

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**Victor Roberto Verga Mendes**

**VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO  
TRELIÇADA CONFORME OS CRITÉRIOS DA NORMA IEC 60826**

Belo Horizonte

2020

Victor Roberto Verga Mendes

**VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO  
TRELIÇADA CONFORME OS CRITÉRIOS DA NORMA IEC 60826**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Universidade Federal de Minas Gerais, para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. Hermes Carvalho

Belo Horizonte

2020

AUTORIZO A REPRODUÇÃO E DIVULGAÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO, POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO PARA FINS DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

M358v Mendes, Victor Roberto Verga.  
VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO TRELIÇADA CONFORME OS CRITÉRIOS DA NORMA IEC 60826 [recurso eletrônico] / Victor Roberto Verga Mendes. – 2020.  
1 recurso online (105 f. : il., color.) : pdf.

Orientador: Hermes Carvalho.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Apêndices: f. 100 – 105.  
Bibliografia: f. 96 – 99.

Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Engenharia de Estruturas - Teses. 2. Linhas de telecomunicações - Teses. 3. Normas Técnicas (Engenharia) – Teses. 4. Linhas elétricas - postes e torres – Teses. I. Carvalho, Hermes. II. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia. III. Título.

CDU: 624(043)

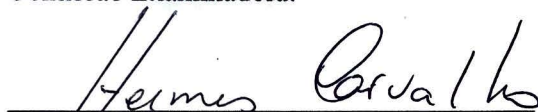
UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

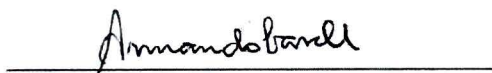
**"VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO  
TRELIÇADA CONFORME OS CRITÉRIOS DA NORMA IEC 60826"**

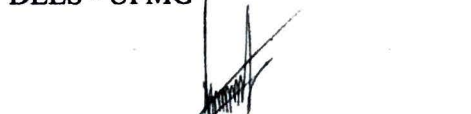
Victor Roberto Verga Mendes

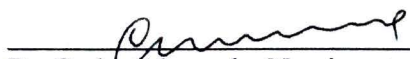
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Hermes Carvalho  
DEES - UFMG (Orientador)

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall  
DEES - UFMG

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Dr. João Antônio de Vasconcelos  
DEE-UFMG

  
\_\_\_\_\_  
Dr. Carlos Alexandre Nascimento  
CEMIG

Belo Horizonte, 17 de janeiro de 2020



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor de meu destino.

Especialmente a minha mãe Vera Lúcia Ferreira Verga e aos meus familiares, pela força e por todo apoio.

Ao professor Hermes Carvalho pela disponibilidade para orientação e pelos ensinamentos compartilhados ao longo do caminho.

Aos amigos e colegas, pelo incentivo e pelas contribuições.

À CEMIG por disponibilizar os dados para desenvolvimento do estudo.

## RESUMO

MENDES, V. R. V. **VERIFICAÇÃO ESTRUTURAL DE UMA TORRE DE SUSPENSÃO TRELIÇADA CONFORME OS CRITÉRIOS DA NORMA IEC 60826**. 2020. 105p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

Tendo em vista os acidentes envolvendo torres de linhas aéreas de transmissão nos últimos anos, surge a necessidade de verificação dos procedimentos normativos brasileiros sobre o dimensionamento dessas estruturas. A norma brasileira (ABNT NBR 5422:1985) aplicável ao projeto de linhas de transmissão (LTs) se encontra desatualizada, o que pode acarretar estruturas com níveis de segurança inadequados nos sistemas de LTs. A ABNT NBR 5422:1985 não considera conceitos de confiabilidade, sendo esses já amplamente utilizados em publicações mais recentes da ABNT. Atualmente, uma referência consolidada para a elaboração de normas regionais voltadas para LTs com base em conceitos de confiabilidade estrutural é a IEC 60826, enquanto outra tradicional voltada para procedimentos de dimensionamento de cantoneiras de LTs é a ASCE 10-15. Com base nessas normas e visando suprir as necessidades das normas brasileiras, este trabalho propõe critérios de projeto para LTs localizadas no Brasil. Por serem estruturas demasiadamente esbeltas e de baixo peso próprio, as estruturas de LTs são susceptíveis às forças de vento. Assim, uma avaliação criteriosa e atualizada das velocidades máximas de vento na região da estrutura conduz a um dimensionamento mais confiável e realístico desta. Diante dos critérios propostos, foi realizada a avaliação da segurança estrutural de uma torre de suspensão presente em uma LT localizada no estado de Minas Gerais, projetada na década de 80. A avaliação da segurança consistiu na verificação estrutural das barras da estrutura com auxílio da ferramenta computacional ANSYS v.19.2, por meio da qual foi possível realizar a modelagem estrutural da torre, bem como calcular os índices de utilização das barras para cada hipótese de ações. Para o cálculo das forças devidas ao vento, foram coletados dados de máximas velocidades médias anuais em estações meteorológicas próximas à localização da estrutura, sendo depois aplicada a teoria dos valores extremos e adotada a distribuição de probabilidade de Gumbel. Para as hipóteses avaliadas, os resultados indicaram que a estrutura apresenta barras com níveis de segurança inadequados, sugerindo a necessidade de uma maior atenção com os ativos das concessionárias de energia.

**Palavras-chave:** Linhas de Transmissão Aéreas. Torres de Transmissão de Energia. Critérios de Projeto. Força Devidas ao Vento. IEC 60826. ASCE 10-15.

## ABSTRACT

MENDES, V. R. V. **STRUCTURAL DESIGN OF A SUSPENSION TOWER ACCORDING TO THE CRITERIA OF IEC 60826**. 2020. 105p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2020.

*Bearing in mind the accidents involving overhead transmission line towers in the last years, the revision of the Brazilian codes design procedures applied to these structures arises. The Brazilian code (ABNT NBR 5422:1985) applied to design of transmission lines is outdated, which can lead to risks in the security level of transmission lines systems. The ABNT NBR 5422:1985 does not cover any application of reliability concepts, although it has been widely used in other ABNT publications. Nowadays, a consolidated reference for the elaboration of national standards applied to transmission lines using structural reliability concepts is the IEC 60826, while another traditional standard oriented to steel angle design of transmission lines is the ASCE 10-15. In order to base future Brazilian standards this work proposes design criteria of transmission lines located in Brazil, based on IEC 60826. Structures of transmission lines are more susceptible to wind forces, once it is slender structures with low self-weight. Therefore, a solid evaluation and up-to-date local wind data velocities leads to a more reliable and realistic structural design. The structural safety of a suspension tower belonging to a transmission line located in the state of Minas Gerais, designed in the '80s was evaluated with proposed criteria. The safety evaluation was performed based on the structural model developed on ANSYS v.19.2 considering the tower structure isolated, and the utilization factors were determined for each load combination. For wind forces calculation, data of average maximum annual velocities at meteorological stations near the tower location were collected. Afterward, the extreme value theory was applied and the Gumbel distribution was adopted. For the combination of the actions evaluated, the suspension tower structure showed bars with inappropriate security levels, suggesting the need for greater attention to assets of the power utilities.*

**Keywords:** Overhead Transmission Lines. Power Transmission Tower. Design Criteria. Wind Forces. IEC 60826. ASCE 10-15.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama de um sistema de transmissão. . . . .	25
Figura 2.2 – Configurações comuns de torres para linhas de alta tensão e extra-alta tensão. . .	28
Figura 2.3 – Configurações de torres para linhas de 500 kV (a e b) e 750 kV (b e c). . . . .	28
Figura 2.4 – Torres de LTs. . . . .	28
Figura 2.5 – Vão gravante em sistemas de LTs. . . . .	39
Figura 2.6 – Diagrama dos estados limites dos componentes de linhas de transmissão. . . . .	42
Figura 2.7 – Fator combinado do vento $G_C$ para condutores em várias categorias de terreno e altura sobre o solo. . . . .	48
Figura 2.8 – Fator do vão $G_L$ . . . . .	48
Figura 2.9 – Fator $G_t$ aplicável às estruturas de suportes e isoladores. . . . .	49
Figura 2.10–Coeficiente $C_{xt}$ aplicável às torres reticuladas compostas por elementos com lados planos. . . . .	50
Figura 3.1 – Esquema do trecho em estudo da LT Taquaril / Alegria . . . . .	56
Figura 3.2 – Torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria. . . . .	57
Figura 3.3 – Dimensões das faces 1 e 2 da torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria (sem escala). . . . .	58
Figura 3.4 – Dimensões das faces 3 e 4 da torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria (sem escala). . . . .	59
Figura 3.5 – Dimensões das mísulas (sem escala). . . . .	60
Figura 3.6 – Vista C-C da mísula (sem escala) . . . . .	60
Figura 3.7 – Estações meteorológicas do ICEA. . . . .	62
Figura 3.8 – Vista isométrica do modelo numérico. . . . .	68
Figura 3.9 – Vistas tridimensionais do modelo numérico. . . . .	69
Figura 3.10–Vistas laterais do modelo numérico. . . . .	70
Figura 3.11–Vista superior do modelo numérico. . . . .	71
Figura 3.12–Numeração das barras da face 1 do modelo numérico. . . . .	72
Figura 3.13–Numeração das barras da face 2 do modelo numérico. . . . .	73
Figura 3.14–Numeração das barras da face 3 do modelo numérico. . . . .	74
Figura 3.15–Numeração das barras da face 4 do modelo numérico. . . . .	75
Figura 3.16–Numeração das barras das mísulas do modelo numérico. . . . .	76
Figura 3.17–Aplicação das forças sobre o modelo numérico. . . . .	77
Figura 3.18–Eixos de referência da torre 50. . . . .	78
Figura 4.1 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 1 com vento a 0°. . . .	79
Figura 4.2 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 1 considerando vento a 0°. . . . .	80
Figura 4.3 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 2 com vento reduzido a 0°. . . . .	81

Figura 4.4 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 2 com vento a 0° . . . . .	82
Figura 4.5 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 3 com vento reduzido a 0° . . . . .	84
Figura 4.6 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 3 com vento reduzido a 0° . . . . .	85
Figura 4.7 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 4 sem vento. . . . .	86
Figura 4.8 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 4 sem vento. . . . .	87
Figura 4.9 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 5 com vento reduzido a 0° . . . . .	88
Figura 4.10–Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 5 com vento reduzido a 0° . . . . .	90
Figura 4.11–Deslocamentos nodais do modelo numérico na direção Z. . . . .	91
Figura A.1 – Propriedades geométricas de cantoneiras de abas iguais . . . . .	101

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Níveis de confiabilidade para linhas de transmissão. . . . .	40
Tabela 2.2 – Limites de dano e falha para estruturas de suporte. . . . .	42
Tabela 2.3 – Quantidade de estruturas de suporte sujeitas a carregamento máximo durante a ocorrência de um único evento meteorológico. . . . .	44
Tabela 2.4 – Valores de $\phi_{S2}$ . . . . .	44
Tabela 2.5 – Coordenação da resistência dos componentes da linha de transmissão. . . . .	44
Tabela 2.6 – Fator de qualidade $\phi_Q$ para torres treliçadas. . . . .	45
Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos cabos. . . . .	56
Tabela 3.2 – Perfis cantoneiras presentes na estrutura da Torre 50. . . . .	57
Tabela 3.3 – Estações meteorológicas do ICEA. . . . .	62
Tabela 3.4 – Resultados dos cálculos dos parâmetros meteorológicos. . . . .	62
Tabela 3.5 – Coeficientes de segurança adotados no presente trabalho. . . . .	65
Tabela 4.1 – Índices máximos de utilização dos montantes sujeitos à hipótese 1. . . . .	80
Tabela 4.2 – Índices máximos de utilização das diagonais sujeitas à hipótese 3. . . . .	83
Tabela 4.3 – Índices máximos de utilização dos montantes sujeitos à hipótese de carga 5. . . . .	89
Tabela 4.4 – Componentes das máximas reações nas bases. . . . .	92
Tabela A.1 – Verificação das barras que falharam . . . . .	102

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Classificação das categorias de terrenos. . . . .	47
--	----

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASCE	American Society of Civil Engineering
BDC	Banco de Dados Climatológicos
BDMEP	Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa
BDO	Boletim diário de operação
BMTE	Belo Monte Transmissora de Energia
CEEE	Companhia Estadual de Energia Elétrica
CELESC	Centrais Elétricas de Santa Catarina
CEMIG	Companhia Energética de Minas Gerais
CESP	Companhia Energética de São Paulo
CTEEP	Companhia de Transmissão de Energia Elétrica Paulista
DECEA	Departamento de Controle do Espaço Aéreo
EDS	<i>Every Day Stress</i>
ELS	Estado Limite de Serviço
ELU	Estado Limite Último
ICAO	<i>International Civil Aviation Organization</i>
ICEA	Instituto de Controle do Espaço Aéreo
IEC	<i>International Electrotechnical Commission</i>
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
LT	Linha de transmissão
ONS	Operador Nacional do Sistema Elétrico
SIN	Sistema Interligado Nacional
TSBE	Transmissora Sul Brasileira de Energia
TSLE	Transmissora Sul Litorânea de Energia
UHE	Usina Hidrelétrica

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>16</b>
<b>1.1</b>	<b>Breve histórico sobre a publicação IEC 60826</b>	<b>17</b>
<b>1.2</b>	<b>Falhas em sistemas de LTs</b>	<b>17</b>
<b>1.3</b>	<b>Objetivos</b>	<b>20</b>
<b>1.4</b>	<b>Metodologia geral</b>	<b>20</b>
<b>1.5</b>	<b>Justificativa</b>	<b>20</b>
<b>1.6</b>	<b>Organização do trabalho e síntese dos capítulos</b>	<b>21</b>
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>23</b>
<b>2.1</b>	<b>Segurança estrutural</b>	<b>23</b>
<b>2.2</b>	<b>Sistemas de linhas aéreas de transmissão</b>	<b>25</b>
2.2.1	Generalidades	25
2.2.2	Estruturas de suportes	26
2.2.3	Ações consideradas no dimensionamento	29
<b>2.3</b>	<b>Ventos extremos</b>	<b>30</b>
2.3.1	Ventos sinóticos	30
2.3.2	Ciclones tropicais	31
2.3.3	Ventos não sinóticos	31
<b>2.4</b>	<b>Projeto de estruturas</b>	<b>33</b>
2.4.1	Forças devidas ao vento em estruturas	33
2.4.2	Comportamento de cabos	33
2.4.3	Forças resultantes	35
2.4.3.1	Peso próprio	35
2.4.3.2	Vento	36
2.4.3.3	Rompimento de cabo	36
2.4.3.4	Construção e montagem	37
2.4.4	Hipóteses de carregamento	37
<b>2.5</b>	<b>Crítérios de projetos de estruturas de LTs conforme a norma IEC 60826:2017</b>	<b>40</b>
2.5.1	Aspectos gerais	40
2.5.2	Ações consideradas no dimensionamento	41
2.5.3	Hipóteses de ações aplicáveis às LTS	41
2.5.4	Estados limites aplicáveis	42
2.5.4.1	Estado Limite Último	42
2.5.4.1.1	Fator $\phi_N$	43
2.5.4.1.2	Fator $\phi_S$	43

