na análise do modelo completo, realizada para a hipótese 1, considera-se naturalmente a inclusão de um ângulo de desvio uma vez que os esforços são aplicados diretamente sobre os cabos.

Para cada hipótese, ângulo de incidência e norma - nas hipóteses em que a ação do vento é considerada - é obtido um diagrama de carregamento diferente para o modelo simplificado, análogo ao apresentado na Figura 3.7. Os esforços decorrentes da ação do vento diretamente sobre o suporte, bem como os decorrentes do peso próprio dos elementos, são omitidos dos diagramas, sendo representados nestes apenas aqueles originados por ação dos cabos e isoladores, transmitidos diretamente à estrutura como cargas pontuais nos pontos de suspensão.

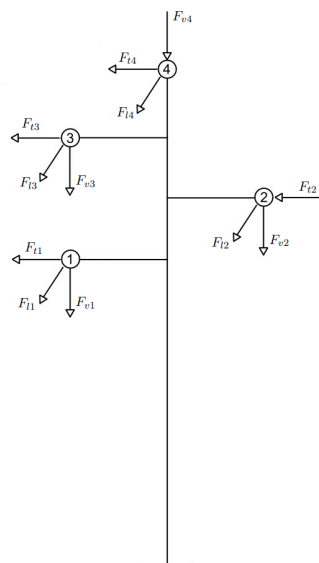


Figura 3.7: Diagrama de carregamento genérico para a torre em questão

Tais esforços dividem-se em:

- **Esforços horizontais transversais**

Consistem na soma dos esforços devido ao vento sobre cabos e isoladores, para os condutores, ou apenas sobre o cabo, para o para-raios. Na condição de cabos intactos, os esforços transversais transmitidos à torre são obtidos pelas Equações (2.8), (2.9) e (2.16). Na condição de rompimento, multiplica-se o esforço calculado sobre o cabo intacto por um fator de carga para o qual adotou-se 0,8, conforme sugerido por Labegalini et al. (1992);

- **Esforços horizontais longitudinais**

Os esforços longitudinais surgem apenas nas condições de rompimento de cabo e são calculados pelo produto entre a componente horizontal de tração do cabo e um fator de carga. Adotou-se 0,7 para esse fator conforme sugerido por Labegalini et al. (1992);

- **Esforços verticais**

Os esforços verticais sobre a estrutura consistem em cargas permanentes, no caso do peso de cabos e isoladores, e cargas excepcionais, no caso dos esforços decorrentes de montagem e manutenção. A carga de peso dos cabos transmitida à estrutura é obtida pelo produto entre o peso linear do cabo e vão gravante, conforme a Equação (2.26), enquanto que os esforços de montagem são calculados conforme a Equação (2.28).

Os esforços calculados devem receber, ainda, coeficientes de ponderação na combinação de ações formuladas pelas hipóteses. Conforme citam os autores Labegalini et al. (1992) e Gontijo (1994), os valores adotados para os coeficientes de ponderação variam conforme as especificações do cliente. No presente trabalho, foram tomados coeficientes unitários para a ponderação das cargas verticais e longitudinais. Para as cargas transversais, utilizou-se um coeficiente igual à unidade para a ação do vento na hipótese 1 e igual a 0,35 nas hipóteses 2 e 3, a fim de representar a condição de vento médio ou reduzido proposta pelos autores supracitados.

Os parâmetros obtidos em relação aos cabos, cujas propriedades foram apresentadas na Tabela 3.1, utilizados na determinação dos esforços verticais e posteriormente na modelagem do sistema completo, são apresentados na Tabela 3.8.

Tabela 3.8: Parâmetros calculados para os cabos

Vão	Cabo	Parâmetro	Valor
Vão de 400 m	Condutor	Vão equivalente (m)	480,43
		Comprimento do cabo (m)	401,04
		Reação Vertical (N)	1079,06
	Para-raios	Vão equivalente (m)	490,45
		Comprimento do cabo (m)	400,85
		Reação Vertical (N)	463,09
Vão de 882 m	Condutor	Vão equivalente (m)	993,35
		Comprimento do cabo (m)	892,39
		Reação Vertical (N)	2602,19
	Para-raios	Vão equivalente (m)	1007,22
		Comprimento do cabo (m)	890,32
		Reação Vertical (N)	1132,16
Vão gravante (m)	Condutor		545,11
	Para-raios		533,16
Vão médio (m)			641

As Figuras 3.8, 3.9 e 3.10 apresentam os diagramas referentes, respectivamente: às hipóteses 1, 2 e 3 com carga de vento calculada segundo a NBR 5422 (1985); às hipóteses 1, 2 e 3 com carga de vento calculada segundo a NBR 6123 (1988) e às hipóteses 4 e 5.

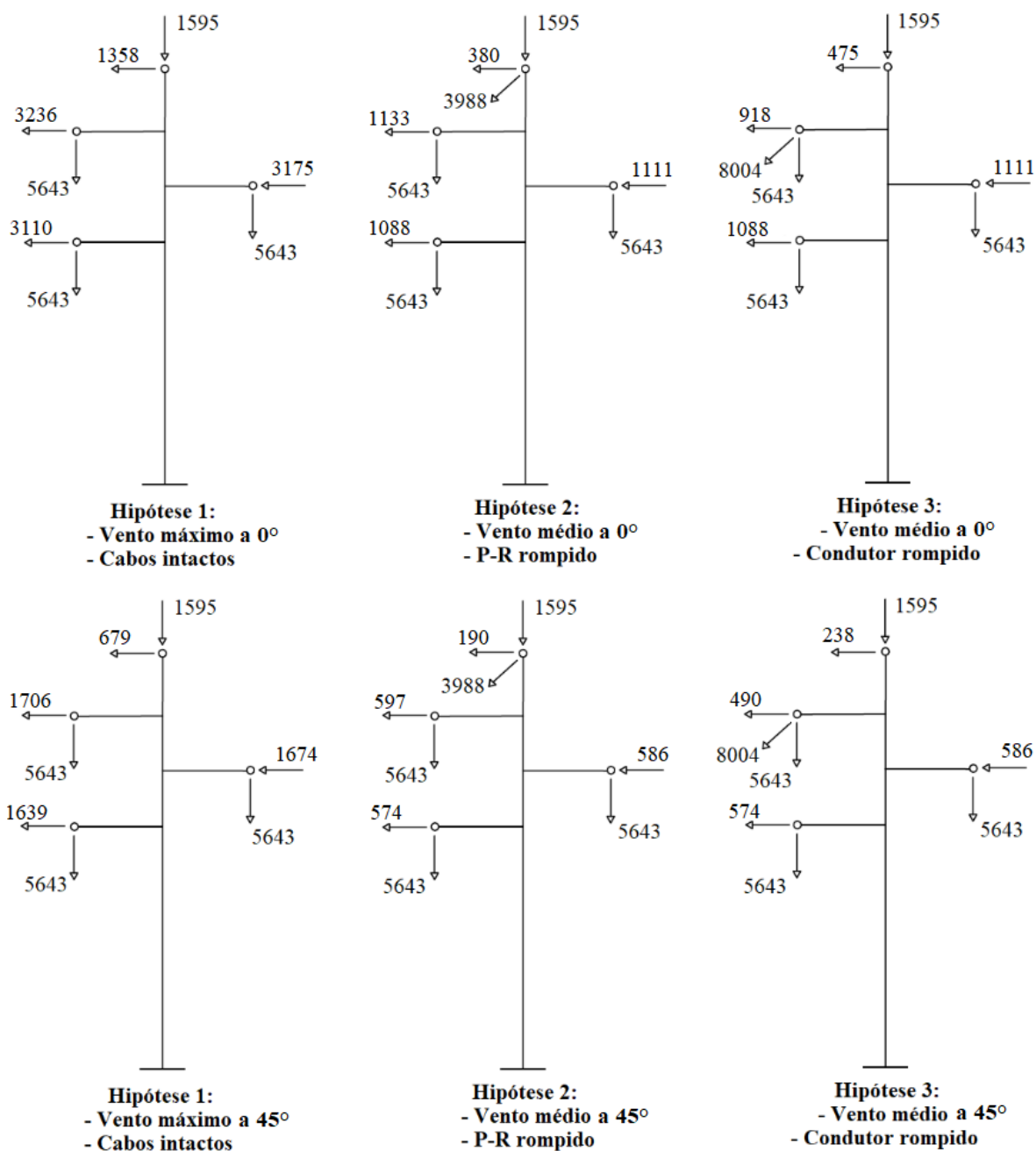


Figura 3.8: Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 1, 2 e 3 de acordo com a NBR 5422 (1985)

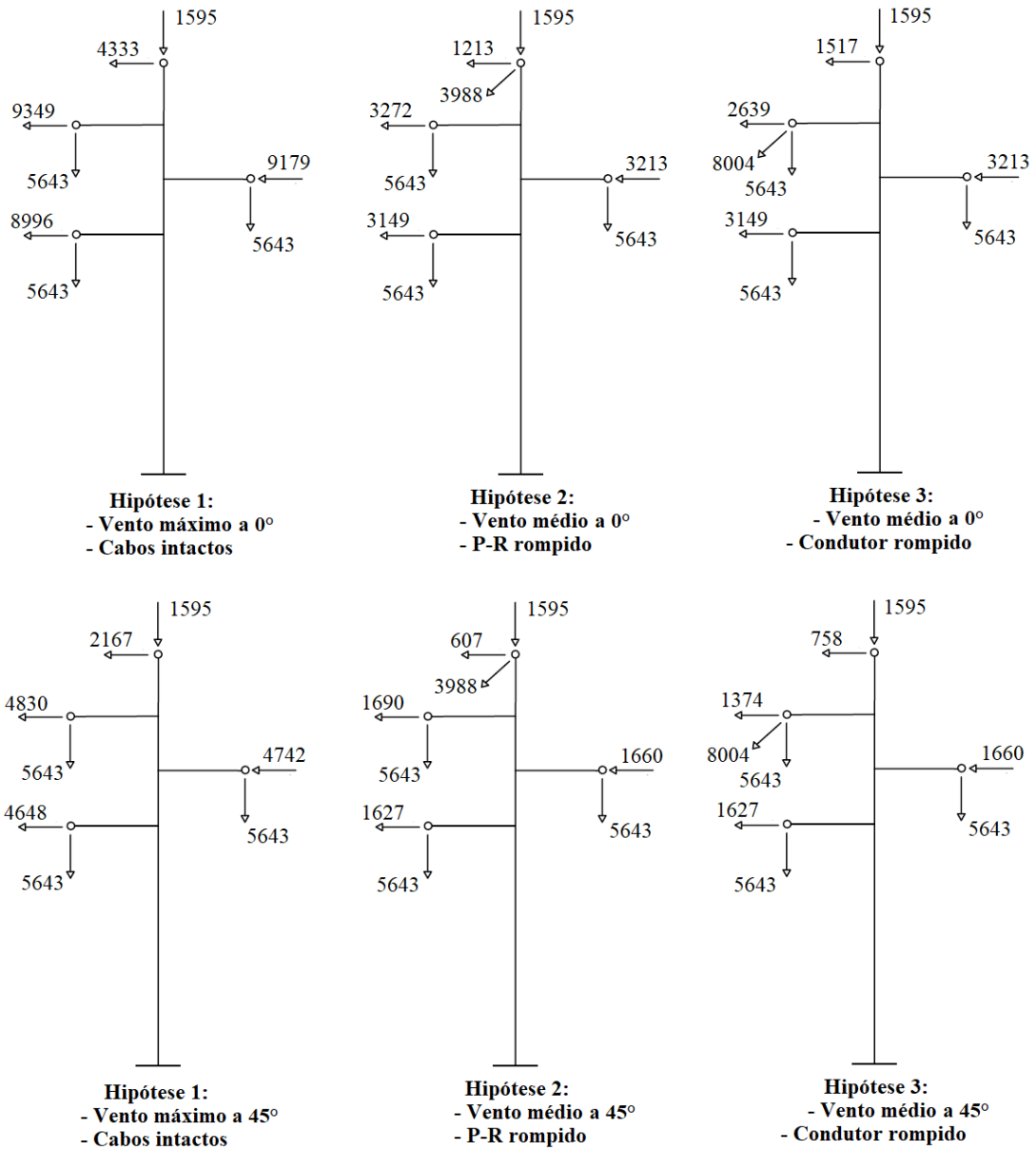


Figura 3.9: Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 1, 2 e 3 de acordo com a NBR 6123 (1988)

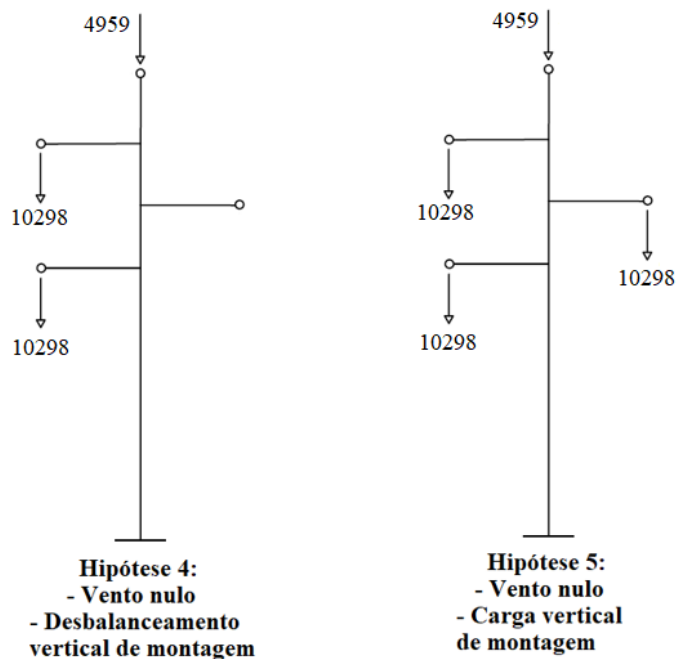


Figura 3.10: Diagramas de carregamento, em N, para as hipóteses 4 e 5

Constata-se que as variações obtidas nas árvores de carregamento para as hipóteses 1, 2 e 3 diferenciam-se apenas nos esforços transversais, em razão das diferentes metodologias e direções consideradas para a ação do vento sobre cabos e isoladores.

3.4 Modelo simplificado

A modelagem da torre no software de elementos finitos seguiu uma abordagem mista, tal qual propõem Oliveira et al. (2007), atribuindo à parte dos perfis comportamento de viga e aos demais comportamento de treliça. Para as colunas da torre foram atribuídos os elementos de viga *Beam 188*, que possuem dois nós e seis graus de liberdade por nó. Para os contraventamentos foram utilizados elementos de treliça *Link 180*, que por sua vez possuem apenas 3 graus de liberdade por nó, uma vez que são sujeitos apenas à tração ou compressão.

Para a atribuição das propriedades do material da estrutura, que corresponde ao Aço ASTM A36, considerou-se comportamento linear isotrópico com módulo de elasticidade de 200 GPa , coeficiente de Poisson $0,3$ e densidade de 7850 kg/m^3 . Após a atribuição das seções dos perfis da torre de acordo com as especificações do modelo, foram aplicadas as condições de contorno restringindo as translações dos quatro apoios nas três direções. Após a modelagem da torre, constatou-se que o peso total apresentado pela estrutura foi de $2153,75 \text{ kg}$.

O modelo simplificado foi avaliado inicialmente apenas sob a ação da gravidade e portanto do peso próprio dos perfis. Em seguida foram incluídos os pesos dos cabos e isoladores aplicando-se as cargas verticais calculadas anteriormente sobre as extremidades das mísulas. Para ambas as condições foram verificadas as reações verticais de apoio na base, para então prosseguir com

a aplicação das respectivas hipóteses de carregamento. Todas as análises feitas sobre o modelo simplificado foram do tipo linear, uma vez que a elevada rigidez da estrutura causa deslocamentos pouco significativos nos elementos da torre.

3.5 Modelo completo

O modelo completo contempla o simplificado acrescido das cadeias de isoladores e dos cabos de transmissão. A inclusão desses elementos no modelo demanda a transição de uma análise linear para uma não-linear em termos de geometria, uma vez que os deslocamentos sofridos pelos elementos dos cabos ao longo da aplicação de carga são significativos. Nesse tipo de análise, a resposta do sistema é calculada como uma solução incremental em que o carregamento é subdividido em passos menores, aplicados sucessivamente até que finalmente seja atingida a carga completa (BATHE, 1996). No software utilizado, a solução iterativa é performada utilizando o método de Newton-Raphson.

Quanto à modelagem dos cabos, dado que estes são componentes sujeitos basicamente à esforços de tração, não absorvendo cargas significativas de momento e tampouco possuindo significativa rigidez à flexão, tais componentes são adequadamente representados por elementos de treliça restringidos à tração. Assim, os cabos foram modelados inicialmente discretizando-se a curva analítica da catenária (Equação 2.18) em elementos *Link 180* - configurados para sofrer apenas tração, não respondendo portanto a esforços de compressão - utilizando 10 elementos para o vão de 400 metros e 20 elementos para o vão de 882 metros. As condições iniciais utilizadas para a modelagem dos cabos são apresentadas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Parâmetros da Equação (2.18) utilizados na modelagem inicial dos cabos

	Cabo	C_1 (m)	x_0 (m)
Vão menor	Condutores	1693,25	159,78
	Para-raios	1904,27	154,77
Vão maior	Condutores	1693,25	385,33
	Para-raios	1904,27	378,39

A utilização de elementos de treliça em cadeia, contudo, gera instabilidades na análise estática, uma vez que estes não oferecem resistência a nenhum tipo de rotação. Uma forma de tratar esse problema é impondo um pré-carregamento em forma de tensão ou deformação inicial sob a cadeia de elementos. Para o modelo em questão, foi aplicada uma deformação prévia de $2 \cdot 10^{-5}$ mm sobre todos os elementos constituintes dos cabos condutores e para-raios, o que foi essencial para a convergência da solução.

A simulação do modelo completo é feita em duas etapas. Em uma primeira, aplicam-se apenas as cargas da gravidade e a deformação inicial nos elementos dos cabos responsável por estabilizar o modelo. Após a aplicação dos incrementos de carga e a convergência da análise, tem-se novas curvas descritas pelos cabos, com relação às catenárias inicialmente modeladas. Nessa condição, correspondente à tração de trabalho dos cabos, aplica-se a segunda etapa do carregamento, com

as respectivas cargas de vento sobre estrutura, cabos e cadeias de isoladores.

Cada cadeia de isoladores foi modelada como um elemento de treliça inicialmente inclinado em relação ao eixo vertical, utilizando-se uma seção transversal tal que o peso da cadeia correspondesse à carga pontual de peso dos isoladores aplicada no modelo simplificado. A inclinação inicial é direcionada ao vão menor e se faz necessária em virtude da desigualdade dos comprimentos dos vãos, a qual resulta em uma carga superior de peso aplicada na direção do vão maior. O valor da inclinação foi determinado com um processo iterativo no qual foi imposto um deslocamento inicial às cadeias e foram obtidas as posições finais das mesmas após a aplicação da gravidade no modelo, atualizando-se os valores de deslocamento inicial até que as posições finais das cadeias fossem aproximadamente verticais.

A Figura 3.11 apresenta o modelo completo na condição inicial, anterior à aplicação da gravidade.

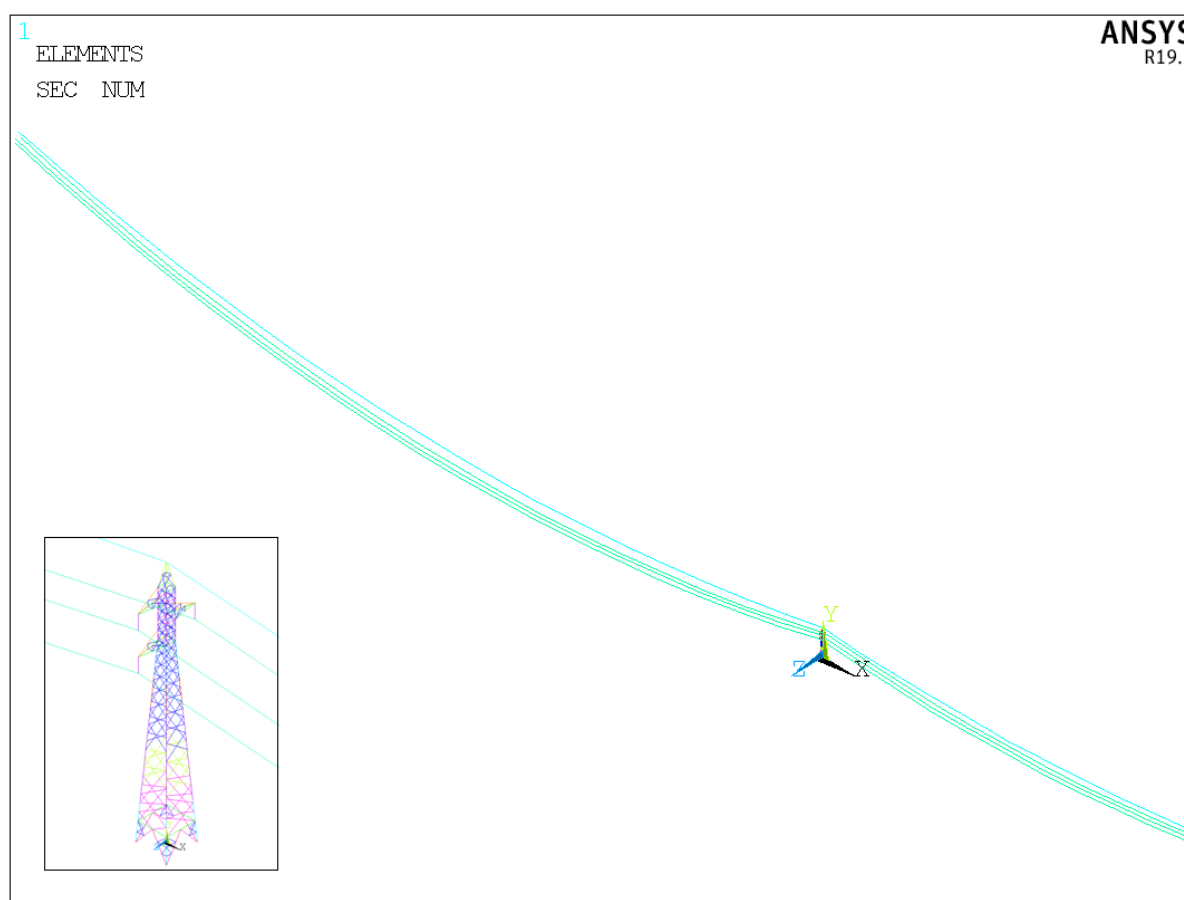


Figura 3.11: Modelo inicial contemplando os cabos e isoladores

As análises não-lineares com modelo completo foram avaliadas na condição de vento máximo incidindo perpendicularmente à face e comparadas com as análises lineares, que utilizam o modelo simplificado, na condição equivalente de carregamento. Os resultados obtidos são apresentados no capítulo a seguir.

Capítulo 4

Resultados

4.1 Modelo simplificado

Os esforços normais obtidos conforme cada hipótese de carregamento e os respectivos procedimentos normativos são apresentados e comparados a seguir.

- **Peso Próprio**

Antes da aplicação da carga de vento ao modelo, faz-se importante a constatação dos esforços normais e das reações nos apoios para a estrutura sujeita apenas ao peso próprio. Os esforços normais nas barras para essa situação são ilustrados na Figura 4.1.