2.5.4.1.3	Fator $\phi_Q$ . . . . .	45
2.5.4.1.4	Fator $\phi_C$ . . . . .	45
2.5.4.1.5	Consideração final sobre o fator global $\phi_R$ . . . . .	45
2.5.4.2	Estado Limite de Serviço . . . . .	45
2.5.5	Ações conforme a IEC 60826 (2017) . . . . .	46
2.5.6	Tratamento estatístico dos dados meteorológicos . . . . .	51
<b>2.6</b>	<b>Crítérios de projetos de estruturas de LTs conforme a norma ASCE 10:2015 .</b>	<b>52</b>
2.6.1	Análise estrutural . . . . .	52
2.6.2	Dimensionamento à compressão . . . . .	53
2.6.3	Dimensionamento à tração . . . . .	55
<b>3</b>	<b>ESTUDO DE CASO . . . . .</b>	<b>56</b>
<b>3.1</b>	<b>Apresentação do estudo de caso . . . . .</b>	<b>56</b>
<b>3.2</b>	<b>Parâmetros meteorológicos . . . . .</b>	<b>61</b>
3.2.1	Obtenção dos dados de estações meteorológicas . . . . .	61
3.2.2	Cálculo dos parâmetros meteorológicos . . . . .	61
<b>3.3</b>	<b>Hipóteses de carregamento . . . . .</b>	<b>63</b>
3.3.1	Hipótese 1 . . . . .	63
3.3.2	Hipótese 2 . . . . .	64
3.3.3	Hipótese 3 . . . . .	64
3.3.4	Hipótese 4 . . . . .	64
3.3.5	Hipótese 5 . . . . .	64
3.3.6	Hipótese 6 . . . . .	65
<b>3.4</b>	<b>Coefficientes de segurança das forças . . . . .</b>	<b>65</b>
<b>3.5</b>	<b>Coefficiente de minoração da resistência . . . . .</b>	<b>66</b>
<b>3.6</b>	<b>Verificação estrutural . . . . .</b>	<b>67</b>
<b>3.7</b>	<b>Modelo numérico desenvolvido . . . . .</b>	<b>68</b>
<b>3.8</b>	<b>Condições de contorno do modelo numérico . . . . .</b>	<b>77</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS . . . . .</b>	<b>79</b>
<b>4.1</b>	<b>Esforços solicitantes e índices de utilização da torre . . . . .</b>	<b>79</b>
4.1.1	Hipótese 1 . . . . .	79
4.1.2	Hipótese 2 . . . . .	81
4.1.3	Hipótese 3 . . . . .	83
4.1.3.1	Rompimento de cabo em uma posição . . . . .	83
4.1.3.2	Rompimento de cabo em duas posições . . . . .	83
4.1.4	Hipótese 4 . . . . .	86
4.1.5	Hipótese 5 . . . . .	88
4.1.6	Hipótese 6 . . . . .	91
<b>4.2</b>	<b>Reações das bases . . . . .</b>	<b>92</b>

<b>5</b>	<b>CONCLUSÃO</b> . . . . .	<b>93</b>
<b>5.1</b>	<b>Sugestões para novas pesquisas</b> . . . . .	<b>95</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b> . . . . .	<b>96</b>
	<b>APÊNDICES</b>	<b>100</b>
	<b>APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DAS BARRAS COM ÍNDICE DE UTILIZAÇÃO ACIMA DO LIMITE ESTABELECIDO PELA ASCE 10 (2015)</b> . . . . .	<b>101</b>
	<b>APÊNDICE B – MACRO UTILIZADA PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DAS BARRAS</b> . . . . .	<b>103</b>



# 1.

## INTRODUÇÃO

O crescimento de uma economia leva a um aumento expressivo na demanda de energia elétrica pela população. Conseqüentemente surge a necessidade de resolução de gargalos de infraestrutura, como a expansão do setor elétrico. No Brasil, a matriz energética é caracterizada por apresentar uma larga gama de fontes de energia; entretanto, associada à disponibilidade de recursos hídricos, a fonte hidráulica acabou se tornando majoritariamente responsável pela geração. Com as recentes construções das usinas hidrelétricas (UHE) de Santo Antônio, Teles Pires e Belo Monte – segunda maior do mundo em potência instalada –, a fonte hidráulica passou a responder por 60, 65% do total de geração, segundo a ANEEL (2019).

A exploração de fontes de energia, como hidráulicas, eólicas e térmicas, vem, muitas vezes, acompanhada de corredores de transmissão de energia, haja vista a necessidade de conectar os grandes centros urbanos aos locais de geração localizados, em grande parte, em regiões interiorizadas e remotas. Consta-se que, à medida que a fonte geradora e o centro consumidor se distanciam, aumenta também a altura de segurança entre os condutores elétricos e o solo. Por consequência, mais altas tornam-se as estruturas de suspensão dos condutores de energia.

Em geral, as torres de suspensão empregadas em LTs de energia elétrica são tipicamente constituídas de sistemas treliçados com perfil do tipo cantoneira. Devido à leveza e baixa esbelteza dos elementos de barras, essas estruturas se tornam sensíveis aos efeitos dos ventos e frequentemente susceptíveis a fenômenos de instabilidade.

No Brasil, encontra-se em vigor uma norma da ABNT que apresenta diretrizes para o projeto de torres de transmissão em estruturas treliçadas, a NBR 5422/1985 – Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica, a qual faz recomendações para os cálculos de forças externas às quais essas estruturas estão sujeitas. Com o passar dos anos e face a evolução de normas internacionais empregadas à LTs, observa-se que a norma brasileira encontra-se defasada, incompleta e por vezes pode levar ao dimensionamento de estruturas sem o nível de segurança requerido, corroborado pelo fato de que nenhuma recomendação sobre o dimensionamento das estruturas de suporte é especificado pela norma.

Internacionalmente, três instituições reconhecidas estabelecem diretrizes para o projeto de estruturas de LTs: a *American Society for Civil Engineering* (ASCE), *European Committee for Electrotechnical Standardization* (CENELEC) e a *International Electrotechnical Commission* (IEC), sendo os dois métodos mais conhecidos propostos pela ASCE e pelo IEC.

No contexto Europeu, as publicações IEC 60826 (2017) e EN 50341-1 (2012) apresentam diretrizes para o projeto de diferentes tipos de sistemas de transmissão de energia elétrica, incluindo estruturas treliçadas. Na América do Norte, o manual técnico ASCE No. 74 (2009), sobre a prática em engenharia de torres de LTs, e a norma ASCE 10 (2015), para o dimensionamento de estruturas, são as principais referências sobre o projeto de LTs.

Os manuais técnicos apresentam recomendações e informações úteis para os engenheiros que buscam informações básicas e necessárias ao dia a dia da prática de projeto. Por outro lado as normas, em geral, fixam as condições indispensáveis ao projeto de LTs, fornecendo um procedimento específico para o cálculo das forças de vento que atuam sobre estruturas treliçadas, cadeias de isoladores e cabos condutores, assim como metodologias de cálculo para dimensionamento das estruturas das torres. Apesar de as normas americanas e europeias apresentarem diferenças quanto às bases teóricas empregadas na metodologia de projeto, a IEC 60826 (2017), a EN 50341-1 (2012) e a ASCE 10 (2015) sugerem implicitamente a modelagem da torre de forma isolada, com as cargas externas aplicadas aos pontos de fixação dos componentes mecânicos.

### 1.1 Breve histórico sobre a publicação IEC 60826

Durante as décadas de 80 e 90, o comitê *TC11*, do *IEC*, em conjunto com o comitê de estudos *SC22*, do *CIGRE*, atuaram como pioneiros no aperfeiçoamento dos critérios de projeto de linhas de transmissão aérea, assim como introduziram novos conceitos no projeto de linhas de transmissão. Segundo Ghannoum (2002), a publicação do *IEC 826* intitulada *Loading and Strenght of Overhead Lines* foi um marco histórico na introdução de critérios de projeto estrutural para LTs baseados em métodos de confiabilidade. Inicialmente o documento foi publicado como um relatório técnico para projeto de norma, sendo posteriormente convertido na norma internacional *IEC 60826*.

Após a publicação do documento *IEC 826*, o *IEC* se juntou com a *CIGRE* atribuindo a esta a tarefa de melhorar o documento, promovendo simplificações e elaborando exemplos de aplicação. No ano de 1998, uma nova versão revisada e simplificada do documento *IEC 826* foi finalizada e enviada para *IEC*, convertendo-a no documento *IEC 60826*, oficializado como norma internacional.

Atualmente, a norma *IEC 60826* passou por duas revisões técnicas, sendo a versão mais atual disponibilizada a partir do ano de 2017.

### 1.2 Falhas em sistemas de LTs

A interrupção do fornecimento de energia pode ter diversas causas, tanto em relação à falta de geração de energia, quanto a falhas em sua transmissão. Como será apresentado adiante, no Brasil, nos últimos anos tem-se observado falhas de transmissão devido à ocorrência de acidentes envolvendo quedas de torres de linhas áreas de transmissão.

Em muitas ocasiões, constata-se que as condições meteorológicas das regiões de implantação das LTs são as principais causas das falhas, sendo o agente responsável pelas falhas a atuação de

ventos fortes sobre os componentes mecânicos da LT, seja após as fases de construção, durante a vida útil do sistema, seja durante as fases de construção, enquanto ocorrem os procedimentos de içamentos e montagem da linha. Dentre os prejuízos decorrentes dessas quedas, diversos artigos jornalísticos relatam ocorrência de apagões, assim como revelam perdas de vidas humanas, as quais possuem valor incalculável, além de demonstrar em fotos elevadas perdas econômicas em virtude dos danos materiais e à conseqüente necessidade de reconstrução dos componentes afetados.

Blessmann (1986) apresentou artigos do jornal Folha de São Paulo de novembro de 1970 e junho de 1983, em que se relatam 20 acidentes na CESP, com queda ou inclinação acentuada de estruturas de LTs de 69 a 460 kV. No total, foram atingidas 143 estruturas, com média de 7,5 por ocorrência. Neste mesmo trabalho foi relatado o colapso da torre da Rádio Farroupilha, de Porto Alegre – RS, com 190 metros de altura, devido à ocorrência de ventos fortes no ano de 1970.

No ano de 1993, os estados Rio de Janeiro e Espírito Santo ficaram sem luz no dia 11 de março, em decorrência da queda de duas LTs entre os municípios de Cachoeira Paulista (SP) e Adrianópolis (RJ) (RELEMBRE... , 2013).

No ano de 1998, um apagão ocorreu em abril em diversos estados, quando 7 torres da usina de Itaipu, em Campina da Lagoa (PR), foram derrubadas por ventos com mais de 80 km/h (RELEMBRE... , 2013). Nessa ocasião, foram afetadas duas linhas de transmissão que levam energia para o Sudeste, o Sul e o Centro-Oeste, indisponibilizando temporariamente a transmissão de energia equivalente à metade da potência da Binacional Itaipu S/A - 6.000 MW (VENDAVAL... , 1998). Segundo os engenheiros responsáveis, as torres foram projetadas para suportar ventos frontais de até 150 km/h, entretanto, apontam para o motivo da queda das torres com ventos de 80 km/h a possibilidade de ter havido um tornado.

Em janeiro de 2002, penúltimo mês de um racionamento energético (RELEMBRE... , 2013), um parafuso frouxo na linha de transmissão perto da hidrelétrica de Ilha Solteira (SP) causou o rompimento de um cabo condutor de energia. O evento provocou a queda de energia em dez estados e no Distrito Federal, deixando cerca de 76 milhões de pessoas desabastecidas de energia (MEDINA, 2002).

No dia 26 de março de 2004, identificou-se o primeiro ciclone nas costas dos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Seu centro se encontrava acerca de 400 km da costa do município de Laguna - SC, com registro de ventos de 140 km/h, e um diâmetro de 800 km (BLESSMANN, 2013). Dentre as conseqüências desse evento são relatados diversos desastres como danificações de cerca de 25 mil residências, árvores arrancadas e uma queda de torre de transmissão.

Em outubro de 2010, um total de 10 torres pertencentes as LTs Ilha Solteira / Araraquara, Ilha Solteira / Bauru e Ilha Solteira / Aguá Vermelha, com potência de 440 kV, da CTEEP, caíram após a ocorrência de chuvas intensas associadas a rajadas de vento, provocando interrupção momentaneamente no fornecimento de energia para uma subestação localizada em Selvíria (MS) (DOIS... , 2019).

Em 15 de fevereiro de 2013, 1 torre do linhão LT Porto Velho / Araraquara em fase de construção apresentou queda, no município de Chupinguaia (RO), provocando a morte de dois operários e deixando um ferido. O motivo apontado foi a falha de uma das quatro fundações da estrutura da torre (TORRE... , 2013).

Em 15 de fevereiro de 2014, ocorreu a queda de 1 estrutura de torre em fase de construção da LT Porto Velho / Araraquara, no interior de Rondônia. A estrutura possuía mais de 60 m de altura e provocou a morte de seis operários, que estavam no topo da estrutura quando um dos cabos de sustentação se rompeu provocando o tombamento da estrutura de suporte (QUEDA... , 2014).

Em abril de 2015, 15 estruturas de média e alta tensão, pertencentes a 5 linhas de transmissão da CELESC, foram derrubadas no entorno de Xanxerê (SC) após serem afetadas por ventos fortes e pela formação de um tornado na região. O evento causou a interrupção no fornecimento de energia elétrica para 29 cidades. Além disso, para reparar os danos, foram necessários 110 profissionais para recomposição do sistema elétrico (FORÇA-TAREFA... , 2015).

Em julho de 2016, de acordo com o BDO do ONS, registraram-se as quedas de 13 torres de uma LT de alta tensão nas regiões de Ilha Solteira, Bauru, Araraquara e Campinas, provocadas por um forte temporal no Estado de São Paulo. Segundo o órgão, apesar disso, não houve interrupção no fornecimento de energia em nenhuma localidade (POLITO, 2016).

Em 12 de junho de 2018, foram danificadas 3 torres que integram a LT 525 kV Itá / Nova Santa Rita C2, de propriedade da TSBE, no município de Água Santa (RS). Não houve interrupção no fornecimento de energia para a região, entretanto duas torres foram completamente destruídas e uma danificada parcialmente em razão do tornado que atingiu a região com velocidades de ventos registradas de até 332 km/h - intensidade F3 na escala Fujita (que vai de 0 a 5) (TORNADO... , 2018).

Em 13 de janeiro de 2019, a BMTE informou ao ONS sobre a queda de 3 torres da LT 800 kV Xingu / Estreito, corrente contínua, na divisa dos municípios de Ipameri e Catalão (GO). Foi relatada ao ONS a ocorrência de vendaval na região no horário da queda, resultando na queda das torres e indisponibilidade de operação do bipolo de corrente contínua (NOTA... , 2019). Segundo Costa (2019), uma fonte anônima afirmou que houve ainda quedas de 2 torres em um segundo linhão que ajuda a conectar a usina de Belo Monte ao SIN, esse em obras e sob responsabilidade da empresa State Grid, por meio da controlada Xingu-Rio (XRTE).

Em 24 de fevereiro de 2019, foram registrados danos em 8 torres que integram a LT 525 kV Povo Novo / Marmeleiro 2, de propriedade da TSLE, em Santa Vitória do Palmar (RS) (LT... , 2019). A falha decorreu em razão de um fenômeno conhecido como supercélula (tipo de tempestade capaz de produzir tornados ou microexplosões), três estruturas foram completamente destruídas, quatro ficaram com toda a parte superior retorcida e uma foi danificada na pontina do para-raios. Além disso, o evento deixou mais de 21 mil pessoas das cidades de Santa Vitória do Palmar e Chuí (RS) sem energia (QUEDA... , 2019), uma vez que os mesmos ventos fortes provocaram quedas de 2

estruturas da LT 138 kV Quinta / Marmeleiro, sendo esta pertencente a CEEE e considerada reserva em caso de interrupção da linha da TSLE.

Em abril de 2019, o ONS registrou a ocorrência de quedas de torres da TSBE devido a fortes chuvas associadas a descargas atmosféricas, dentre as quais estavam 3 torres da LT 525 kV Povo Novo/Nova Santa Rita (RS) e 2 torres da LT 230 kV Nova Santa Rita/Camaquã 3. Segundo o órgão, as quedas provocaram a interrupção da operação de ambas LTs sem afetar o fornecimento de energia na região; no entanto, a indisponibilidade da LT Povo Novo / Nova Santa Rita impossibilitou a importação de energia do Uruguai por meio da Conversora de Melo, bem como impediu o escoamento da geração eólica desta região para o SIN (FAERMAN, 2019).

Em julho de 2019, uma torre com mais de 40 metros de uma LT de energia dos parques eólicos da cidade de Caetitê (BA) apresentou queda, provocando a morte de dois operários que realizavam manutenção em cima da torre no instante de queda (DOIS. . . , 2019). A torre caiu por consequência do rompimento de um cabo de sustentação após a ocorrência de fortes rajadas de vento (QUEDA. . . , 2019).

### **1.3 Objetivos**

Este trabalho tem por objetivo apresentar critérios de projetos aplicáveis às LTs no Brasil face às recomendações da IEC 60826. Diante dos critérios apresentados, será avaliada a segurança estrutural de uma torre de suspensão projetada na década de 80, considerando condições meteorológicas regionalizadas.

### **1.4 Metodologia geral**

Inicialmente serão definidos os carregamentos pertinentes ao projeto de torres de LT, os critérios de projeto presentes na norma IEC 60826 (2017) aplicáveis ao contexto brasileiro e identificados os critérios de dimensionamento de elementos estruturais de cantoneira presentes na norma ASCE 10 (2015). Por meio de uma revisão bibliográfica, será formado um conjunto de hipóteses de carregamentos para o projeto estrutural de torres de LT. As hipóteses definidas serão aplicadas sobre um modelo estrutural em elementos finitos de uma torre de suspensão da CEMIG considerando diferentes valores do parâmetro dos ângulos de incidência do vento. Os resultados coletados para cada hipótese embasarão uma avaliação da segurança da torre por intermédio do cálculo do índice de utilização de cada elemento estrutural de barra da torre.

### **1.5 Justificativa**

Perante o atual cenário, em que se verifica a ocorrência de problemas associados à segurança estrutural de torres de LTs, surge a necessidade de um estudo acerca dos critérios de projeto dessas estruturas no Brasil.

Por meio de um levantamento bibliográfico, é possível identificar que a atual norma brasileira ABNT NBR 5422 (1985) apresenta importantes lacunas em comparação às normas IEC 60826 (2017) e ASCE 10 (2015), no que se refere à adoção de hipóteses mínimas de carregamento mecânico para alcance de uma segurança estrutural adequada, ausência de recomendações para dimensionamento de elementos estruturais e indefinição acerca de estados limites para avaliação de desempenho estrutural.

Além disso, em sistemas de LTs, a ação meteorológica do vento é preponderante sobre as demais, o que torna necessária a utilização de valores de velocidade básica do vento que reflitam com confiabilidade os parâmetros meteorológicos no projeto de estruturas. Atualmente, encontram-se vigentes gráficos de velocidade básicas do vento nas normas ABNT NBR 5422 (1985) e ABNT NBR 6123 (1988). Tais normas se baseiam em dados da FAB e INMET de 1950 a 1974 (PADARATZ, 1977), e pesquisas apontam para problemas na utilização desses dados para modelagem de eventos extremos, uma vez que se identificam problemas nos equipamentos de coleta de dados e inconsistências nos métodos de coleta, tratamento e armazenamento dos dados de velocidade de vento. (VALLIS; LOREDO-SOUZA; WATRIN, 2017).

Diante do exposto, a adoção de critérios presentes em normas atualizadas e reconhecidas internacionalmente para projetos de sistemas de LTs no Brasil torna-se uma alternativa viável para melhoria da confiabilidade de sistemas de LT no que tange ao projeto de estruturas.

## **1.6 Organização do trabalho e síntese dos capítulos**

O presente trabalho está organizado em cinco capítulos, nos quais são abordados temas referentes ao projeto estrutural de torres de linhas de transmissão.

No Capítulo 2, é apresentada uma revisão bibliográfica sobre assuntos gerais. Apresentam-se brevemente as filosofias de projeto para dimensionamento de estruturas. São introduzidos aspectos básicos acerca de torres de linhas de transmissão e as ações consideradas no projeto. Em seguida, as movimentações de ar atmosférico são caracterizadas, e os principais tipos de ação do vento de interesse para a engenharia estrutural são identificados. Os conceitos fundamentais de física aplicáveis ao cálculo mecânico de estruturas de torres são apresentados. São descritas as expressões relacionadas aos cabos e necessárias no projeto de estruturas para cálculo das trações e traçado da catenária. São especificadas expressões analíticas para o cálculo das solicitações, que permitem realizar uma análise estática das estruturas no que diz respeito à ação do vento, ações decorrentes do rompimento de cabos e procedimento de construção e montagem. São reunidas recomendações encontradas em prescrições normativas no que dizem respeito ao cálculo de parâmetros meteorológicos de vento, coeficientes de forças, carregamentos considerados no projeto de estruturas de sistemas de LTs, coeficientes de segurança e expressões para dimensionamento de cantoneiras de aço. Por fim, são propostas hipóteses de carregamento utilizadas para o dimensionamento de estruturas de suporte.

No Capítulo 3, discorre-se sobre um estudo de caso de uma torre de aço treliçada pertencente a uma linha de transmissão da empresa distribuidora CEMIG, no qual se realiza a aplicação das

recomendações normativas para avaliação da segurança estrutural.

No Capítulo 4, são apresentados os resultados decorrentes das análises realizadas no estudo de caso. Em seguida, no Capítulo 5, são feitas as conclusões do presente trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

# 2.

## REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 Segurança estrutural

O engenheiro calculista de estruturas sempre se deparou com incertezas quanto às ações e materiais estruturais, além de incertezas quanto à modelagem numérica e execução. O objetivo do calculista é projetar estruturas para resistir a ações maiores do que aquelas realmente esperadas e, para isso, segundo Motta e Malite (2002), havia dois métodos básicos de se impor esta condição de resistência maior do que as solicitações:

(1) Projeto em ações últimas, em que a ação total é majorada por um coeficiente de segurança e o projetista demonstra que a estrutura ou elemento estrutural considerado pode suportar esta ação majorada. Simbolicamente, isto pode ser expresso por:

$$\gamma_s S \leq R \quad (2.1)$$

Sendo,  $\gamma_s$  : Coeficiente de segurança aplicado ao carregamento;  
 $S$  : Carregamento (ações ou solicitações) na estrutura;  
 $R$  : Resistência da estrutura;

(2) Projeto em tensões admissíveis (*Allowable Stress Design - ASD*), em que a tensão do material é limitada por alguma fração de sua tensão de falha, e o projetista demonstra que, sob o carregamento esperado ou especificado, a tensão alcançada não excede o valor admissível, expresso simbolicamente por:

$$S \leq \frac{R}{\gamma_m} \quad (2.2)$$

Sendo,  $\gamma_m$  : Coeficiente de segurança aplicado ao material;

O método das tensões admissíveis foi a primeira metodologia de dimensionamento estrutural com base científica. Até meados da década de 80, os critérios de projetos normativos eram baseados nesse método, em que um único coeficiente de segurança global era utilizado. Uma consequência prática inicial da utilização desses métodos foram estruturas mais pesadas e superdimensionadas, em função da utilização desses coeficientes (SOUZA JUNIOR, 2008).

Ao longo dos anos, os calculistas se tornavam mais confiantes e tendiam a readequar os coeficientes adotados, podendo apontar como um dos motivos para esses ajustes a busca por um dimensionamento mais econômico. Com base nas experiências bem-sucedidas, as estruturas seguintes



passavam a ter seus pesos diminuídos pelas atualizações dos coeficientes, decorrentes da confiança obtida anteriormente pelos calculistas. Dessa forma, num processo de tentativa e erro, buscava-se encontrar um nível de cálculo satisfatório, balanceando segurança e economia. Entretanto, esse processo de procura por um nível de cálculo satisfatório é lento, caro e tais erros podem levar ao colapso de estruturas e conseqüentemente ocasionar tragédias (MOTTA; MALITE, 2002).

No final dos anos 60 e início de 70, colocou-se a eficiência das normas de segurança baseadas no método das tensões admissíveis em dúvida. Nesta mesma época, iniciaram-se estudos para o desenvolvimento de uma nova metodologia de avaliação da segurança (SOUZA JUNIOR, 2008).

No final dos anos 70 e início dos 80, pesquisadores da área de engenharia de estruturas propuseram a mudança do *ASD* para o *LRFD* (*Load and Resistance Factor Design*) (ELLINGWOOD, 1980). O novo procedimento de cálculo adotado nas normas americanas passou para o formato geral:

$$\phi R_k \geq \sum_{i=1}^n \gamma_i S_i \quad (2.3)$$

Sendo,  $\phi$  : Coeficiente de minoração da resistência;  
 $R_k$  : Resistência característica do elemento estrutural;  
 $i$  : Número de ações;  
 $\gamma$  : Coeficiente de majoração da  $i$ -ésima ação;  
 $S_i$  :  $i$ -ésima ação característica.

Segundo Galambos (1981), a diferença fundamental entre o *LRFD* e o *ASD* reside no fato que o último emprega somente um fator de multiplicação, enquanto o primeiro utiliza um fator para resistência e um fator para cada efeito diferente de carregamento, possibilitando levar em consideração as incertezas probabilísticas individuais de cada efeito e proporcionando maior consistência no cálculo estrutural e um grau maior de conhecimento sobre a confiabilidade.

Até o presente momento, a normatização de projeto de estruturas de linhas de transmissão no Brasil não envolve a aplicação de métodos probabilísticos e conceitos de confiabilidade, expressos pela filosofia de projeto *LRFD*. Apesar disso, o cálculo estrutural baseado em métodos probabilísticos já se encontra normatizado por meio da NBR 8681 - Ações e segurança nas estruturas, sendo amplamente empregado, como por exemplo, na NBR 8800, norma de projeto de edifícios em estruturas metálicas e mistas. Todavia, uma breve análise da norma vigente para o projeto de linhas de transmissão NBR 5422 permite concluir que o método empregado segue uma filosofia de projeto mais próximo ao *ASD* e ações últimas, uma vez que ela apresenta especificações de coeficientes para majoração somente das ações, sem mencionar fatores de multiplicação da resistência.

Atualmente, as normas de projeto para linhas de transmissão foram desenvolvidas pela *ASCE* e pelo *IEC* utilizando como filosofia de projeto o *LRFD* e critérios de projeto baseados em conceitos probabilísticos de confiabilidade. As prescrições da *IEC* se encontram documentadas na publicação *IEC 60826* (2017) e podem ser adequadas para a realidade brasileira, uma vez que esta fornece um

embasamento teórico para o desenvolvimento de normas regionalizadas aplicáveis a LTs baseadas em conceitos de confiabilidade e métodos probabilísticos ou semi probabilísticos. Para aplicação dessa norma, é necessário que se tenham disponíveis dados meteorológicos regionais e informações relativas à confiabilidade, aspectos construtivos e de fabricação das estruturas e seus materiais.

## 2.2 Sistemas de linhas aéreas de transmissão

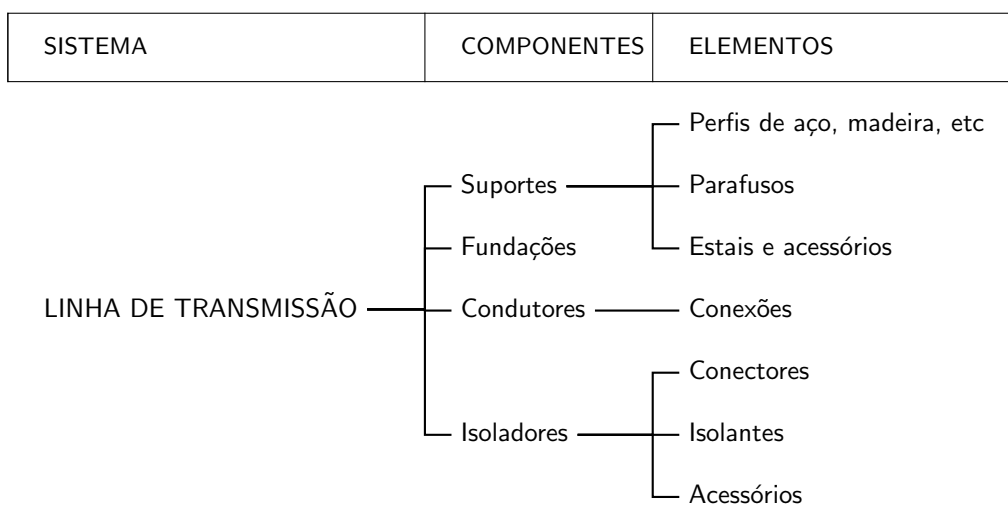
### 2.2.1 Generalidades

As normas mais recentes de projeto, como a IEC 60826 (2017) e EN 50341-1 (2012), tratam as linhas de transmissão como um sistema composto por quatro componentes principais, dividido em cabos condutores e aterramento, isoladores (interfaces), suporte (estruturas de torres) e as fundações, conforme ilustrado na Figura 2.1, que apresenta essa abordagem sistêmica.