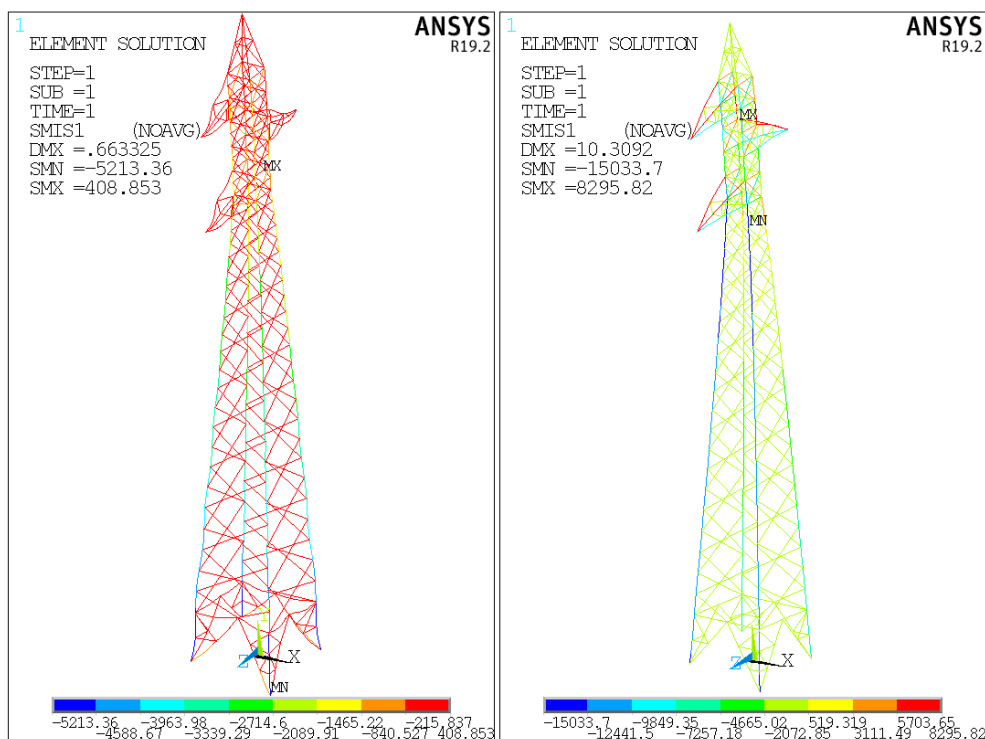


Figura 4.1: Esforços normais (N) nas barras considerando o peso próprio: apenas dos perfis da torre (esq.); dos perfis, cabos e isoladores (dir.)

As reações verticais nos apoios são apresentadas na Tabela 4.1, de acordo com a designação para os apoios indicada na Figura 4.2:

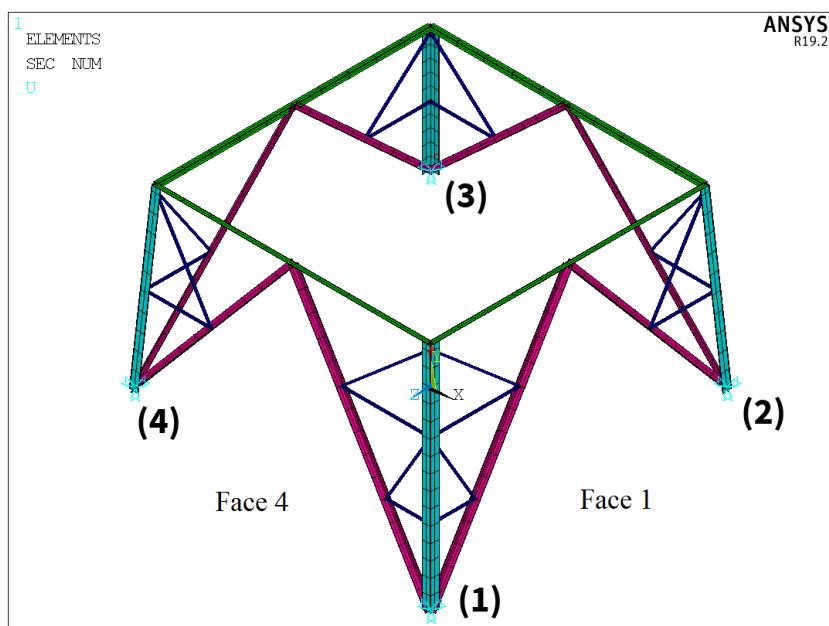


Figura 4.2: Designação dos apoios da torre

Tabela 4.1: Reações verticais na base da torre considerando apenas a estrutura e a estrutura com cabos e isoladores

Nº do apoio	Reação vertical (N) sem os cabos	Reação vertical (N) com os cabos
1	5567,2	12729,0
2	5152,2	7259,6
3	5007,2	6980,7
4	5401,5	12684,0

Constata-se pelas reações verticais que, na ausência de cabos e isoladores, as reações nos quatro apoios são da mesma ordem de grandeza, equivalendo a aproximadamente um quarto do peso do suporte. Com a consideração dos cabos, porém, as reações nos apoios 1 e 4 são cerca de 80% maiores que as reações nos apoios 2 e 3, em virtude da assimetria no posicionamento dos cabos. Esse fato justifica a avaliação do efeito do vento sobre a face 2, uma vez que a tendência de tombamento provocada pela ação do vento contribui, ao atuar perpendicularmente sobre a face 2, para o aumento dos esforços nos apoios 1 e 4 e o alívio nos apoios 2 e 3.

- **Hipótese 1**

A condição de vento máximo dessa hipótese é avaliada impondo-se a carga estática calculada na seção 2.5, conforme cada procedimento normativo, sem minoração na ação do vento. As Figuras 4.3 e 4.4 ilustram os esforços normais nas barras obtidos nessa condição para ângulos de incidência de 0° e 45° graus, respectivamente.

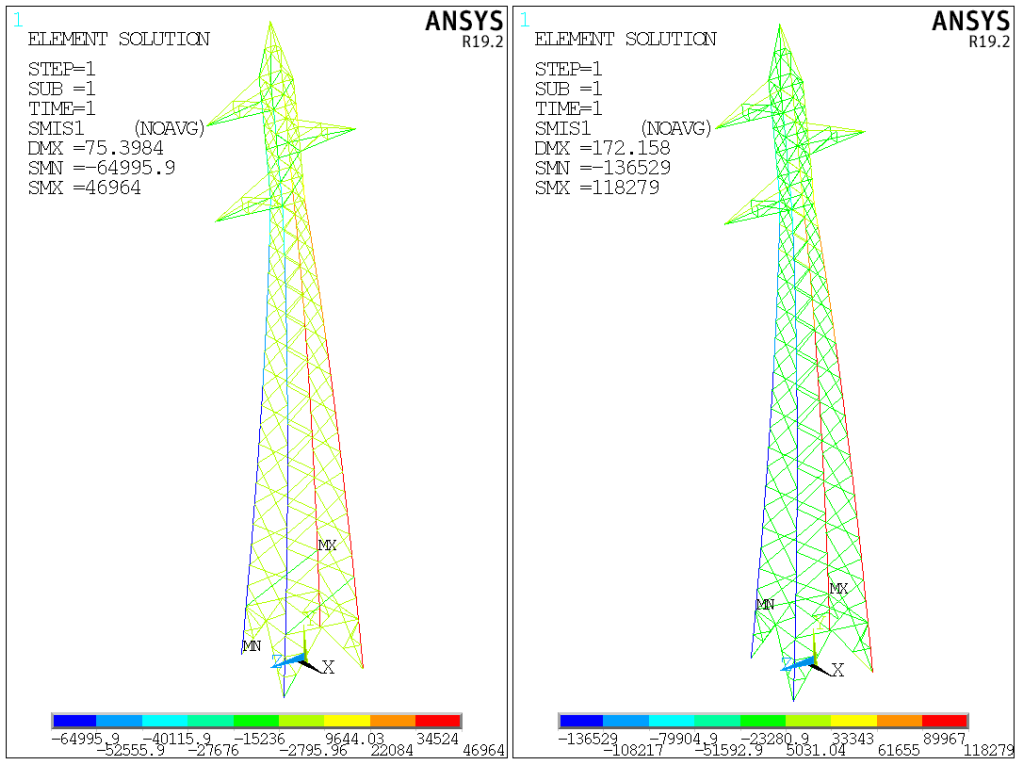


Figura 4.3: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento incidindo a 0° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

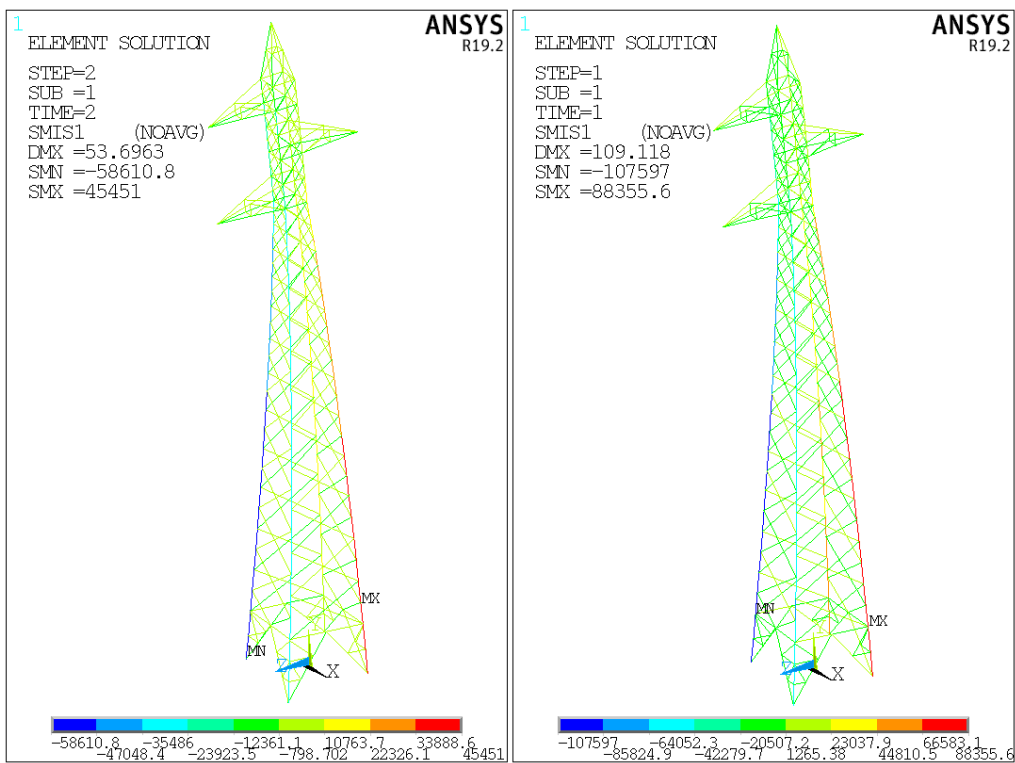


Figura 4.4: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

Foram comparados os esforços normais obtidos para as barras dos montantes, em membros das pernas e do tronco da torre, a fim de avaliar efetivamente a diferença relativa entre os valores obtidos conforme cada normativa. A avaliação sobre os montantes é pertinente uma vez que as maiores cargas se concentram, para a hipótese de vento máximo e cabos intactos, sobre esses elementos, conforme evidencia a Figura 4.5.

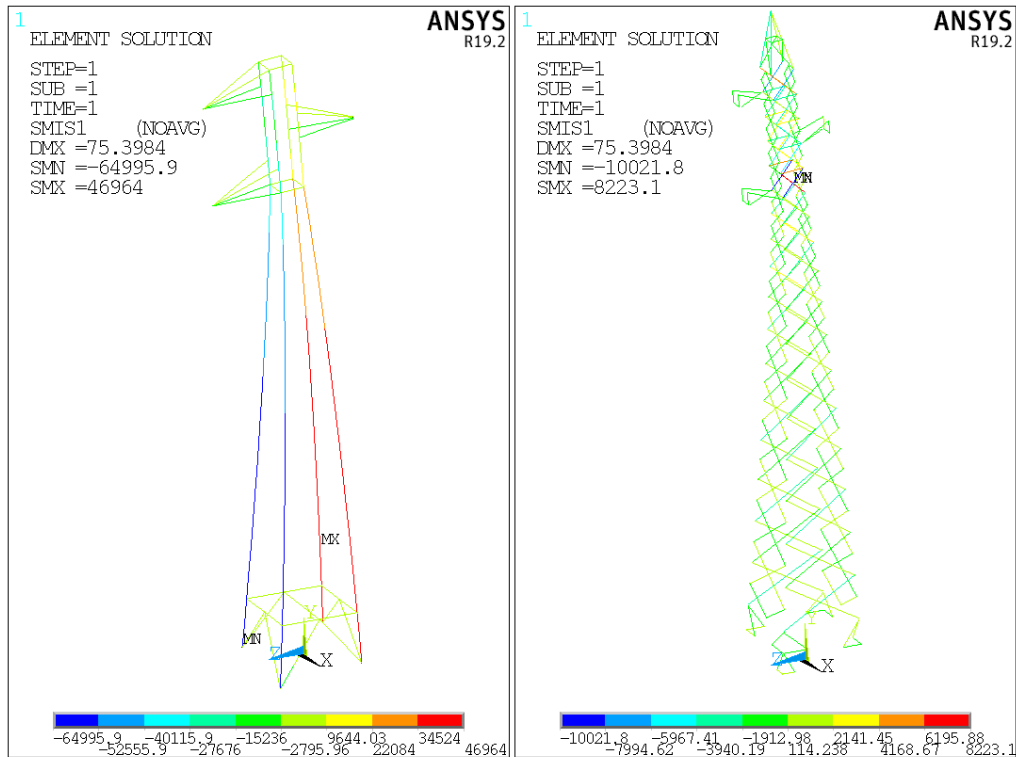


Figura 4.5: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 1 com vento a 0° conforme a NBR 5422 nos elementos das colunas (esq.) e nos elementos diagonais (dir.)

Uma vez que, para a condição avaliada, o carregamento e a geometria da torre são praticamente simétricos em relação ao plano xy (à exceção dos desníveis entre os apoios da estrutura), analisam-se os esforços apenas sobre os montantes contidos na face 1, avaliando-se assim um conjunto de montantes sujeito à compressão e um à tração. Os respectivos conjuntos serão designados de acordo com a numeração do apoio, denominando-se como montantes do grupo 1 as barras montantes, restritas às pernas e tronco da torre, que estão acima do apoio 1, e assim sucessivamente para os demais apoios. A enumeração atribuída para as barras é apresentada na Figura 4.6:

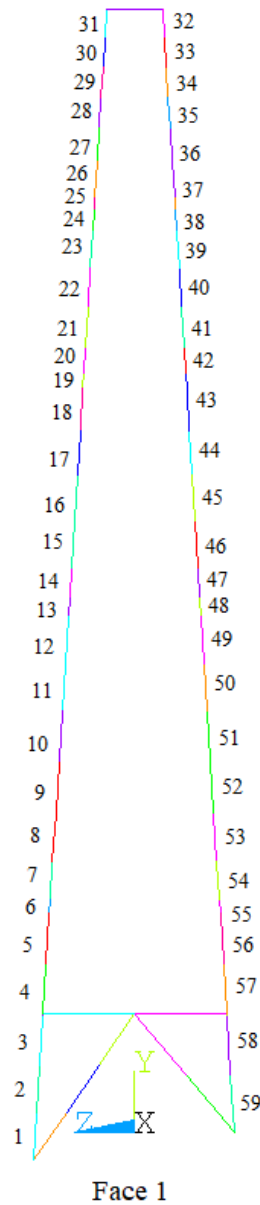


Figura 4.6: Numeração atribuída às barras dos montantes da face 1

Os esforços sobre as barras enumeradas e as diferenças percentuais entre os valores obtidos para cada normativa são apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, para os membros sujeitos à compressão e tração, respectivamente.

Tabela 4.2: Esforços normais nos montantes do grupo 1 conforme ambas as normas

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) conforme a NBR 5422	Esforços normais (N) conforme a NBR 6123	Diferença percentual (%)
1	L 4"x 1/4"	-62836,40	-131114,00	108,66
2	L 4"x 1/4"	-62781,80	-131106,00	108,83
3	L 4"x 1/4"	-63126,33	-132120,00	109,29
4	L 4"x 1/4"	-61420,00	-130042,00	111,73
5	L 4"x 1/4"	-62160,80	-131808,00	112,04
6	L 4"x 1/4"	-60787,33	-128290,00	111,05
7	L 3"x 5/16"	-60746,50	-128250,00	111,12
8	L 3"x 5/16"	-59876,67	-126626,67	111,48
9	L 3"x 5/16"	-57252,50	-122705,00	114,32
10	L 3"x 5/16"	-57689,00	-123853,33	114,69
11	L 3"x 5/16"	-55991,00	-119803,33	113,97
12	L 3"x 5/16"	-55364,00	-118628,00	114,27
13	L 3"x 5/16"	-53032,33	-114310,00	115,55
14	L 3"x 5/16"	-52994,67	-114266,67	115,62
15	L 3"x 5/16"	-53289,75	-115125,00	116,04
16	L 3"x 5/16"	-51257,00	-110403,33	115,39
17	L 3"x 5/16"	-50850,00	-109610,00	115,56
18	L 3"x 5/16"	-48716,60	-104612,00	114,74
19	L 3"x 5/16"	-48905,00	-105245,00	115,20
20	L 3"x 1/4 "	-48879,25	-105220,00	115,27
21	L 3"x 1/4 "	-46517,75	-99767,75	114,47
22	L 3"x 1/4 "	-46274,33	-99271,67	114,53
23	L 3"x 1/4 "	-44553,00	-93551,50	109,98
24	L 3"x 1/4 "	-44701,33	-94063,67	110,43
25	L 2 1/2 "x 1/4"	-44680,33	-94042,67	110,48
26	L 2 1/2 "x 1/4"	-41679,40	-87341,20	109,55
27	L 2 1/2 "x 1/4"	-41503,33	-87033,33	109,70
28	L 2 1/2 "x 1/4"	-39821,00	-80080,00	101,10
29	L 2 1/2 "x 1/4"	-40048,33	-80602,33	101,26
30	L 2 1/2 "x 1/4"	-36712,67	-72119,00	96,44
31	L 2 1/2 "x 1/4"	-36334,00	-71522,33	96,85

Tabela 4.3: Esforços normais nos montantes do grupo 2 conforme ambas as normas

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) conforme a NBR 5422	Esforços normais (N) conforme a NBR 6123	Diferença percentual (%)
59	L 4"x 1/4"	44141,40	112900,00	155,77
58	L 4"x 1/4"	44339,33	113178,33	155,25
57	L 4"x 1/4"	44286,60	112284,00	153,54
56	L 4"x 1/4"	45031,00	113836,00	152,79
55	L 4"x 1/4"	42714,33	110540,00	158,79
54	L 3"x 5/16"	42755,50	110580,00	158,63
53	L 3"x 5/16"	42543,00	109806,67	158,11
52	L 3"x 5/16"	41358,33	106356,67	157,16
51	L 3"x 5/16"	41952,00	107466,67	156,17
50	L 3"x 5/16"	39824,00	103723,33	160,45
49	L 3"x 5/16"	39688,80	103242,00	160,13
48	L 3"x 5/16"	38127,67	99190,00	160,15
47	L 3"x 5/16"	38165,67	99227,67	159,99
46	L 3"x 5/16"	38664,25	100080,00	158,84
45	L 3"x 5/16"	36687,33	95675,00	160,78
44	L 3"x 5/16"	36568,00	95393,00	160,86
43	L 3"x 5/16"	34654,20	90608,20	161,46
42	L 3"x 5/16"	35097,50	91263,50	160,03
41	L 3"x 1/4 "	35123,75	91289,75	159,91
40	L 3"x 1/4 "	33400,75	86189,75	158,05
39	L 3"x 1/4 "	33289,67	86051,00	158,49
38	L 3"x 1/4 "	31083,30	80645,80	159,45
37	L 2 1/2 "x 1/4"	29726,80	74693,80	151,27
36	L 2 1/2 "x 1/4"	29701,00	74665,67	151,39
35	L 2 1/2 "x 1/4"	26746,00	67401,00	152,00
34	L 2 1/2 "x 1/4"	26994,67	67941,67	151,69
33	L 2 1/2 "x 1/4"	25191,00	60231,00	139,10
32	L 2 1/2 "x 1/4"	25183,33	59946,67	138,04

Os esforços internos de compressão foram, em média, 111% superiores pela norma NBR 6123 (1988) em relação à NBR 5422 (1985), enquanto que para os esforços de tração esse valor foi de 156%.

A comparação entre as reações nos apoios é apresentada na Tabela 4.4.

Tabela 4.4: Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 1

Ângulo de incidência	Nº do apoio	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 5422	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 6123
Vento a 0°	1	66327	137350
	2	-46344	-117370
	3	-47984	-121170
	4	67654	140850
Vento a 45°	1	34854	65599
	2	-48246	-92020
	3	-7825	-46102
	4	60870	112180

• **Hipótese 2**

As cargas de vento médio, consideradas nessa hipótese, foram obtidas multiplicando-se as cargas de vento máximo, calculadas conforme as respectivas normas, por um coeficiente de ponderação, uma vez que o rompimento do cabo é tratado como ação principal neste caso. O rompimento do cabo para-raios foi considerado causando uma carga longitudinal na direção -x. As Figuras 4.7 e 4.8 apresentam os esforços normais nas barras sob tais condições para vento incidindo a 0° e 45°, respectivamente.

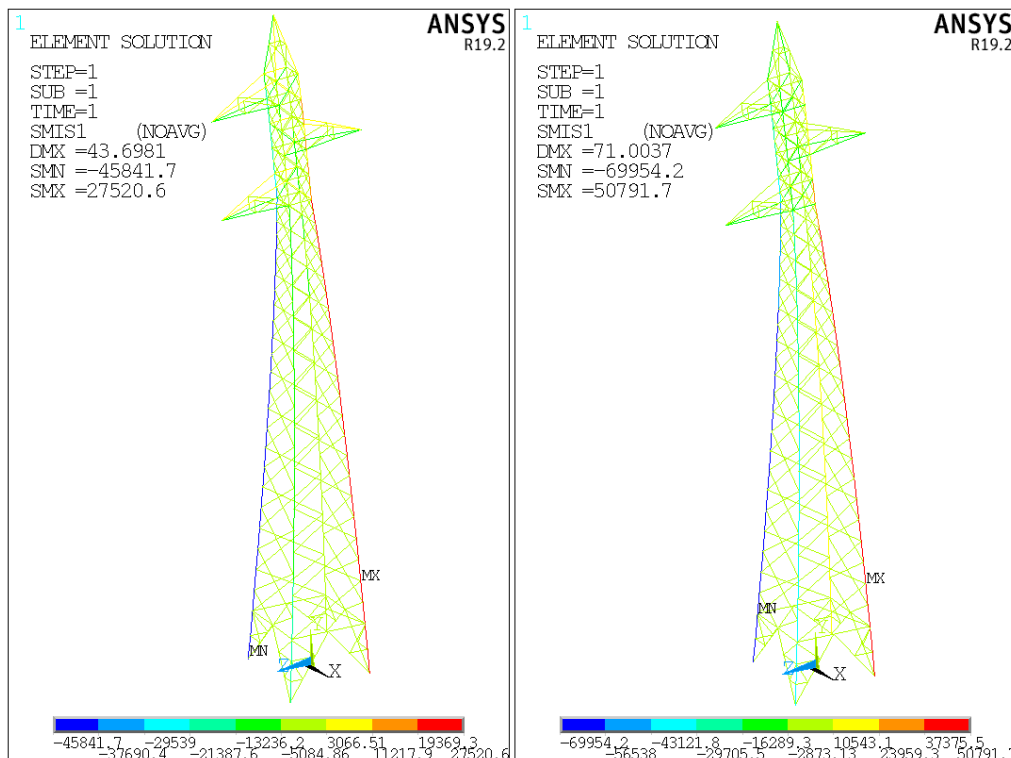


Figura 4.7: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 2 com vento incidindo a 0°: conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