Essa abordagem permite ao projetista coordenar a resistência de cada componente dentro do sistema, e reconhece o fato que uma linha de transmissão é uma série de componentes em que a falha de qualquer componente pode levar a perda da capacidade de transmissão de energia (IEC 60826, 2017, tradução nossa).

Os componentes, por sua vez, são subdivididos em elementos. No caso das estruturas de torres (suportes), esses elementos são elementos estruturais de aço, madeira ou concreto, parafusos e cabos estais. As fundações são normalmente compostas por grelhas metálicas, sapatas de concreto com *stubs*, tubulões com *stub* ou blocos sobre estacas de aço ou concreto. Os elementos de interface são os isoladores e as ferragens.

Figura 2.1 – Diagrama de um sistema de transmissão.



Fonte: IEC 60826 (2017)

### 2.2.2 Estruturas de suportes

As estruturas de suporte podem ser classificadas conforme diferentes tipologias (LABEGALINI et al., 1992):

- a) tipo suspensão ou *suspension* – constitui a tipologia estrutural mais utilizada ao longo de uma LT, na maioria dos casos. Em condições normais de operação, deve resistir aos esforços verticais devido ao peso dos cabos, isoladores e ferragens, bem como as forças horizontais transversais decorrentes da ação do vento sobre cabos, isoladores e sobre seus próprios elementos estruturais. As trações longitudinais são equilibradas e as cadeias de isoladores empregadas são de suspensão. Excepcionalmente são solicitados por forças verticais adicionais, como aquelas decorrentes da montagem e de manutenção, como também por forças horizontais longitudinais decorrentes da ruptura de um ou mais cabos;
- b) tipo terminal, ancoragem total ou *dead-end* – constituem os suportes utilizados no início e no fim das LTs, cabendo-lhes a responsabilidade de manter os cabos esticados, e, conseqüentemente, as cadeias de isoladores empregadas são de tensão devido à necessidade de resistirem as trações longitudinais transmitidas dos cabos. São solicitadas unilateralmente pelas mesmas forças que atuam nos suportes de suspensão e, adicionalmente, pelas forças axiais longitudinais na condição de maior intensidade de vento. Por esse motivo, são os suportes mais solicitados e, portanto, apresentam estruturas mais robustas e pesadas;
- c) tipo ancoragem intermediária ou *strain* – semelhantes ao tipo anterior, porém empregados no meio das linhas, com trações longitudinais equilibradas à frente e à ré. São menos reforçados que os tipos anteriores, pois devem resistir unilateralmente apenas aos esforços decorrentes do tensionamento dos cabos durante a montagem, ou após a ruptura de alguns deles, supondo-se ausência de ventos de máxima intensidade. São igualmente empregados em pontos de ângulo relativamente elevados. Projetistas recomendam o uso desse tipo de suporte a intervalos regulares ao longo das linhas, a fim de facilitar a manutenção e trabalhos de retensionamento de cabos quando necessário;
- d) para ângulo, desvio ou *angle* – estruturas dimensionadas para suportar, além dos esforços verticais e transversais, também o desequilíbrio de tensões longitudinais nos alinhamentos que se cruzam. Para cruzamentos em ângulos pequenos, empregam cadeias de isoladores de suspensão e, com ângulos elevados, isoladores de tensão.
- e) para transposição ou rotação de fases – utilizadas para efetuar a transposição das fases, assegurando o equilíbrio eletromagnéticos das linhas, e, com isso, a igualdade das quedas de tensão nas três fases;
- f) para derivação – utilizadas para seccionamento das linhas e alimentação de ramais.

Normalmente essas tipologias integram uma família de estruturas. Uma determinada LT é projetada com uma família constituída por diferentes torres dimensionadas capazes de superar diferentes desafios geográficos ao longo do caminamento da linha. Frequentemente, as linhas atravessam regiões montanhosas, complexas travessias de rios e áreas alagadas, para que a transmissão de energia chegue aos pontos de consumo, como centros urbanos.

Os suportes também podem ser classificados quanto à forma de resistirem aos esforços e transmiti-los ao solo. Essa transmissão pode se dar por meio dos próprios elementos estruturais de suporte, ou por estes auxiliados por tirantes ou estais ancorados no solo. De acordo com esse critério, as estruturas podem ser classificadas em autoportantes ou estruturas estaiadas (LABEGALINI et al., 1992).

- a) Estruturas autoportantes – são dimensionadas para transmitir os esforços da estrutura ao solo através de suas fundações;
- b) Estruturas estaiadas – nestes tipos de suportes são empregados tirantes ou estais para absorção das forças horizontais transversais e longitudinais, como apresentado na Figura 2.4c.

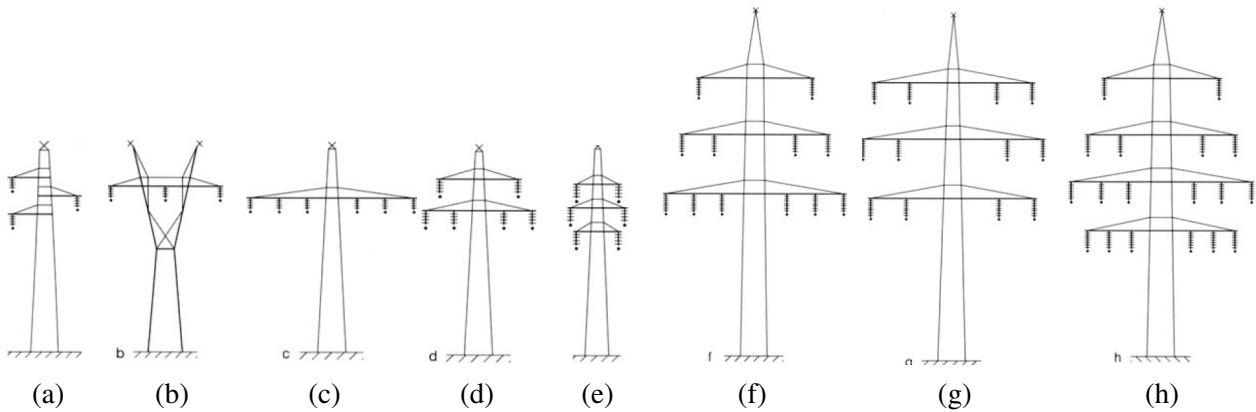
A IEC 60071-1 (2006) estabelece que LTs com tensão variando entre 45 kV e 300 kV são classificadas como “Alta Tensão” (AT ou *HV*), entre 300 kV e 750 kV “Extra-Alta Tensão” (EAT ou *EHV*), e acima de 800 kV “Ultra-Alta Tensão” (UAT ou *UHV*). As estruturas de suporte apresentam configurações variadas. A seleção da configuração básica de uma torre para uma determinada linha aérea depende de diversos parâmetros, como a tensão, o número de circuitos por torre – circuito simples, duplos e multicircuito –, alturas de segurança, incluindo o tipo de condutores ou feixes a serem utilizados (KIESSLING et al., 2014).

Para linhas de alta e extra-alta tensão, uma ampla variedade de configurações de torres se encontra disponível. As Figuras 2.2a – 2.2h ilustra algumas configurações adotadas na Europa Central. Segundo Kiessling et al. (2014), a configuração na Figura 2.2a é preferível para linhas de circuito único devido aos requisitos de passagem serem relativamente estreitos.

Para circuitos duplos de 110, 220 e 380 kV, as configurações nas Figuras 2.2d – 2.2e são mais utilizadas. Os circuitos de 110 kV em combinação com circuitos de 220 ou 380 kV são arranjados horizontalmente abaixo dos circuitos com maiores voltagens, nesse caso a configuração da Figura 2.2f é mais adequada. Quatro circuitos de mesmo nível de voltagem podem ser arranjados na configuração da Figura 2.2g, formando um circuito com três fases posicionadas verticalmente ou duas fases na mísula superior e uma na intermediária. Seis circuitos são arranjados na Figura 2.2h, sendo dois circuitos de 380 kV, dois de 220 kV e dois de 110 kV.

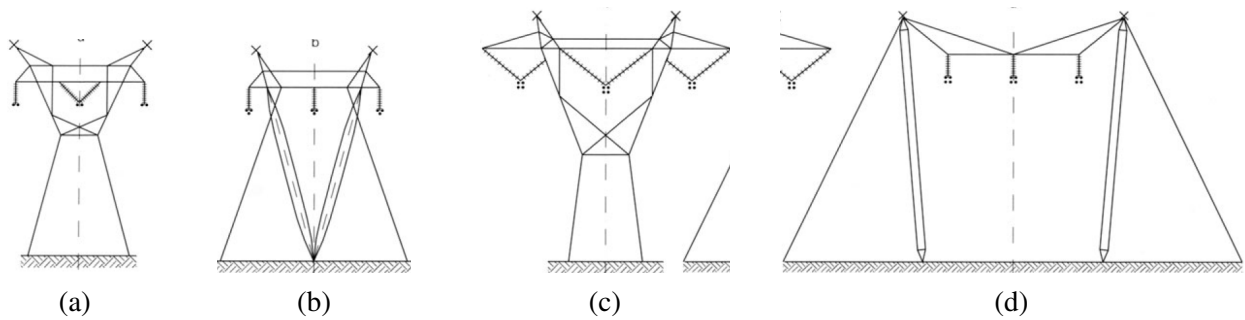
Por exemplo, nas Figuras 2.4a – 2.4c são apresentados suportes de diferentes configurações estruturais para linhas de extra-alta tensão. Na Figura 2.4a, o suporte admite configuração em duplo circuito, na Figura 2.4b admite multi-circuito e na Figura 2.4c apresenta-se uma estrutura estaiada de suporte convencional de circuito simples.

Figura 2.2 – Configurações comuns de torres para linhas de alta tensão e extra-alta tensão.



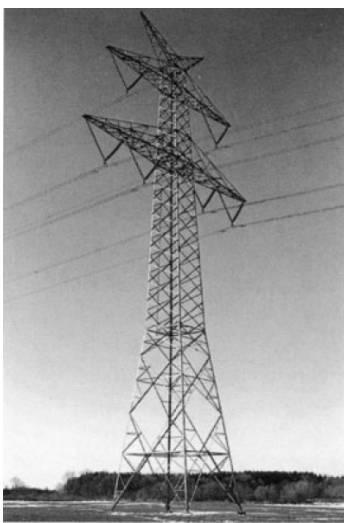
Fonte: Kiessling et al. (2014)

Figura 2.3 – Configurações de torres para linhas de 500 kV (a e b) e 750 kV (b e c).

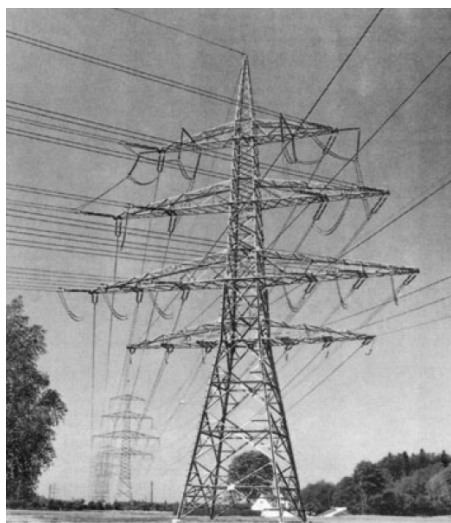


Fonte: Kiessling et al. (2014)

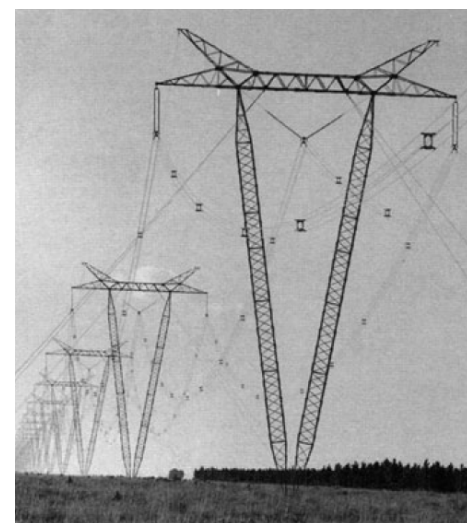
Figura 2.4 – Torres de LTs.



(a) Torre de suspensão de circuito duplo, 380kV, na Alemanha



(b) Torre de ancoragem de seis circuitos, 380/220/110 kV, na Alemanha



(c) Torre de suspensão estaiada "V", 500 kV, no Brasil.

Fonte: Kiessling et al. (2014)

### 2.2.3 Ações consideradas no dimensionamento

As forças consideradas no dimensionamento de uma estrutura são de duas naturezas: normais, quando ocorrem frequentemente, e excepcionais, quando tem pequena probabilidade de ocorrer durante o período de vida útil da linha de transmissão (GONTIJO, 1994).

Ao longo da vida útil de sistemas de LTs, as principais variáveis responsáveis por solicitarem os componentes do sistema são decorrentes de fenômenos atmosféricos, que ocorrem naturalmente e produzem mudanças das condições atmosféricas nas regiões atravessadas pelas LTs. Essas variáveis produzem solicitações mecânicas nos cabos das linhas aéreas e nas estruturas que se encontram vinculadas, que por sua vez recebem os esforços e os transmitem para as estruturas de fundações.

Nas estruturas de suporte de LTs, as forças utilizadas no projeto associadas a esforços frequentes são preponderantemente produzidas por fatores meteorológicos, os quais produzem nos componentes mecânicos pressões dinâmicas devido ao vento, variações de temperatura, podendo também produzir o acúmulo de neve em função da região geográfica de instalação da LT. Além disso, são aquelas que atuam ao longo de toda a vida da estrutura, como o peso próprio da estrutura, dos cabos condutores e de proteção, cadeias de isoladores e equipamentos de fixação e montagem da estrutura.