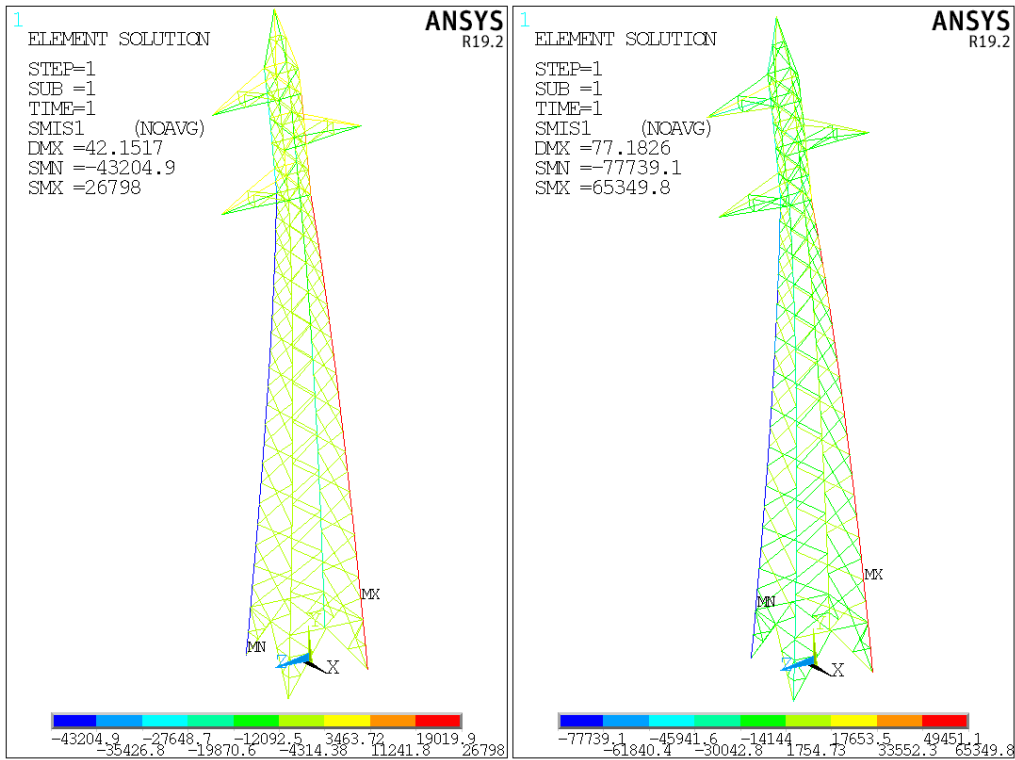


Figura 4.8: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 2 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

As reações verticais nos apoios são apresentadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 2

Ângulo de incidência	Nº do apoio	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 5422	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 6123
Vento a 0°	1	15740	39793
	2	-27047	-51104
	3	4033	-20748
	4	46928	71712
Vento a 45°	1	4692	15267
	2	-26854	-42815
	3	17688	4917
	4	44128	62284

• Hipótese 3

Nessa hipótese a carga de vento aplicada sobre a estrutura é análoga à aplicada na hipótese 2, porém é considerado o rompimento do cabo condutor da mísula superior, ao invés do cabo para-raios. As Figuras 4.9 e 4.10 ilustram os esforços normais obtidos para 0° e 45° , respectivamente.

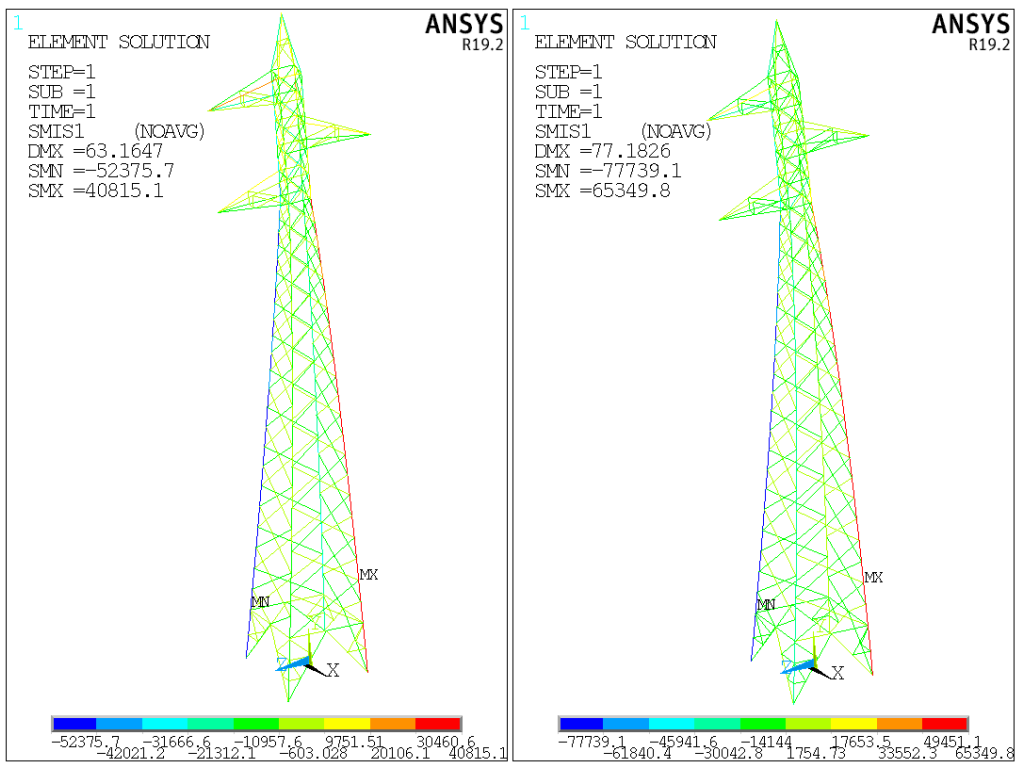


Figura 4.9: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 3 com vento incidindo a 0° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

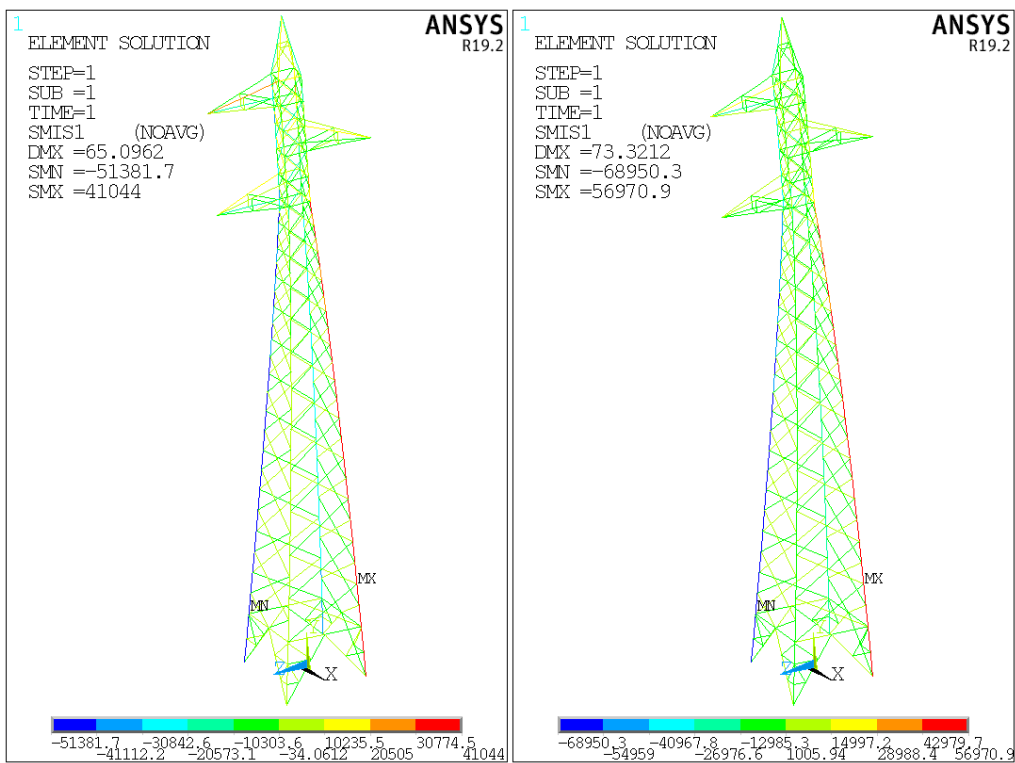


Figura 4.10: Esforços normais (N) nas barras para a hipótese 3 com vento incidindo a 45° : conforme a NBR 5422 (esq.); conforme a NBR 6123 (dir.)

As reações verticais nos apoios são apresentadas na Tabela 4.6.

Tabela 4.6: Reações verticais nos apoios para a hipótese de carregamento 3

Ângulo de incidência	Nº do apoio	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 5422	Reações Verticais (N) obtidas da NBR 6123
0 graus	1	4933	30212
	2	-40262	-65544
	3	21168	-4887
	4	53814	79872
45 graus	1	-3552	6166
	2	-41504	-57736
	3	32170	20284
	4	52540	70939

• **Hipóteses 4 e 5**

Para a hipótese 4, em que se avalia a condição de desbalanceamento vertical de montagem, foi considerada a sobrecarga de montagem sobre as duas mísulas da face 4, ao passo que a mísula da face oposta foi mantida livre. Já na hipótese 5, a mesma sobrecarga de montagem é aplicada nas três mísulas simultaneamente. A Figura 4.11 ilustra os esforços internos nas referidas hipóteses, e a Tabela 4.7 apresenta as reações verticais nos apoios para ambos os casos.

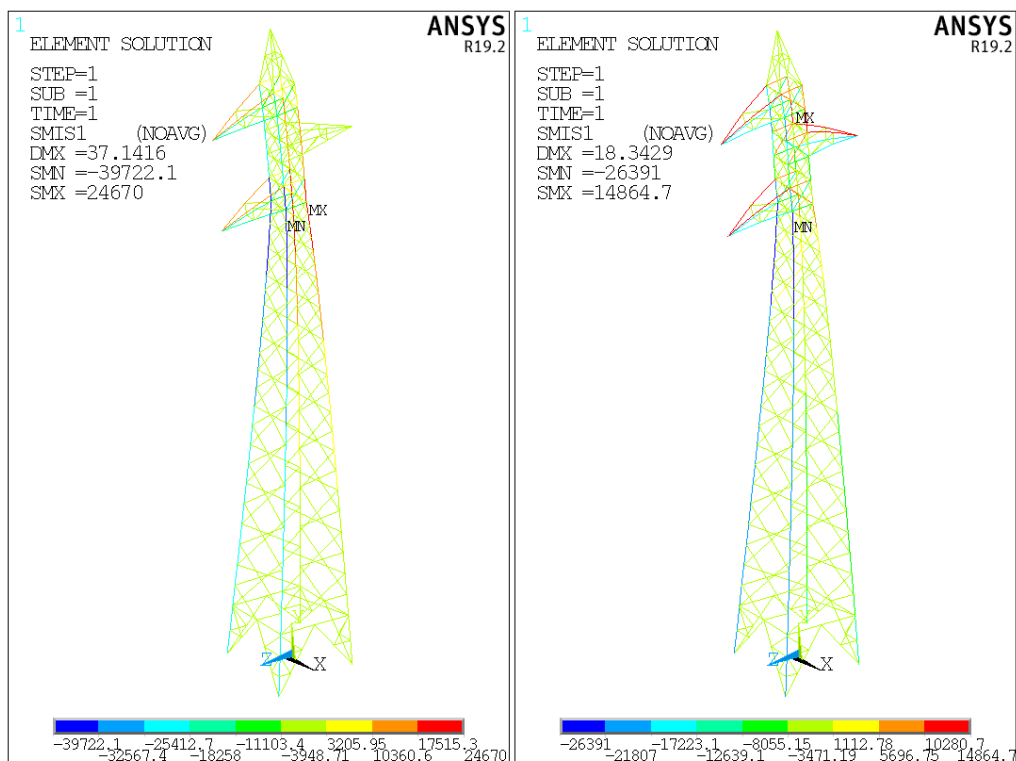


Figura 4.11: Esforços normais (N) nas barras para as hipóteses 4 (esq.) e 5 (dir.)