Na etapa de construção e manutenção ocorrem ações de caráter especial, as quais geram esforços devidos às sobrecargas produzidas pelos trabalhos de pré-tensionamento dos cabos, e por forças verticais localizadas decorrentes dos carrinhos de linhas, movimentação de operários, que se deslizam pelos condutores, conforme especificado pela ONS:

Devem ser previstas necessariamente as cargas a que as estruturas estarão submetidas nas condições mais desfavoráveis de montagem e manutenção, inclusive em linha viva (ONS PROCEDIMENTOS DE REDE – SUBMÓDULO 2.4, 2010).

No caso de ações de projeto excepcionais ou acidentais, cuja probabilidade de ocorrência é remota, mas o projetista deve considerar, são esforços unilaterais de grande intensidade, podendo submeter as estruturas a forças longitudinais ou transversais, decorrentes da ocasião da ruptura de um ou mais cabos, ou pelo tombamento de estruturas adjacentes.

No Brasil, no projeto de cabos e estruturas em sistemas de linhas de transmissão aéreas a ação predominante é devida a atuação do vento. Como se verá adiante, existem diferentes fenômenos meteorológicos que produzem diferentes intensidade de velocidades de vento, que por sua vez podem ser associados a classes de vento, sendo de interesse os ventos extremos, que podem ser subdivididos em eventos sinóticos, não sinóticos e ciclones tropicais. A necessidade de identificar e separar os ventos extremos em classes foi reconhecida por Gomes e Vickery (1978).

## 2.3 Ventos extremos

Os ventos consistem em movimentações de ar em relação à superfície terrestre, causados fundamentalmente pelo aquecimento solar não uniforme da atmosfera, principalmente a partir da energia solar absorvida pela crosta terrestre e irradiada para a atmosfera sob a forma de calor (BLESSMAN, 2005). De forma geral, os movimentos ocorrem quando surgem diferenças de pressão entre pontos de elevações iguais (SIMIU; YEO, 2019).

Designam-se por tormentas (*storms*) os sistemas meteorológicos que originam campos de fluxos de vento de grande escala (ventos extremos), independentemente de seu mecanismo de formação (BLESSMAN, 2005). Os campos de fluxos de vento de grande escala podem ser classificados quanto à origem em dois tipos principais de tormentas: tormentas ou ciclones extratropicais, de escala sinótica, e ciclones tropicais, não sinóticos (SIMIU; YEO, 2019). Em meteorologia, ciclone indica um movimento circulatório de ar em torno de um centro de baixa pressão, independentemente de serem os ventos violentos ou não. No Brasil, são três fenômenos meteorológicos principais que geram ventos extremos: ciclones extratropicais, tormentas TS e tornados, sendo que as tormentas TS são as responsáveis por ocasionar as maiores de velocidades de vento.

Para a engenharia estrutural, é de interesse conhecer a velocidade média do vento e as flutuações em torno dessa média. A velocidade média é determinada para intervalos de tempo entre 1 min e 1 hora. As flutuações em torno da média, de curta duração, são designadas por rajadas. Na prática, as rajadas são determinadas como médias sobre pequenos intervalos de tempo, da ordem de segundos.

### 2.3.1 Ventos sinóticos

Os ciclones extratropicais são classificados em ventos de escala sinótica, definida como a escala de sistemas migratórios de alta e baixa pressão da troposfera, com comprimentos de onda que variam entre 1000 km a 4000 km (AMERICAN METEOROLOGICAL SOCIETY, 2012). Esse fenômeno se origina pelo contraste térmico entre duas massas de ar em superfícies frontais, quando uma massa de ar quente e uma massa de ar fria se encontram. Geralmente são eventos de longa duração com comportamento estacionário, ocorrendo em latitudes médias, correspondentes às áreas situadas entre 30° e 60° ao norte ou ao sul da linha do equador. Diferentes terminologias são encontradas para esse fenômeno meteorológico:

Tormentas EPS (*Extended pressure systems*), depressões frontais e ventos estacionários são termos frequentemente adotados para descrever ventos sinóticos, que envolvem a presença de sistemas frontais ou ciclones extratropicais (VALLIS et al., 2019).

Esses ventos são caracterizados por apresentarem a melhor aderência aos modelos clássicos de camada limite atmosférica, em que o perfil de velocidade média do vento próximo a um terreno horizontalmente uniforme pode ser aproximado por uma lei logarítmica, ou uma lei potencial.

Os ciclones extratropicais originam os ventos fortes que apresentam o melhor equilíbrio dinâmico com a rugosidade da superfície terrestre. São os ventos fortes mais bem estudados e servem de base para a maioria das normas que tratam das forças causadas pelo vento (BLESSMAN, 2005, p. 24).

Grande parte das normas atuais voltadas para cálculo das ações do vento é baseada em ventos sinóticos. Nas normas brasileiras, nenhuma distinção é feita entre perfis de vento de ciclones tropicais e de tormentas extratropicais, apesar da necessidade de tal distinção.

### 2.3.2 Ciclones tropicais

Os ciclones tropicais têm uma forma semelhante aos ciclones extratropicais, porém podem chegar a ter maiores dimensões (BLESSMAN, 2005, p. 27). Em geral, desenvolvem-se na região tropical em latitudes que variam entre 5° e 20°. São classificados como ciclones tropicais quando os ventos que ocorrem dentro da circulação do sistema sustentam velocidades com valor igual ou maior que 33 m/s, sobre um período de integração de 1 minuto, observados ou estimados na altura meteorológica padrão de 10 m em uma exposição desobstruída (AMERICAN METEOROLOGICAL SOCIETY, 2012). A fonte de energia que alimenta a tormenta é obtida da água aquecida da superfície do oceano, dessa forma, quando a tormenta alcança o continente e avança caminho adentro, sua fonte de energia cessa e as velocidades dos ventos gradualmente diminuem (SIMIU; YEO, 2019).

Um ciclone tropical plenamente desenvolvido possui diferentes nomenclaturas conforme a região de formação (BLESSMAN, 2005, p. 27):

- a) **furacão** (*hurricane*) para os que ocorrem nos Estados Unidos da América, no golfo do México e no Brasil;
- b) **tufão** (*typhoon*) no extremo oriente ou no Pacífico oeste, oceano Atlântico e mares da China;
- c) **willy-willy** ou simplesmente ciclone na Austrália;
- d) **ciclone** em Austrália, Bangladesh, Paquistão e Índia;
- e) **baguio** nas Filipinas.

### 2.3.3 Ventos não sinóticos

Os ventos não sinóticos de interesse para a engenharia estrutural são as tormentas TS, *downburst* e os tornados. Esses fenômenos são de caráter local e apresentam ventos de origem convectiva provenientes de nuvens cumulonimbus maduras.

Tormentas TS (*Thunderstorms*), trovoadas (*Thunderstorms*), tormentas convectivas, *downburst*, ventos transitórios, tormentas localizadas de vento, e ventos não sinóticos estão entre as várias terminologias utilizadas por pesquisadores, e apesar de haver diferenças de nuances entre cada termo, eles são frequentemente utilizados alternadamente para descrever fluxos horizontais de ventos de tormentas convectivas severas (VALLIS et al., 2019).



As tormentas TS apresentam fortes chuvas, devido à condensação do vapor de água contido no ar quente e úmido, que precipitam e arrastam o ar durante a queda, gerando correntes descendentes de ar (*downdrafts*) que se espalham na superfície terrestre (SIMIU; YEO, 2019). Se as correntes de ventos descendentes forem violentas, essas se denominam *downburst*.

As trovoadas, em algumas regiões situadas em latitudes temperadas, podem causar ventos com velocidade superiores às de ventos de origem ciclônica (BLESSMAN, 2005, p. 25).

Devido às particularidades das tormentas TS, o ONS reconhece a necessidade de se considerar independentemente os efeitos desse fenômeno, apesar de não recomendar e nem propor uma metodologia de cálculo. Por meio do documento técnico ONS Procedimentos de Rede – Submódulo 2.4 (2010), o ONS estabelece os seguintes requisitos:

Além das hipóteses previstas na IEC 60826, é obrigatória a introdução de hipóteses de carregamento que reflitam tempestades do tipo tormentas elétricas (ONS PROCEDIMENTOS DE REDE – SUBMÓDULO 2.4, 2010).

O termo *downburst* foi cunhado por Fujita em 1976, que o subclassificou em duas categorias, de acordo com a dimensão horizontal de ação do vento (BLESSMAN, 2005):

*Microburst*: os danos restringem-se a uma superfície com diâmetro de até 4 km do centro do jato de ar. O evento é de curta duração, em geral, não passando de 5 minutos, e as velocidades do vento podem chegar a valores em torno de 75 m/s.

*Macroburst*: danos atingem uma distância maior que 4 km, podendo chegar a 10 km. Nesse caso, podem aparecer várias *microbursts* na área afetada. Duram por volta de 5 a 30 minutos, e as velocidades do vento são menos violentas, podendo chegar a 55 m/s.

*Microburst* foi definida por Fujita (1990) como tormentas anti-tornados, consistindo de colunas de ar descendentes em rotação lenta, que ao alcançarem o terreno explodem violentamente. O autor relata diferentes danos devidos à ação de *downbursts*, podendo apresentar maiores probabilidades de danos estruturais em comparação a tornados. Também aponta o evento como um dos fatores que ocasionam quedas de aeronaves em procedimentos de pouso e decolagem.

Tornados são severas tormentas locais, caracterizadas por apresentar colunas de ar ascendentes que rotacionam em alta velocidade, semelhantes a vórtices e podem conter ventos superiores a 100 m/s (SIMIU; YEO, 2019).

## 2.4 Projeto de estruturas

### 2.4.1 Forças devidas ao vento em estruturas

Na prática de projeto, a obtenção das forças devidas à ação do vento envolve a simplificação de sua atuação por meio da aplicação de forças estaticamente equivalentes em superfícies de edifícios e estruturas. Diversas são as metodologias de cálculo das forças e, de modo geral, se baseiam na Equação 2.4, em que a força em um elemento ou edificação é função de dois parâmetros, sendo um meteorológico ( $q$ ), e outro aerodinâmico ( $C$ ).

$$\frac{F}{A} = qC \quad (2.4)$$

Sendo,  $F$  : Força resultante sobre um elemento ou edificação;  
 $A$  : Área;  
 $q$  : Pressão dinâmica;  
 $C$  : Coeficiente de ponderação para as cargas longitudinais.

O parâmetro meteorológico é caracterizado como a pressão dinâmica exercida pelo vento sobre elementos estruturais e edificações. As linhas de corrente, devido ao escoamento do vento, formam turbilhões, que, ao se encontrarem com uma determinada forma arquitetônica, moldam-se à sua forma geométrica, e geram campos de pressões no entorno desta. Os campos de pressões podem ser obtidos através da Equação 2.5, de Bernoulli.

$$q = \frac{1}{2} \rho v^2 \quad (2.5)$$

Sendo,  $\rho$  : Massa específica do ar;  
 $v$  : Velocidade de projeto do vento associada ao tempo de rajada e ao tamanho do turbilhão.

### 2.4.2 Comportamento de cabos

Um cabo suspenso entre dois pontos e sujeito ao peso próprio assume a forma de uma catenária. Se o cabo se apresentar desnivelado, a forma da catenária é descrita pela Equação 2.6. A catenária de um cabo pode ser caracterizada por um fator de forma, definido como a razão entre a tração horizontal e uma força distribuída por unidade de comprimento (Equação 2.7). A distância horizontal,  $x_0$ , de um vértice extremo da catenária ao ponto de tangência horizontal pode ser calculada conforme a Equação 2.8:

$$y(x) = C_1 \left[ \cosh \frac{x - x_o}{C_1} - \cosh \frac{x_o}{C_1} \right] \quad (2.6)$$

$$C_1 = \frac{T_o}{p_c} \quad (2.7)$$

$$x_o = \frac{A}{2} - C_1 \sinh^{-1} \left\{ \frac{B}{2C_1 [\operatorname{sech}(A/2C_1)]} \right\} \quad (2.8)$$

Sendo,  $p_c$  : Peso do cabo por unidade de comprimento;  
 $T_o$  : Componente horizontal da tração atuante no cabo.

O comprimento desenvolvido do cabo pode ser calculado conforme a Equação 2.9:

$$l = \sqrt{B^2 + 4C_1^2 [\operatorname{sech}(L/2C_1)]^2} \quad (2.9)$$

Considerando a pressão dinâmica do vento,  $q$ , atuando perpendicularmente à direção de um cabo, a força estaticamente equivalente, distribuída pelo comprimento do cabo, é dada pela Equação 2.10.

$$F_v = q d \quad (2.10)$$

Sendo,  $d$  : Diâmetro do cabo.

O efeito do peso dos cabos atuando verticalmente e simultaneamente à ação do vento, fará com que a catenária fique, na realidade, em um plano inclinado em um determinado ângulo em relação ao plano vertical que passa pelos suportes.

Sob ação simultânea do peso próprio,  $p_c$ , e ação do vento,  $F_v$ , o cabo sofre um aumento virtual em seu peso que passa a atuar no plano da catenária deslocada. O novo valor pode ser calculado pela Equação 2.11.

$$p_r = \sqrt{p_c^2 + F_v^2} \quad (2.11)$$

Uma consequência importante do aumento virtual no peso é o aumento na tração do cabo,  $T_o$ , e o aparecimento de uma força horizontal e transversal que contribui para um aumento de  $F_v$ , que a estrutura deve absorver nos pontos de suspensão.