Tabela 4.7: Reações Verticais para as hipóteses 4 e 5

N° do apoio	Reações Verticais (N) para a hipótese 4	Reações Verticais (N) para a hipótese 5
1	21168	19150
2	2338	9510
3	1689	9120
4	21489	19202

4.2 Modelo completo

Conforme mencionado no capítulo anterior, a adição dos cabos ao modelo exige a inclusão das não linearidades geométricas e a aplicação do carregamento de vento em duas etapas. Após a solução convergir na primeira etapa, em que é aplicada a aceleração da gravidade e uma deformação inicial sobre os cabos, obtém-se uma nova curva para a catenária descrita pelos cabos, que incorpora o efeito do peso dos mesmos, assim como obtém-se novos valores de tração nos cabos. As Figuras 4.12 e 4.13 apresentam as curvas descritas pelo cabo condutor da mísula inferior no menor e maior vão, respectivamente, antes e após a aplicação da gravidade no modelo:

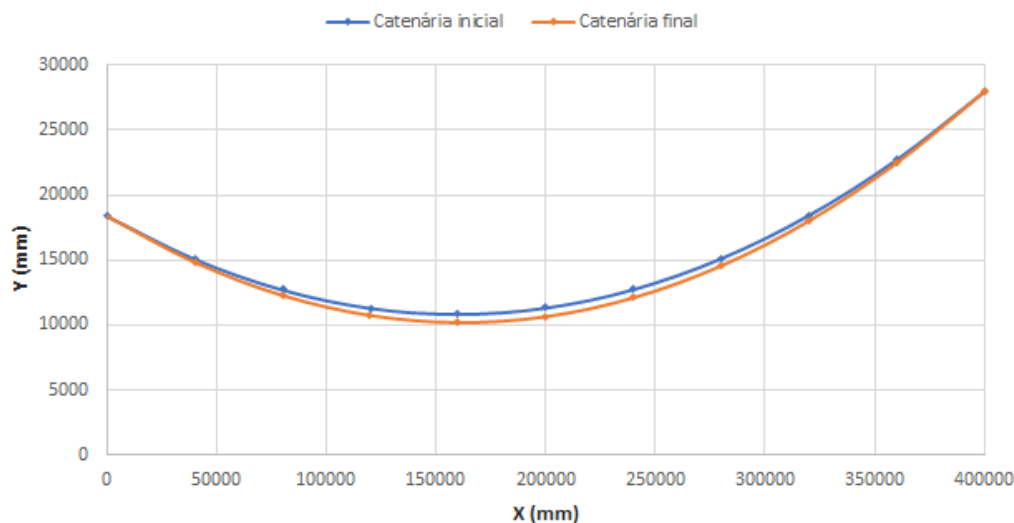


Figura 4.12: Comportamento da catenária para o cabo condutor inferior no menor vão

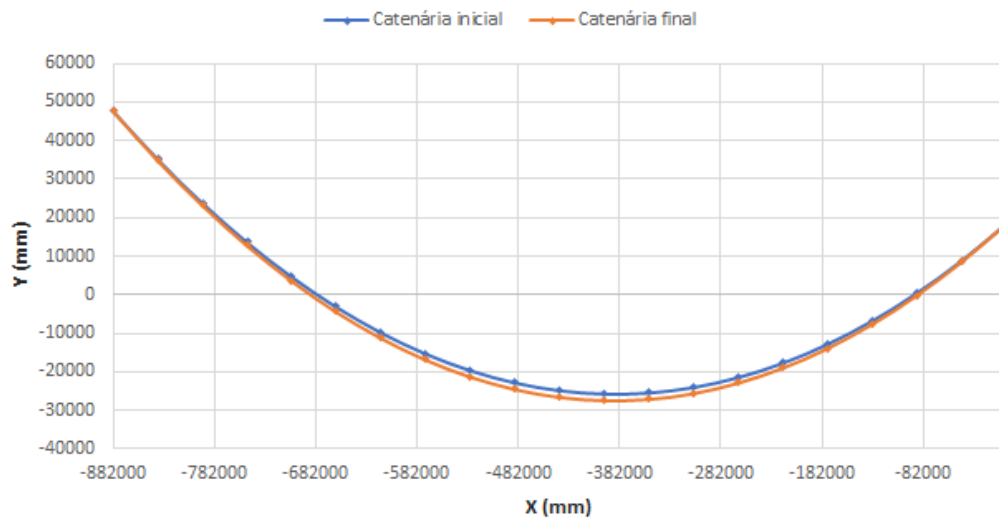


Figura 4.13: Comportamento da catenária para o cabo condutor inferior no maior vão

Para o cabo para-raios, as respectivas curvas são apresentadas nas Figuras 4.15 e 4.14:

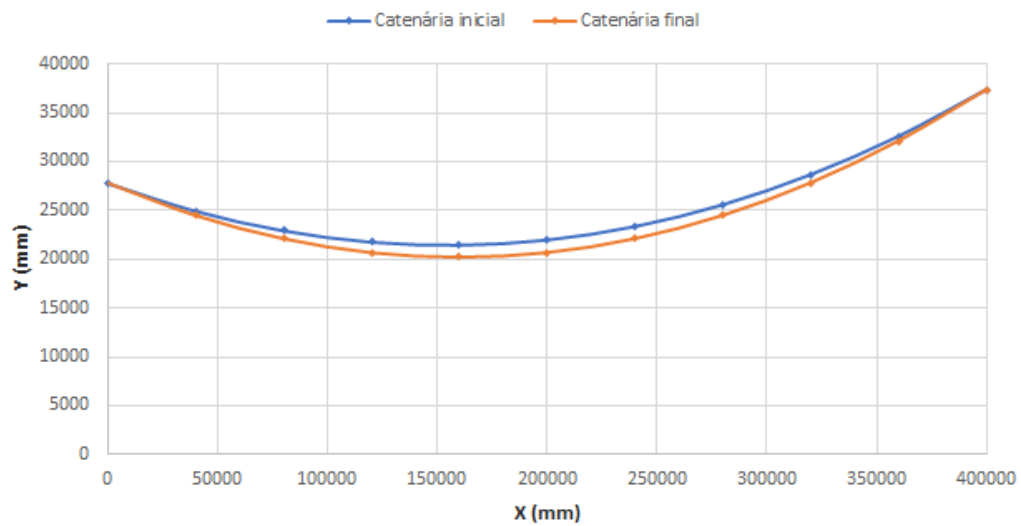


Figura 4.14: Comportamento da catenária para o cabo para-raios no menor vão

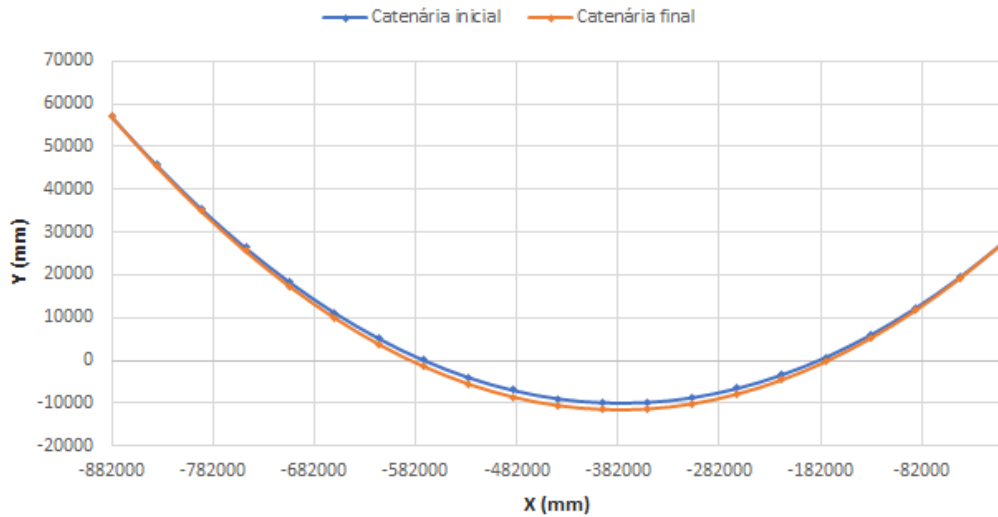


Figura 4.15: Comportamento da catenária para o cabo para-raios no maior vão

A Figura 4.16 ilustra as cargas axiais no modelo após a convergência da primeira solução, que impõe a força gravitacional. Na Tabela 4.8 são apresentados os valores finais de tração nos cabos, a partir dos quais se constata que as tensões nos cabos condutores e para-raios convergiram para valores próximos às tensões *EDS* utilizadas para a modelagem da catenária inicial (Tabela 3.1).

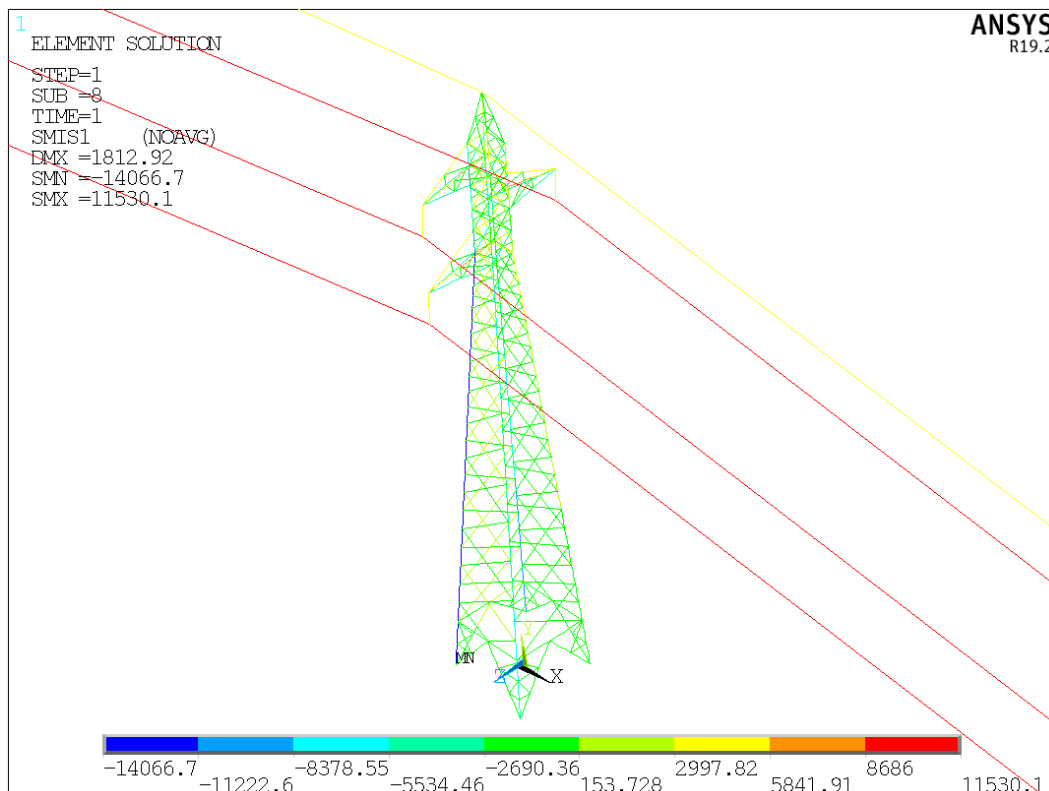


Figura 4.16: Cargas axiais no modelo após a aplicação da gravidade

Tabela 4.8: Tração dos cabos após a imposição da gravidade

	Cabo	Tração final (N)
Vão menor	Condutores	10838,6
	Para-raios	5054,6
Vão maior	Condutores	11207,2
	Para-raios	5571,5

As diferenças de tração encontradas nos cabos de uma mesma seção transversal, decorrentes da diferença de comprimento dos vãos, implica na existência de resultantes verticais sobre a estrutura nos pontos de apoio dos cabos. Essas reações verticais geram uma assimetria na distribuição dos esforços normais em relação ao plano yz , causando maiores esforços de compressão nas barras adjacentes ao vão maior. Essa situação não é considerada no cálculo das reações devidas ao peso dos cabos sobre o modelo simplificado, como pode-se evidenciar pela Tabela 4.9, que apresenta a comparação entre reações verticais obtidas com a atuação do peso próprio nos dois modelos.