Por meio da Equação 2.12 de mudança de estado, a variação de tração no cabo pode ser calculada tendo-se em conta a influência da temperatura e o peso virtual. Uma vez conhecidos os parâmetros em um estado inicial, como temperatura, peso e tração ( $t_1$ ,  $p_1$  e  $T_{01}$ ), a Equação 2.12 possibilita a obtenção das propriedades mecânicas resultantes decorrentes da variação de um dos parâmetros ( $t_2$ ,  $p_2$  e  $T_{01}$ ).

$$T_{02}^3 + T_{02}^2 \left[ \frac{ES p_{r1}^2 A_r^2}{24 T_{01}^2} + ES \alpha_t (t_2 - t_1) - T_{01} \right] = \frac{ES p_{r2}^2 A_r^2}{24} \quad (2.12)$$

Sendo,	$L_1$ :	Comprimento no estado 1;	(m)
	$L_2$ :	Comprimento no estado 2;	(m)
	$t_1$ :	Temperatura no estado 1;	(°C)
	$t_2$ :	Temperatura no estado 2;	(°C)
	$p_{r1}$ :	Peso do cabo no estado 1;	(kgf/m)
	$p_{r2}$ :	Peso do cabo no estado 2;	(kgf/m)
	$T_{01}$ :	Tração no estado 1	(kgf)
	$T_{02}$ :	Tração no estado 2;	(kgf)
	$\alpha_t$ :	Coefficiente de dilatação térmica do cabo;	(1/°C)
	$E$ :	Módulo de elasticidade longitudinal do cabo;	(kgf/mm <sup>2</sup> )
	$S$ :	Área da seção transversal do cabo;	(mm <sup>2</sup> )
	$A_r$ :	Vão regulador.	(m)

O vão regulador é um vão fictício obtido para uma determinada seção de tensionamento de uma LT e calculado pela Equação 2.13 ou pela média dos vãos.

$$A_r = \sqrt{\frac{\sum_i^n a_i^3}{\sum_i^n a_i}} \quad (2.13)$$

Sendo,  $a_i$  : i-ésimo vão de uma seção de tensionamento com n vãos. (m)

## 2.4.3 Forças resultantes

### 2.4.3.1 Peso próprio

#### *Estrutura de suporte*

Antigamente, este carregamento era obtido com a subdivisão da estrutura em painéis (GONTIJO, 1994). O peso de cada painel ( $P_p$ ) deve ser calculado e este valor multiplicado por um coeficiente de ponderação ( $K_g$ ), conforme Equação 2.14. Com o advento das ferramentas computacionais, este procedimento foi automatizado nos programas de análise pelo método dos elementos finitos, sendo, em geral, necessário informar ao programa as propriedades geométrica e materiais de um modelo estrutural qualquer.

$$P_g = K_g P_p \quad (2.14)$$

Gontijo (1994) recomenda adotar  $K_g$  igual a 1, 10 para as hipóteses de cargas verticais máximas ou com vão gravante máximo, e igual a 1, 00 para as hipóteses de cargas verticais mínimas ou com vão gravante mínimo.

### *Cabos e acessórios*

São devidos ao peso dos cabos, isoladores e equipamentos de fixação (GONTIJO, 1994), conforme a Equação 2.15.

$$P_g = (P_c N_{cf} V_g + P_{cf}) K_v \quad (2.15)$$

Sendo,  $P_c$  : Peso do cabo condutor ou para-raios por unidade de comprimento;  
 $N_{cf}$  : Número de cabos por fase;  
 $V_g$  : Vão de gravante ou vão de peso da estrutura;  
 $P_{cf}$  : Peso das cadeias de isoladores e ferragens de fixação dos cabos;  
 $K_v$  : Coeficiente de ponderação para as cargas verticais.

Um valor de 200 kg é indicado para o peso dos isoladores.

#### 2.4.3.2 Vento

Em vãos contínuos e nivelados, a força resultante horizontal,  $F_v$ , transmitida à estrutura é calculada conforme a Equação 2.16.

$$F_v = \frac{a_i + a_j}{2} f_v \longrightarrow F_v = a_m f_v \quad (2.16)$$

Sendo,  $a_i a_j$  : Vãos adjacentes a uma estrutura intermediária;  
 $a_m$  : Vão de vento.

#### 2.4.3.3 Rompimento de cabo

Segundo os autores Labegalini et al. (1992) e Gontijo (1994), a força longitudinal devida ao rompimento de cabos pode ser calculada pela Equação 2.17.

$$T_o = Z T_{EDS} K_l \quad (2.17)$$

Sendo,  $Z$  : Coeficiente de carregamento residual estático;  
 $T_{EDS}$  : Força de tração EDS;  
 $K_l$  : Coef. de ponderação para as cargas longitudinais.

O coeficiente  $Z$  representa a redução de tração no cabo devido ao deslocamento da cadeia de suspensão na direção do cabo intacto. Labegalini et al. (1992) recomenda o valor de 0,7, no caso de rompimento do cabo condutor em torres de suspensão, ou 1,0 nos casos de rompimento do cabo para-raios e do cabo condutor em torres de ancoragem.

#### 2.4.3.4 Construção e montagem

Labegalini et al. (1992) recomenda que o cálculo das ações decorrentes dos procedimentos de montagem seja feito conforme a Equação 2.18.

$$R_{vr} = T_{EDS} \cos \alpha + 0,75 a_g p + P \quad (2.18)$$

Sendo,  $\alpha$  : Ângulo de posicionamento do freio;  
 $a_g$  : Vão gravante;  
 $p$  : Peso unitário do cabo;  
 $PP_{op}$  : Peso de equipamentos e operários.

O autor estabelece que deve ser considerado um ângulo mínimo de posicionamento do freio tal que  $\cos \alpha \geq 0,316$ ; e indica que o valor de  $P$  seja tomado como 400 kg para o caso de 4 homens com equipamentos ou 200 kg no caso de 2 homens com equipamentos.

Gontijo (1994) indica que o peso dos operários pode ser considerado como 250 kg no caso de montagem de cabos condutores e 200 kg no caso da montagem de cabos para-raios.

#### 2.4.4 Hipóteses de carregamento

Labegalini et al. (1992) e Gontijo (1994) indicam recomendações de hipóteses mínimas que normalmente são adotadas no projeto de estruturas de LTs no Brasil. O primeiro autor apresenta as seguintes hipóteses básicas:

**Hipótese 1** – Cabos intactos com atuação do vento extremo:

1. Peso próprio;
2. Todos os cabos intactos;
3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3°;
4. Atuação do vento máximo.

**Hipótese 2** – Cabo para-raios rompido com atuação do vento reduzido:

1. Peso próprio;
2. Um cabo para-raios rompido, Equação 2.17;
3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3°;
4. Atuação do vento reduzido.

**Hipótese 3** – Cabo condutor rompido com atuação do vento reduzido

1. Peso próprio;
2. Um cabo condutor rompido em qualquer posição, Equação 2.17;

3. Alinhamento reto ou ângulo de desvio de até 3°;
4. Atuação do vento reduzido.

**Hipótese 4 – Construção e montagem**

1. Peso próprio;
2. Desbalanceamento vertical de montagem, Equação 2.18;
3. Vento nulo.

**Hipótese 5 – Construção e montagem**

1. Peso próprio;
2. Carga vertical de montagem em todos os pontos, Equação 2.18;
3. Vento nulo.

Labegalini et al. (1992) recomenda para as hipóteses 2 e 3 que o vento reduzido corresponda ao valor do vento médio máximo; e que seja adotado um coeficiente igual a 0,80 de multiplicação das forças transversais devidas ao vento, para levar em consideração a carga de vento ou de peso sobre o vão do cabo intacto e sobre parte do cabo rompido.

Gontijo (1994) apresenta as seguintes hipóteses básicas:

**Hipótese 1 – Cabos intactos com vento máximo em qualquer direção.**

**Hipótese 2 – Cabo para-raios rompido com aplicação de velocidade de vento reduzida.**

**Hipótese 3 – Cabo condutor rompido em qualquer posição com aplicação de velocidade de vento reduzida.**

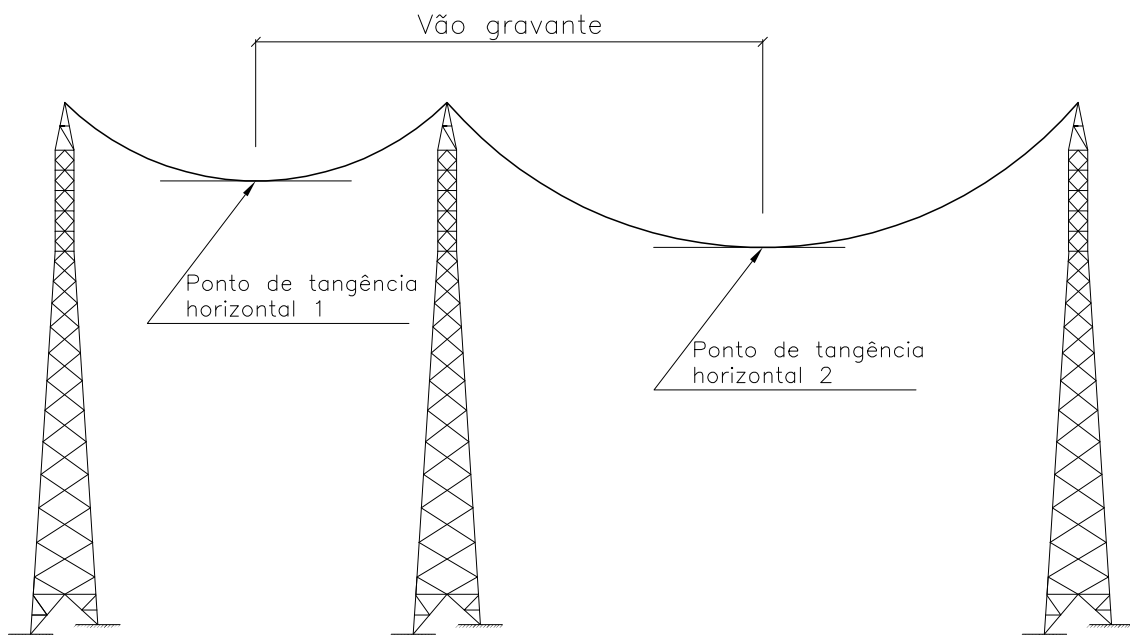
**Hipótese 4 – Montagem da estrutura. Por exemplo, cargas devidas aos lançamentos dos cabos condutores e para-raios, peso de operários em cima da torre.**

Em relação às hipóteses que consideram o vento, aplica-se o vento máximo para cargas normais, isto é, de ocorrência frequente durante a vida útil. Para as hipóteses de cálculo com cargas excepcionais, com baixa probabilidade de ocorrência durante o período de vida útil da linha de transmissão, é recomendada a aplicação de um vento igual ao médio máximo. Além disso, geralmente as direções de verificação adotadas são transversal, longitudinal e a 45°, em relação à direção da LT.

Nas hipóteses envolvendo o rompimento de cabo de uma torre projetada para suportar dois cabos para-raios, o autor exemplifica que haverá duas hipóteses: uma para o rompimento do cabo da esquerda e outra para o rompimento do cabo da direita. E, no caso dos condutores, essa condição produzirá um número de hipóteses igual ao número de condutores. Nos casos de torres de circuito duplo, o autor recomenda que as hipóteses anteriores sejam verificadas considerando a condição de um único circuito montado.

Em geral, deve-se, também, levar em conta a possibilidade de existência de cargas verticais máximas e mínimas, pois normalmente o cálculo é desenvolvido para uma família de estruturas de torres, e para garantia da segurança do conjunto, verificam-se as situações de vão gravante máximo e mínimo. Define-se vão gravante máximo como “a maior distância observada entre os pontos de tangência horizontal das duas catenárias adjacentes a uma determinada torre” (GONTIJO, 1994), e, vão gravante mínimo, “a menor distância observada para a situação análoga à anterior” (GONTIJO, 1994), a Figura 2.5 ilustra a definição de vão gravante. O autor aponta que as solicitações máximas de tração nas fundações ocorrem com a condição de força vertical reduzida.

Figura 2.5 – Vão gravante em sistemas de LTs.



O documento técnico EN 50341-1 (2012) é a norma europeia que trata especificamente do projeto e dimensionamento de linhas de transmissão aéreas. Essa norma estabelece requisitos que devem ser atendidos para o dimensionamento estrutural e elétrico dos componentes do sistema, incluindo estruturas de suporte, fundações, cabos condutores, isoladores e equipamentos elétricos. No que diz respeito às orientações fornecidas para o projeto estrutural das estruturas de torres de aço treliçadas compostas por cantoneiras, a norma recomenda que sejam consideradas hipóteses para simulação de efeitos de torção sobre a torre, que ocorrem quando há liberação da tensão em cabos em vãos adjacentes, decorrentes, como por exemplo, de rompimentos. Para tanto, a norma especifica que deve ser aplicado um coeficiente de carregamento residual estático sobre a tensão de qualquer condutor fase ou para-raio a ser liberado, podendo incluir até todos os condutores simultaneamente.



## 2.5 Critérios de projetos de estruturas de LTs conforme a norma IEC 60826:2017

### 2.5.1 Aspectos gerais

As LTs podem ser projetadas para diferentes níveis de confiabilidade (ou classes), dependendo dos requisitos locais e das funções desempenhadas pela linha dentro de uma rede de suprimentos. Os projetistas podem escolher seus níveis de confiabilidade por calibração de linhas existentes que tiveram um longo histórico de desempenho satisfatório ou por métodos de otimização encontrados na literatura técnica. De acordo com o nível de confiabilidade estipulado para a LT, os parâmetros meteorológicos são calculados utilizando a teoria de valores extremos. Para modelagem dos valores extremos, a norma IEC indica preferência pela distribuição acumulativa de Gumbel. Três níveis de confiabilidades são propostos pela IEC 60826 (2017):

Tabela 2.1 – Níveis de confiabilidade para linhas de transmissão.

Nível de Confiabilidade	1	2	3
T (anos), período de retorno da variável meteorológica	50	150	500

Fonte: IEC 60826 (2017)

Para linhas com tensão igual ou maior que 230 kV, a norma sugere o nível 2 ou superior de confiabilidade. O mesmo é sugerido para linhas abaixo de 230 kV, quando constituírem a principal ou a única fonte de suprimento para uma determinada demanda. Para LTs com tensão superior a 230 kV, que constituam a principal ou a única fonte de suprimento, sugere-se um nível de confiabilidade com período de retorno de 500 anos. Nesse caso, considera-se que uma falha ocasionaria graves consequências para a transmissão de energia. A aplicação dos conceitos de confiabilidade para LT pode ser estabelecida de forma diferenciada, considerando as particularidades da localidade de implantação, a rede de distribuição e as consequências oriundas da falha da linha, como seu impacto em infraestruturas rodoviária e ferroviária.

Indo ao encontro das prescrições da IEC 60826 (2017), o ONS traz os seguintes requisitos:

O nível de confiabilidade do projeto eletromecânico, expresso pelo período de retorno do vento extremo, deve ser compatível com um nível intermediário entre os níveis 2 e 3 preconizados na IEC 60826. Deve ser adotado período de retorno do vento igual ou superior a 150 (cento e cinquenta) anos para LT de tensão nominal igual ou inferior a 230 kV e igual ou superior a 250 (duzentos e cinquenta) anos para LT de tensão superior a 230 kV (ONS PROCEDIMENTOS DE REDE – SUBMÓDULO 2.4, 2010).

### 2.5.2 Ações consideradas no dimensionamento

A norma IEC subdivide as ações em três categorias, a saber:

- Ações devidas a eventos meteorológicos ou qualquer carregamento derivado dessas ações que governe a confiabilidade do sistema durante sua vida útil;
  - ações devidas ao vento;
  - ações devidas ao gelo sem o vento;
  - ações devidas ao gelo com o vento;
- Ações relacionadas aos requisitos de proteção;
  - construção e manutenção, objetivando proteger pessoas;
- Ações relacionadas aos requisitos de segurança;
  - mecanismos de contenção de falha, com objetivo de prevenir ou reduzir a propagação de falhas do sistema, tal como queda de torre e efeito cascata;

### 2.5.3 Hipóteses de ações aplicáveis às LTS

A IEC 60826 (2017) indica que normalmente duas hipóteses de carregamento devem ser consideradas, a saber:

**Hipótese 1** Vento extremo associado a uma condição de temperatura de referência:

#### 1. Temperatura

A velocidade extrema do vento, determinada através da teoria de valores extremos, deve ser associada à temperatura mínima diária para a região em estudo.