Tabela 4.9: Comparação entre as reações verticais devidas ao peso próprio entre os modelos

N° do apoio	Reações Verticais (N) no modelo simplificado	Reações Verticais (N) no modelo completo
1	12729	9792
2	7259	6153
3	6980	6973
4	12685	11018

Constata-se também que o somatório das reações verticais é inferior no modelo completo, havendo uma parcela superior de carga referente ao peso dos cabos sendo suportada pelos apoios nas torres adjacentes.

As cargas de vento foram então aplicadas sobre o modelo em um segundo carregamento. Foi utilizada a condição de vento máximo, proposta por cada norma conforme descrito na seção 2.5, considerando para o vento uma incidência perpendicular à face 2 com todos os cabos intactos (condição equivalente à hipótese 1, para a qual se obteve o resultado mostrado na Figura 4.3). Os esforços normais nos perfis calculados com esse modelo, para as cargas dinâmicas de vento obtidas com ambas as normas, são ilustrados na Figura 4.17.

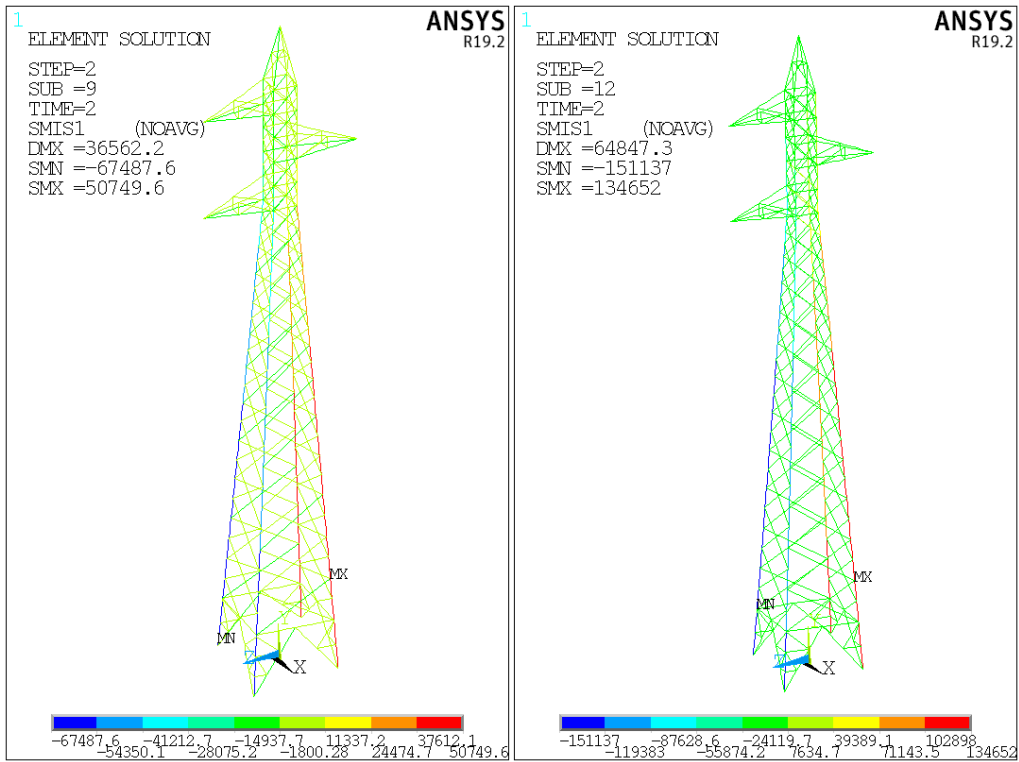


Figura 4.17: Esforços normais (N) obtidos para o modelo completo conforme a NBR 5422 (esq.) e a NBR 6123 (dir.), para condição de vento máximo incidindo perpendicularmente à face 2

Os esforços normais obtidos para as barras dos montantes da face 1, enumerados conforme a Figura 4.6, foram comparados com os obtidos do modelo simplificado. As Tabelas 4.10 e 4.11 apresentam os valores obtidos segundo a NBR 5422 (1985) e as Tabelas 4.12 e 4.13 segundo a NBR 6123 (1988).

Tabela 4.10: Esforços normais nos montantes do grupo 1 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0⁰ conforme a NBR 5422 (1985)

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Esforços normais (N) no modelo completo	Diferença percentual (%)
1	L 4"x 1/4"	-62836,40	-59033,60	6,05
2	L 4"x 1/4"	-62781,80	-58970,60	6,07
3	L 4"x 1/4"	-63126,33	-59192,50	6,23
4	L 4"x 1/4"	-61420,00	-57386,00	6,57
5	L 4"x 1/4"	-62160,80	-58003,80	6,69
6	L 4"x 1/4"	-60787,33	-56484,67	7,08
7	L 3"x 5/16"	-60746,50	-56443,50	7,08
8	L 3"x 5/16"	-59876,67	-55714,00	6,95
9	L 3"x 5/16"	-57252,50	-52936,50	7,54
10	L 3"x 5/16"	-57689,00	-53339,00	7,54
11	L 3"x 5/16"	-55991,00	-51452,33	8,11
12	L 3"x 5/16"	-55364,00	-50920,20	8,03
13	L 3"x 5/16"	-53032,33	-48367,00	8,80
14	L 3"x 5/16"	-52994,67	-48329,00	8,80
15	L 3"x 5/16"	-53289,75	-48662,25	8,68
16	L 3"x 5/16"	-51257,00	-46395,00	9,49
17	L 3"x 5/16"	-50850,00	-46061,33	9,42
18	L 3"x 5/16"	-48716,60	-43604,80	10,49
19	L 3"x 5/16"	-48905,00	-43888,00	10,26
20	L 3"x 1/4 "	-48879,25	-43861,25	10,27
21	L 3"x 1/4 "	-46517,75	-41221,75	11,38
22	L 3"x 1/4 "	-46274,33	-41061,33	11,27
23	L 3"x 1/4 "	-44553,00	-38874,50	12,75
24	L 3"x 1/4 "	-44701,33	-39157,00	12,40
25	L 2 1/2 "x 1/4"	-44680,33	-39135,67	12,41
26	L 2 1/2 "x 1/4"	-41679,40	-35812,20	14,08
27	L 2 1/2 "x 1/4"	-41503,33	-35758,67	13,84
28	L 2 1/2 "x 1/4"	-39821,00	-33400,00	16,12
29	L 2 1/2 "x 1/4"	-40048,33	-33792,67	15,62
30	L 2 1/2 "x 1/4"	-36712,67	-30089,67	18,04
31	L 2 1/2 "x 1/4"	-36334,00	-29935,00	17,61

Tabela 4.11: Esforços normais nos montantes do grupo 2 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0⁰ conforme a NBR 5422 (1985)

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Esforços normais (N) no modelo completo	Diferença percentual (%)
59	L 4"x 1/4"	44141,40	49737,80	12,68
58	L 4"x 1/4"	44339,33	49952,67	12,66
57	L 4"x 1/4"	44286,60	49900,00	12,68
56	L 4"x 1/4"	45031,00	50721,40	12,64
55	L 4"x 1/4"	42714,33	48276,00	13,02
54	L 3"x 5/16"	42755,50	48316,75	13,01
53	L 3"x 5/16"	42543,00	48053,00	12,95
52	L 3"x 5/16"	41358,33	46705,00	12,93
51	L 3"x 5/16"	41952,00	47331,00	12,82
50	L 3"x 5/16"	39824,00	45020,00	13,05
49	L 3"x 5/16"	39688,80	44869,80	13,05
48	L 3"x 5/16"	38127,67	43104,00	13,05
47	L 3"x 5/16"	38165,67	43142,00	13,04
46	L 3"x 5/16"	38664,25	43644,25	12,88
45	L 3"x 5/16"	36687,33	41397,00	12,84
44	L 3"x 5/16"	36568,00	41290,67	12,91
43	L 3"x 5/16"	34654,20	39124,80	12,90
42	L 3"x 5/16"	35097,50	39556,50	12,70
41	L 3"x 1/4 "	35123,75	39582,75	12,70
40	L 3"x 1/4 "	33400,75	37473,25	12,19
39	L 3"x 1/4 "	33289,67	37389,67	12,32
38	L 3"x 1/4 "	31083,30	34882,20	12,22
37	L 2 1/2 "x 1/4"	29726,80	32968,60	10,91
36	L 2 1/2 "x 1/4"	29701,00	32965,33	10,99
35	L 2 1/2 "x 1/4"	26746,00	29659,00	10,89
34	L 2 1/2 "x 1/4"	26994,67	29924,00	10,85
33	L 2 1/2 "x 1/4"	25191,00	27316,00	8,44
32	L 2 1/2 "x 1/4"	25183,33	27325,00	8,50

Tabela 4.12: Esforços normais nos montantes do grupo 1 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0⁰ conforme a NBR 6123 (1988)

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Diferença percentual (%)
1	L 4"x 1/4"	-131114,00	-119398,00	8,94
2	L 4"x 1/4"	-131106,00	-119358,00	8,96
3	L 4"x 1/4"	-132120,00	-119910,00	9,24
4	L 4"x 1/4"	-130042,00	-117434,00	9,70
5	L 4"x 1/4"	-131808,00	-118748,00	9,91
6	L 4"x 1/4"	-128290,00	-114650,00	10,63
7	L 3"x 5/16"	-128250,00	-114610,00	10,64
8	L 3"x 5/16"	-126626,67	-113836,67	10,10
9	L 3"x 5/16"	-122705,00	-109360,00	10,88
10	L 3"x 5/16"	-123853,33	-110543,33	10,75
11	L 3"x 5/16"	-119803,33	-105756,67	11,72
12	L 3"x 5/16"	-118628,00	-105266,00	11,26
13	L 3"x 5/16"	-114310,00	-100160,00	12,38
14	L 3"x 5/16"	-114266,67	-100126,67	12,37
15	L 3"x 5/16"	-115125,00	-101492,50	11,84
16	L 3"x 5/16"	-110403,33	-95875,00	13,16
17	L 3"x 5/16"	-109610,00	-95724,33	12,67
18	L 3"x 5/16"	-104612,00	-89626,80	14,32
19	L 3"x 5/16"	-105245,00	-91185,00	13,36
20	L 3"x 1/4 "	-105220,00	-91158,25	13,36
21	L 3"x 1/4 "	-99767,75	-84657,75	15,15
22	L 3"x 1/4 "	-99271,67	-84953,33	14,42
23	L 3"x 1/4 "	-93551,50	-77696,00	16,95
24	L 3"x 1/4 "	-94063,67	-79484,67	15,50
25	L 2 1/2 "x 1/4"	-94042,67	-79463,33	15,50
26	L 2 1/2 "x 1/4"	-87341,20	-71530,40	18,10
27	L 2 1/2 "x 1/4"	-87033,33	-72391,00	16,82
28	L 2 1/2 "x 1/4"	-80080,00	-63279,00	20,98
29	L 2 1/2 "x 1/4"	-80602,33	-65434,00	18,82
30	L 2 1/2 "x 1/4"	-72119,00	-55505,00	23,04
31	L 2 1/2 "x 1/4"	-71522,33	-56768,67	20,63