**Hipótese 2** Velocidade de vento reduzida associada à menor temperatura mínima:

#### 1. Velocidade de vento reduzida

É definida como a velocidade de referência,  $V_R$ , multiplicada por um coeficiente de redução correspondente à condição meteorológica local. Quando não há tratamento estatístico suficiente para a determinação deste valor regionalizado, a norma *IEC 60826* propõe o valor de 0,6 para este coeficiente.

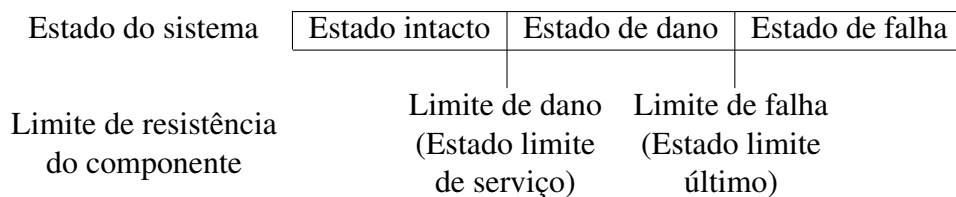
#### 2. Temperatura associada à velocidade de vento reduzida

É considerada igual ao valor da mínima anual, possuindo um período de retorno igual a T anos.

### 2.5.4 Estados limites aplicáveis

A norma IEC 60826 (2017) define que o Estado Limite de Dano ou Estado Limite de Serviço é alcançado ao se atingir um determinado nível de carregamento e em consequência a estrutura apresentar uma deformação permanente, deslocamentos excessivos e vibrações indesejáveis. Se o carregamento for incrementado até o estado limite de falha ou estado limite último, ocorrerá a ruína da estrutura, ou parte desta, por ruptura, deformação plástica excessiva ou instabilidade de um dos componentes do sistema. A Figura 2.6 apresenta um esquema sequencial dos estados limites dos componentes.

Figura 2.6 – Diagrama dos estados limites dos componentes de linhas de transmissão.



Fonte: IEC 60826 (2017)

A Tabela 2.2 indica os limites de dano e falha para o componente referente a estruturas de suporte de sistemas de LTs. Na falta de informações mais criteriosas, os valores indicados representam os limites aceitáveis a serem empregados no projeto de estruturas de suporte. Outros estados limites de dano e falha podem ser incluídos na verificação de estruturas de suporte, de acordo com a experiência nacional prévia.

Tabela 2.2 – Limites de dano e falha para estruturas de suporte.

Componente	Tipo de Ação	Limite de Dano	Limite de Falha
Torres treliçadas autoportantes	Tração	Tensão de escoamento (elástico)	Tensão de ruptura
	Cisalhamento	90% da tensão de cisalhamento (elástico)	Tensão de ruptura
	Compressão	Deformação não elástica de L/500 a L/100	Colapso por instabilidade

Fonte: IEC 60826 (2017)

#### 2.5.4.1 Estado Limite Último

Conforme a norma IEC 60826 (2017), para Estado Limite Último, a condição no formato geral de dimensionamento dos componentes do sistema de LT é dada pela Equação 2.19.

$$Q_T < \phi_R R_C \quad (2.19)$$

Sendo,  $Q_T$  : Esforço solicitante;  
 $R_C$  : Resistência característica;  
 $\phi_R$  : Fator de resistência global aplicável ao projeto dos componentes do sistema.

Para o caso das estruturas de suporte, a equação em questão estabelece que estas devem ser dimensionadas para resistirem às solicitações causadas pelas forças de projeto considerando um fator de minoração da resistência limite (ou característica).  $\phi_R$  pode ser utilizado como fator de resistência que minora a resistência limite do suporte ou dos seus elementos estruturais, resultando na resistência de cálculo.

Para dimensionamento ou verificação dos diferentes elementos de suportes, a norma propõe uma metodologia para obtenção do coeficiente de minoração das resistências características, conforme demonstrado na Equação 2.20.

$$\phi_R = \phi_N \phi_S \phi_Q \phi_C \quad (2.20)$$

Sendo,  $\phi_N$  : Fator relacionado ao número de componentes sujeitos ao carregamento de máxima intensidade e a função de distribuição de probabilidades da resistência;  
 $\phi_S$  : Fator relacionado à sequência preferencial de falha;  
 $\phi_Q$  : Fator que leva em consideração a qualidade do método de cálculo, fabricação e montagem das estruturas;  
 $\phi_C$  : Fator relacionado aos parâmetros estatísticos da resistência característica dos materiais.

#### 2.5.4.1.1 Fator $\phi_N$

O fator  $\phi_N$  está relacionado ao número de componentes  $N$ , sujeitos ao mesmo carregamento crítico  $Q_T$ , e com as características da função de distribuição da resistência  $R$ , como o tipo de distribuição e os parâmetros estatístico atrelados. Na falta de experiência ou informações prévias regionalizadas, o número de suportes  $N$  sujeitos à máxima ação durante um evento meteorológico é dado pela Tabela 2.3.

Os valores do coeficiente  $\phi_N$  estão presentes na norma, com valor tabelado e baseados na distribuição normal da resistência dos componentes.

#### 2.5.4.1.2 Fator $\phi_S$

A IEC 60826 permite que os componentes do sistema sejam projetados para falhar (com 90% de probabilidade) em uma sequência previamente definida, dita "*preferred sequence of failure*". O melhor ou menos desastroso modo de falha é aquele em que a consequência da primeira falha do componente pode ser minimizada na linha (GHANNOUM, 2002).

Tabela 2.3 – Quantidade de estruturas de suporte sujeitas a carregamento máximo durante a ocorrência de um único evento meteorológico.

Carregamento	Terreno plano	Montanhoso
Máxima velocidade de vento	1 (1 a 5)	1 (1 a 2)
Gelo	20 (10 a 50)	2 (1 a 10)
Gelo e vento	1 (1 a 5)	1 (1 a 5)

Nota: Os valores em parênteses representam intervalos típicos de estruturas de suportes com vãos de 400m.

Fonte: IEC 60826 (2017)

Na Tabela 2.4, especificam-se os valores do coeficiente  $\phi_{S2}$  aplicáveis à resistência do componente principal,  $R_2$ , escolhido como sendo mais confiável que o componente  $R_1$ , sendo o fator  $\phi_{S1} = 1$  aplicado a este componente. Nota-se, pelo mesmo quadro, que  $\phi_{S2}$  depende do coeficiente de variação da resistência de ambos os componentes.

Tabela 2.4 – Valores de  $\phi_{S2}$ .

		COV de $R_1$			
		0,05	0,075	0,10	0,20
COV de $R_2$	0,05-0,10	0,92	0,87	0,82	0,63
	0,10-0,40	0,94	0,89	0,86	0,66

Fonte: IEC 60826 (2017)

A Tabela 2.5 indica uma sugestão de sequenciamento da resistência dos componentes de uma linha de transmissão.

Tabela 2.5 – Coordenação da resistência dos componentes da linha de transmissão.

	Componente principal	Coordenação com o principal*
Menos confiável	Torres de suspensão	<u>Torre</u> , fundações, interface
Mais confiável com 90% de confiança	Torre de tensionamento	<u>Torre</u> , fundações, interface
	Torre de ancoragem	<u>Torre</u> , fundações, interface
	Condutores**	<u>Condutores</u> , isoladores, interface

Notas:

\* indica que dentre cada componente principal, o componente sublinhado é o menos confiável com 90% de confiança.

\*\* Considerando os estados limites de resistência especificados na norma, os condutores são os componentes mais confiáveis.

Fonte: IEC 60826 (2017)

Segundo a norma, para estruturas de suporte, o fator  $\phi_S$  pode ser tomado igual a 1 no caso em que estas forem escolhidas como as menos confiáveis.

### 2.5.4.1.3 Fator $\phi_Q$

Esse coeficiente leva em consideração a acurácia dos métodos de cálculo e a qualidade nos métodos de fabricação e montagem dos elementos estruturais. A Tabela 2.6 fornece os valores recomendáveis para o coeficiente  $\phi_Q$ .

Tabela 2.6 – Fator de qualidade  $\phi_Q$  para torres treliçadas.

Controle de qualidade	$\phi_Q$
Muito bom (envolvendo inspeções de terceiros)	1,00
Bom	0,95
Regular	0,90

Fonte: IEC 60826 (2017)

### 2.5.4.1.4 Fator $\phi_C$

A norma indica que o fator  $\phi_C$  pode ser tomado igual a 1, especialmente nos casos em que a resistência característica dos materiais corresponda a um limite de 10% de exclusão. Caso o limite varie consideravelmente, a norma recomenda a realização de ajustes a este fator, conforme descrito em seu Anexo A.

### 2.5.4.1.5 Consideração final sobre o fator global $\phi_R$

No caso em que as estruturas forem submetidas a ensaios destrutivos em escala real, com a finalidade da determinação da capacidade resistente, a norma permite adotar o fator  $\phi_R$  igual a 1.

### 2.5.4.2 Estado Limite de Serviço

Conforme previsto na Tabela 2.2, para o Estado Limite de Serviço a norma limita o deslocamento elástico horizontal no topo da estrutura pelo valor calculado conforme a Equação 2.21.

$$\frac{L}{100} \quad (2.21)$$

### 2.5.5 Ações conforme a IEC 60826 (2017)

A IEC 60826 (2017) define uma equação geral de cálculo das forças devidas ao vento apresentada na Equação 2.22

$$A = q_o C_X G \quad (2.22)$$

Sendo,  $q_o$  : Pressão dinâmica de referência do vento; (Pa ou N/m<sup>2</sup>)  
 $C_X$  : Coeficiente de arrasto, função das propriedades geométricas do elemento considerado;  
 $G$  : Fator combinado do vento, que leva em consideração as influências da altura do elemento em relação ao solo, categoria do terreno, efeito de rajada do vento e resposta dinâmica. No caso dos condutores esse fator é dividido em  $G_L$  e  $G_C$  ;

A pressão dinâmica de referência do vento é definida conforme a Equação 2.23.

$$q_o = \frac{1}{2} \tau \mu (K_R V_{RB})^2 \quad (2.23)$$

$$\tau = \frac{288}{T + 273} e^{-1,2 \cdot 10^{-4} Alt} \quad (2.24)$$

Sendo,  $\mu$  : Massa específica do ar igual a 1,225 kg/m<sup>3</sup> a temperatura de 15°C e pressão atmosférica de 101,3 kPa ao nível do mar;  
 $\tau$  : Fator de correção da massa específica do ar;  
 $K_R$  : Fator de rugosidade do terreno;  
 $V_{RB}$  : Velocidade de referência do vento para categoria de terreno B, determinado para um intervalo de integração de 10 minutos, a 10 metros acima do terreno, com um período de recorrência de T anos; (m/s)  
 $T$  : Temperatura do ar; (°C)  
 $Alt$  : Altitude. (m)

A norma recomenda verificar a existência de correlação entre velocidade do vento e a altitude e/ou temperatura no local considerado. Inicialmente, pressupõe como referência uma temperatura de 15°C e altitude ao nível do mar. Para situações diferentes dessas, deve-se considerar o fator de correção  $\tau$ , indicado pela Equação 2.24, que correlaciona a massa específica com a altitude e temperatura no cálculo da pressão dinâmica do vento  $q_o$ . Caso contrário, o fator é adotado igual a 1.

A IEC 60826 (2017) define quatro categorias de terreno, de crescente rugosidade, como indicado no Quadro 2.1. Neste mesmo quadro, é apresentado o fator de rugosidade  $K_R$ , que representa um multiplicador da velocidade do vento de referência para conversão da velocidade de uma categoria de terreno para outra.

Quadro 2.1 – Classificação das categorias de terrenos.

Categoria do terreno	Classe de rugosidade	$K_R$
A	Grande extensões de água, área costeira plana	1,08
B	Campos abertos com pequenos obstáculos, por exemplo aeroportos, áreas cultivadas com pequenas árvores	1,00
C	Terreno com baixo número de obstáculos de pequena altura	0,85
D	Área suburbana ou áreas com muitas árvores altas	0,67

Fonte: IEC 60826 (2017)

As forças de vento sobre os cabos, aplicadas perpendicularmente ao cabo no seu ponto de fixação em cada suporte, são dadas pela Equação 2.25.

$$A_c = q_o C_{XC} G_C G_L d L \sin^2 \Omega \quad (2.25)$$

Sendo,  $C_{XC}$  : Coeficiente de arrasto de cabos;  
 $G_C$  : Fator combinado do vento para cabos;  
 $G_L$  : Fator correlacionado ao vão;  
 $d$  : Diâmetro do condutor; (m)  
 $L$  : Comprimento efetivo do vão adotado para a estrutura suporte; (m)  
 $\Omega$  : Ângulo formado entre a direção de incidência do vento e do comprimento do condutor. (°)

O fator  $G_C$  é determinado conforme as características do terreno e a altura,  $z$ , considerada acima do solo, conforme as Equações (2.26) – (2.29). A altura considerada deve ser tomada como aquela correspondente ao centro de gravidade dos condutores suspensos e teoricamente localizados no terço inferior da catenária.

$$\text{Terreno Categoria A} \quad G_C = 0,2914 \ln z + 1,0468 \quad (2.26)$$

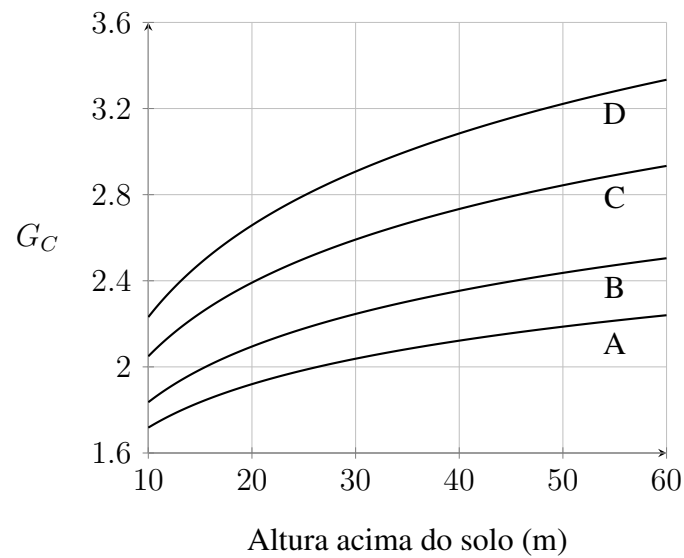
$$\text{Terreno Categoria B} \quad G_C = 0,3733 \ln z + 0,9762 \quad (2.27)$$

$$\text{Terreno Categoria C} \quad G_C = 0,4936 \ln z + 0,9124 \quad (2.28)$$

$$\text{Terreno Categoria D} \quad G_C = 0,6153 \ln z + 0,8144 \quad (2.29)$$



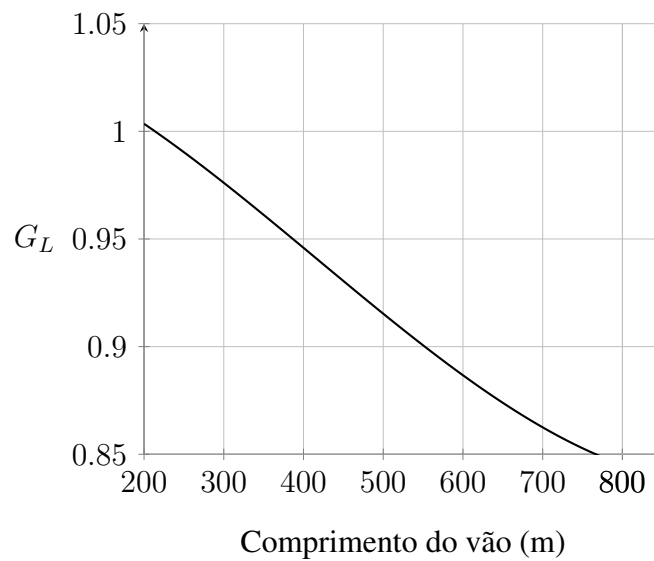
Figura 2.7 – Fator combinado do vento  $G_C$  para condutores em várias categorias de terreno e altura sobre o solo.