Tabela 4.13: Esforços normais nos montantes do grupo 2 obtidos pelos modelos simplificado e completo, para vento a 0^o conforme a NBR 6123 (1988)

Número da barra	Bitola da seção	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Esforços normais (N) no modelo simplificado	Diferença percentual (%)
59	L 4"x 1/4"	59946,67	69096,33	15,26
58	L 4"x 1/4"	60231,00	69106,00	14,73
57	L 4"x 1/4"	67941,67	79338,67	16,77
56	L 4"x 1/4"	67401,00	78632,00	16,66
55	L 4"x 1/4"	74665,67	87228,67	16,83
54	L 3"x 5/16"	74693,80	87038,80	16,53
53	L 3"x 5/16"	80645,80	94772,10	17,52
52	L 3"x 5/16"	86051,00	101260,00	17,67
51	L 3"x 5/16"	86189,75	101230,00	17,45
50	L 3"x 5/16"	91289,75	107615,00	17,88
49	L 3"x 5/16"	91263,50	107590,00	17,89
48	L 3"x 5/16"	90608,20	106926,00	18,01
47	L 3"x 5/16"	95393,00	112663,33	18,10
46	L 3"x 5/16"	95675,00	112870,00	17,97
45	L 3"x 5/16"	100080,00	118197,50	18,10
44	L 3"x 5/16"	99227,67	117293,33	18,21
43	L 3"x 5/16"	99190,00	117260,00	18,22
42	L 3"x 5/16"	103242,00	122102,00	18,27
41	L 3"x 1/4 "	103723,33	122656,67	18,25
40	L 3"x 1/4 "	107466,67	127033,33	18,21
39	L 3"x 1/4 "	106356,67	125756,67	18,24
38	L 3"x 1/4 "	109806,67	129863,33	18,27
37	L 2 1/2 "x 1/4"	110580,00	130905,00	18,38
36	L 2 1/2 "x 1/4"	110540,00	130863,33	18,39
35	L 2 1/2 "x 1/4"	113836,00	134622,00	18,26
34	L 2 1/2 "x 1/4"	112284,00	132688,00	18,17
33	L 2 1/2 "x 1/4"	113178,33	133490,00	17,95
32	L 2 1/2 "x 1/4"	112900,00	133120,00	17,91

Constata-se que os esforços normais calculados nos membros sujeitos à compressão, constituídos dos montantes do grupo 1, foram superiores no modelo simplificado em relação ao completo. Essa superioridade foi, em média, de 10,2% para a NBR 5422 (1985) e de 13,6% para a NBR 6123 (1988). Já nos membros sujeitos à tração, constituídos dos montantes do grupo 2, os esforços normais foram superiores no modelo completo em relação ao simplificado, sendo 12,2% maiores pela NBR 5422 (1985) e 17,6% maiores pela NBR 6123 (1988), em média.

Capítulo 5

Conclusão

5.1 Discussão

O presente trabalho concentrou-se na análise dos esforços de vento em torres de LTs obtidos conforme as duas normas brasileiras atualmente vigentes que fornecem procedimentos para tal. Os resultados alcançados demonstraram que a NBR 6123 (1988) se apresenta consideravelmente mais conservadora no cálculo da ação do vento quando em comparação com a NBR 5422 (1985), o que já havia sido constatado por outros autores. Com a comparação dos esforços normais nos perfis sob ambas as cargas de vento, o estudo realizado contribui para mensurar a ordem de grandeza possível para a diferença obtida entre os esforços conforme o procedimento adotado, o que impacta diretamente na confiabilidade estrutural desses elementos.

Dois fatores foram determinantes para a significativa diferença entre os esforços calculados: o próprio valor da carga dinâmica de vento, que é maior pela NBR 6123 (1988) em virtude das maiores velocidades características; e a formulação fornecida para o cálculo da ação do vento sobre os cabos. No caso deste último, ressalta-se que a NBR 5422 (1985) utiliza um fator de efetividade que minora a carga transmitida ao suporte devido a ação do vento sobre os cabos. Já a NBR 6123 (1988), além de não utilizar um fator de minoração, apresenta coeficientes de arrasto superiores para os cabos em relação a primeira. Nos diagramas de carregamento apresentados fica evidente a diferença nos esforços transmitidos ao suporte por ação do vento nos cabos, obtendo-se diferenças relativas entre estas de até 190%.

Quanto às hipóteses simuladas observou-se que os maiores valores nominais de compressão e tração nos perfis ocorrem para a condição de vento máximo, o que realça a importância da confiabilidade sobre os procedimentos normativos referentes ao cálculo da ação do vento. O histórico de acidentes em torres de linhas de transmissão, não à toa, é amplamente associado às condições meteorológicas extremas.

Quanto às análises realizadas com a inclusão dos cabos e isoladores no modelo, foi possível observar que a distribuição dos esforços normais nos montantes apresentou uma assimetria para o modelo completo não considerada no simplificado. Tal assimetria é notada na atuação do peso próprio dos elementos e na verificação das reações verticais, estando associada à diferença entre os

comprimentos dos vãos. Como resultado, os montantes do grupo 1 e 2, para os quais os esforços foram analisados, são sujeitos à cargas de compressão inferiores quando em comparação com os dos grupos 3 e 4. Sob essa ótica justificam-se os esforços normais superiores observados para as barras do grupo 1 no modelo simplificado e os esforços superiores para as barras do grupo 2 no modelo completo. Como consequência, o resultado se inverte nas barras dos grupos 3 e 4, tendo este último grupo valores maiores para esforços de compressão no modelo completo.

5.2 Sugestões para trabalhos futuros

O prosseguimento do trabalho passa naturalmente pela verificação estrutural dos perfis da torre de acordo com cada procedimento normativo, uma vez que as significativas diferenças observadas para os esforços normais demandam uma análise aprofundada sobre o nível de segurança estrutural proporcionado pelos respectivos procedimentos. Para esse fim, a norma americana ASCE 10 (2015) e a norma brasileira NBR 8800 (2008) apresentam critérios de verificação estrutural aplicáveis ao modelo em questão. A primeira, voltada especificamente para torres treliçadas de LTs, é comumente compatibilizada com a NBR 5422 (1985) no Brasil. Já a segunda, que aborda os critérios de verificação para estruturas de aço em geral, é prontamente compatível e usualmente utilizada com a NBR 6123 (1988).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. *NBR 5422 - Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica*. 1985.
- ABNT. *NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações*. 1988.
- ABNT. *NBR 8800 - Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios*. 2008.
- ABNT. *NBR 7007 - Aço-carbono e aço microligado para barras e perfis laminados a quente para uso estrutural - Requisitos*. 2016.
- ASCE. *10 - Design of Latticed Steel Transmission Structures*. 2015.
- BATHE, K.-J. *Finite Element Procedures*. [S.l.]: Prentice Hall, 1996.
- BERARDO, B. *Estudo do aterramento dos pés de torres de linha de transmissão frente às descargas atmosféricas*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2012.
- BLESSMANN, J. *Acidentes causados pelo vento*. [S.l.]: Editora UFRGS, 2001.
- BUDYNAS, R. G.; NISBETT, J. K. *Elementos de Máquina de Shigley*. [S.l.]: AMGH, 2011.
- CANAL ENERGIA. **Temporais provocam perda de 630 MW de carga em São Paulo**. 2016. Disponível em: <<https://canalenergia.com.br/noticias/23746216/temporais-provocam-perda-de-630-mw-de-carga-em-sao-paulo>>. Acesso em: 13 de set. de 2021.
- CARVALHO, H. *Metodologias para análise estática do efeito do vento em linhas de transmissão*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2010.
- CARVALHO, H. *Avaliação dos efeitos de vento em linhas de transmissão*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2015.
- DEICHMANN, A. *Otimização dimensional, de forma e topológica de famílias de torres de linhas de transmissão de energia*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2019.
- EPE. Empresa de Pesquisa Energética. *Balanço Energético Nacional*, Brasília, 2020.
- FOLHA DE S. PAULO. **Vendaval derruba 7 torres de Itaipu**. 1998. Disponível em: <<https://www1.folha.uol.com.br/fsp/cotidian/ff08049801.htm>>. Acesso em: 12 de set. de 2021.
- G1 - GLOBO. **Vendaval derruba torres de energia em Ilha Solteira-SP**. 2010. Disponível em: <<http://g1.globo.com/brasil/noticia/2010/10/vendaval-derruba-torres-de-energia-em-ilha-solteira-sp.html>>. Acesso em: 12 de set. de 2021.

- GONTIJO, C. R. *Contribuição à análise e projeto de torres autoportantes de linhas de transmissão*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 1994.
- INMETRO. *Portaria n° 178 de 18 de julho de 2006*.
- JUNIOR, A. S. *Aplicação de Confiabilidade na Calibração de Coeficientes Parciais de Segurança de Normas Brasileiras de Projeto Estrutural*. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2008.
- KAMINSKI, J. *Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão*. Tese (Doutorado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.
- KLEIN, T. *Estudo em túnel de vento das características aerodinâmicas de torres metálicas treliçadas*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004.
- LABEGALINI, P. R. et al. *Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão*. [S.l.]: Edgard Blücher, 1992.
- MENDES, V. *Verificação estrutural de uma torre de suspensão treliçada conforme os critérios da norma IEC 60826*. Dissertação (Mestrado) — Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 2020.
- MME. Ministério de Minas e Energia. Secretaria de Planejamento e Desenvolvimento Energético. *Plano Decenal de Expansão de Energia 2030*, Brasília, 2020.
- NOSSA METRÓPOLE. **Queda de torre de alta tensão mata três pessoas em Camaçari**. 2016. Disponível em: <<https://nossametropole.com.br/2019/12/16/queda-de-torre-de-alta-tensao-mata-tres-pessoas-em-camacari/>>. Acesso em: 20 de set. de 2021.
- OLIVEIRA, A. B. Plano de atendimento a emergências com queda de torres em linhas de transmissão: medidas corretivas e preventivas. *Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica*, 2007.
- OLIVEIRA, M. I. R. et al. Structural analysis of guyed steel telecommunication towers for radio antennas. *Journal of the Brazilian Society of Mechanical Sciences and Engineering*, v. 29, p. 185–195, 2007.
- PORTAL DA CIDADE. **Temporal derruba torres e deixa 170 mil sem eletricidade na região de Umarama**. 2021. Disponível em: <<https://umarama.portaldacidade.com/noticias/regiao/ventos-derrubam-nove-torres-e-170-mil-ficam-sem-energia-na-regiao-de-umarama-1520>>. Acesso em: 20 de out. de 2021.
- RAO, N. P. et al. Studies on failure of transmission line towers in testing. *Engineering Structures*, v. 35, p. 55–70, 2012.
- SC.GOV. **Força-tarefa da Celesc contou com 110 profissionais no restabelecimento de energia após passagem de tornado**. 2015. Disponível em: <<https://www.sc.gov.br/index.php/noticias/temas/energia/energia-da-celesc-na-reconstrucao-de-xanxere-e-ponte-serrada>>. Acesso em: 13 de set. de 2021.
- SINGH, K. *Análise estática de torres metálicas treliçadas autoportantes para linhas de transmissão*. Tese (Doutorado) — Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2009.

VELOSO, L. A. C. M.; ARAÚJO, J. A. *Análise comparativa sobre algumas normas e portarias que regulamentam a fabricação e importação de cantoneiras de aço laminadas a quente para montagem de torres de transmissão de energia elétrica*. Brasília, 2019.