O fator  $G_L$  é determinado em função do comprimento do vão de vento considerado, conforme a Equação 2.30.

$$G_L = 4.10^{-10}L^3 - 5.10^{-7}L^2 - 10^{-4}L + 1,0403 \quad \text{Se } L < 200 \text{ m, } G_L = 1 \quad (2.30)$$

Figura 2.8 – Fator do vão  $G_L$ .



A força devida ao vento atuante diretamente sobre os isoladores pode ser calculada pela Equação 2.31.

$$A_i = q_o C_{xi} G_t S_i \quad (2.31)$$

Sendo,  $C_{xi}$  : Coeficiente de arrasto dos isoladores;  
 $G_t$  : Fator combinado do vento para isoladores;  
 $S_i$  : Área do isolador projetado horizontalmente no plano vertical paralelo ao eixo do isolador. (m<sup>2</sup>)

A norma toma o valor do coeficiente  $C_{xi}$  igual a 1,20.

O fator  $G_t$  é determinado em função da categoria de rugosidade do terreno e da altura do centro de gravidade do isolador em relação ao nível do solo, conforme as Equações (2.32) – (2.35).

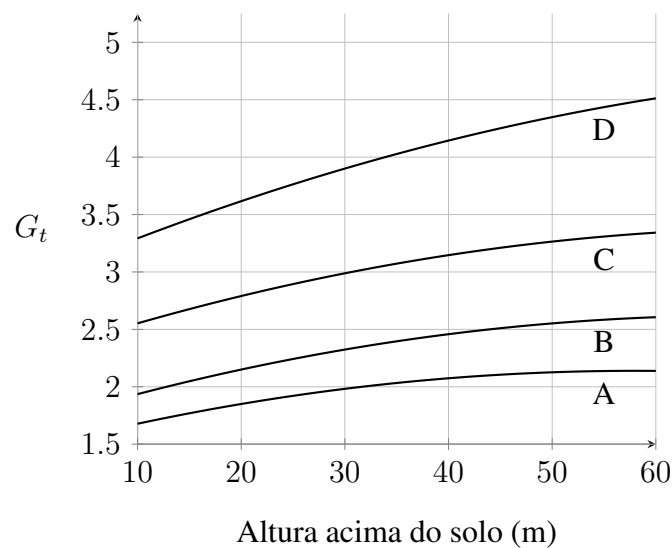
$$\text{Terreno Categoria A} \quad G_t = -0,0002z^2 + 0,0232z + 1,4661 \quad (2.32)$$

$$\text{Terreno Categoria B} \quad G_t = -0,0002z^2 + 0,0274z + 1,6820 \quad (2.33)$$

$$\text{Terreno Categoria C} \quad G_t = -0,0002z^2 + 0,0298z + 2,2744 \quad (2.34)$$

$$\text{Terreno Categoria D} \quad G_t = -0,0002z^2 + 0,0384z + 2,9284 \quad (2.35)$$

Figura 2.9 – Fator  $G_t$  aplicável às estruturas de suportes e isoladores.



A força devida ao vento, aplicada no centro de gravidade de um painel, composto por diversos elementos estruturais, pode ser calculada conforme a Equação 2.36.

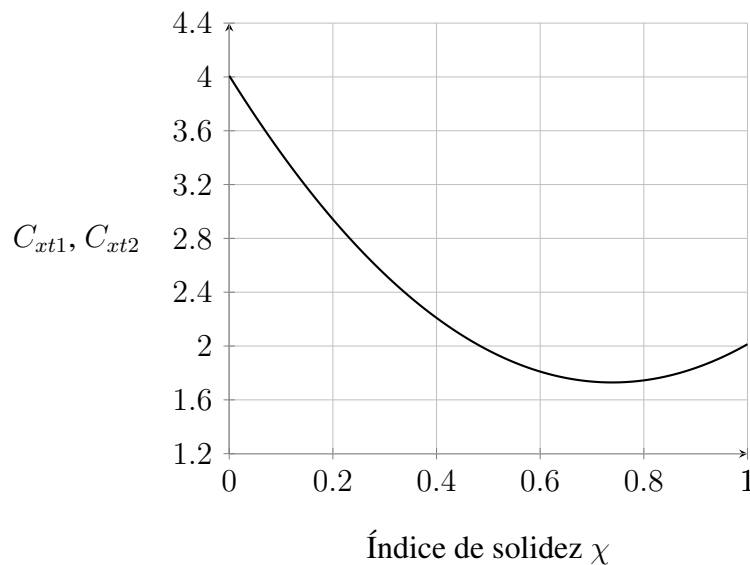
$$A_t = q_o[(1 + 0,2 \sin^2 2\theta)(S_{t1}C_{xt1} \cos^2 \theta) + S_{t2}C_{xt2} \sin^2 \theta]G_t \quad (2.36)$$

- Sendo,  $\theta$  : Ângulo de incidência da direção do vento com a direção perpendicular (°) da face 1 do painel no plano horizontal;
- $S_{t1}$  : Área total da superfície projetada normalmente a face 1 do painel da torre; (m<sup>2</sup>)
- $S_{t2}$  : Área total da superfície projetada normalmente na face 2, correspondente aos elementos estruturais da mesma face da torre; (m<sup>2</sup>)
- $C_{xt1}, C_{xt2}$  : Coeficientes de arrasto correspondentes às faces 1 e 2, respectivamente, para o vento incidindo perpendicularmente.

No caso de torres reticuladas compostas por cantoneiras, os coeficientes de arrasto  $C_{xt1}$  e  $C_{xt2}$  são obtidos conforme a Equação 2.37.

$$C_{xt1,2} = 4,1727\chi^2 - 6,1681\chi + 4,0088 \quad (2.37)$$

Figura 2.10 – Coeficiente  $C_{xt}$  aplicável às torres reticuladas compostas por elementos com lados planos.



Na Equação 2.37,  $\chi$  é o índice de área exposta, definido como a relação entre a soma da área dos elementos estruturais projetados no painel ( $S_{t1}$  ou  $S_{t2}$ ) e área total do painel considerado, conforme a Equação 2.38.

$$\chi = \frac{A_{efetiva}}{A_{total}} \quad (2.38)$$

### 2.5.6 Tratamento estatístico dos dados meteorológicos

IEC 60826 (2017) considera que os dados meteorológicos sejam analisados pela lei de distribuição de valores extremos Tipo I (Gumbel). A função de distribuição acumulada é dada pela Equação 2.39, a qual denota a probabilidade de uma variável aleatória não ser excedida de um valor  $x$  em certo período de retorno  $T$ . Combinando as Equações (2.39) – (2.40), obtém-se o valor da variável aleatória em função do período de retorno, conforme a Equação 2.41.

$$P[\{X < x\}] = F_v(x) = \exp[-\exp(-\omega(x - \mu))] \quad (2.39)$$

$$P[\{X > x\}] = T = \frac{1}{1 - F_v(x)} \quad (2.40)$$

$$x(T) = \mu - \frac{1}{\omega} \ln[-\ln(1 - 1/T)] \quad (2.41)$$

Os parâmetros  $\omega$  e  $\mu$  representam, respectivamente, o parâmetro de forma e o valor máximo característico da distribuição, dados pelas Equações (2.42) – (2.43)

$$\omega = C_1/\sigma \quad (2.42)$$

$$\mu = \bar{x} - C_2/\omega \quad (2.43)$$

A partir do valor médio,  $\bar{x}$ , e do desvio padrão,  $\sigma$ , da distribuição, é possível determinar os parâmetros característicos  $\omega$  e  $\mu$ , e, assim, obter o valor da variável aleatória,  $x(T)$ , como velocidade de vento ou temperatura, em função do período de retorno.

Considerando observações relativas a um período de  $n$  anos, os parâmetros  $C_1$  e  $C_2$  são calculados por meio das Equações (2.44) – (2.46).

$$C_1 = \sigma_z = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i^2 - \bar{z}^2} \quad (2.44)$$

$$C_2 = \bar{z} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n z_i \quad (2.45)$$

$$z_i = -\ln \left[ -\ln \left( \frac{i}{n+1} \right) \right] \quad (2.46)$$

## 2.6 Critérios de projetos de estruturas de LTs conforme a norma ASCE 10:2015

No dimensionamento de cantoneiras de aço, as resistências são determinadas em função das condições de contorno dos elementos, levando em consideração a existência de excentricidades nas conexões das abas e diferentes tipos de vinculações que restringem deslocamento e rotação. Dessa forma, a norma ASCE 10 (2015) define um índice de esbeltez equivalente para incorporação dessas características, dado pela Equação 2.47.

$$\frac{KL}{r} \quad (2.47)$$

Sendo,  $KL$  : Comprimento efetivo do elemento estrutural;  
 $r$  : Raio de giração.

### 2.6.1 Análise estrutural

A norma ASCE 10 (2015) sugere, mas não limita, que as estruturas das torres sejam analisadas isoladamente e idealizadas como treliças tridimensionais compostas por elementos unidimensionais rotulados nas extremidades. Devido às características estruturais das treliças, grande parte das estruturas são consideradas rígidas, como no caso de torres autoportantes com configurações geométricas usuais apresentadas na Figura 2.4, tornando para fins de projeto suficiente o processamento estrutural com base no regime linear-elástico e sem consideração da não-linearidade geométrica. Essas idealizações resultam somente em forças axiais de compressão e tração, sendo desconsiderados os efeitos de flexão devidos às excentricidades das ligações e do comportamento semirrígido das ligações. Para garantir que os efeitos devido às excentricidades não sejam consideráveis, a norma fixa excentricidades máximas a serem adotadas no detalhamento das ligações, denominadas *normal framing eccentricity*, de forma que as peças calculadas com as simplificações inclusas na análise estrutural estejam coerentes após fabricação e montagem da estrutura. Nos casos de estruturas flexíveis, como, por exemplo, torres estaiadas, os efeitos decorrentes da não-linearidade geométrica podem ser significativos, sendo necessária a consideração da posição deformada da estrutura na determinação dos esforços solicitantes.

Conforme o ASCE 10 (2015), são classificadas em semirrígidas as ligações que apresentam mais de um parafuso na direção longitudinal do comprimento de ligação, e no caso em que houver a presença de somente um parafuso considera-se rotulada. Quanto ao comportamento semirrígido das ligações, este somente é levado em consideração na etapa de dimensionamento das barras. No processo de dimensionamento, os elementos estruturais são classificados por meio da utilização de comprimentos efetivos de flambagem, que são calculados em função do detalhe das ligações adotadas por cada elemento. Além disso, a ASCE 10 (2015) indica que análises dinâmicas podem ser empregadas utilizando um programa adequado de elementos finitos. Entretanto, não especifica uma metodologia para tal, justificando que não há indicações da necessidade desse tipo de análise, uma

vez que a amplificação dinâmica devido à ação do vento, não acarreta acréscimos significativos nas solicitações da estrutura.

O documento técnico EN 50341-1 (2012) no que diz respeito às orientações fornecidas para o projeto estrutural das estruturas de torres de aço treliçadas compostas por cantoneiras, recomenda que a análise estrutural para obtenção dos esforços internos seja realizada por meio de uma análise linear-elástica e sem consideração da não-linearidade geométrica, sendo que a análise não-linear geométrica fica a critério do projetista. Nas análises, a utilização das propriedades da seção transversal bruta dos elementos é aceitável, e sugere-se que os elementos devam ser considerados rotulados nas extremidades. Além disso, a norma dispensa a consideração de análises de fadiga, salvo especificação em contrário.

## 2.6.2 Dimensionamento à compressão

A partir da classificação dos diferentes tipos de conexões a que uma cantoneira pode estar submetida, a norma apresenta expressões que permitem aproximar o índice de esbeltez efetivo da cantoneira em cada caso. Para fins de dimensionamento, os elementos estruturais de barra pertencentes a uma torre treliçada podem ser subdivididos em elementos estruturais principais e elementos estruturais redundantes.

Os elementos estruturais principais podem ser classificados de acordo com as condições de contorno, e para cada classificação relaciona-se uma das Equações (2.48) – (2.54).

- (1) Carga concêntrica e faces parafusadas em ambas as extremidades

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 150 \quad (2.48)$$

Caso os montantes apresentem diagonais alternadas, a norma estabelece que o comprimento efetivo deve ser aumentado em 20%.

- (2) Carga concêntrica em ambas as extremidades

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (2.49)$$

- (3) Carga concêntrica em uma extremidade e excêntrica na outra

$$\frac{KL}{r} = 30,0 + 0,75 \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (2.50)$$

- (4) Carga excêntrica em ambas as extremidades

$$\frac{KL}{r} = 60,0 + 0,50 \frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (2.51)$$

- (5) Ambas as extremidades livres para rotação

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 200 \quad (2.52)$$

(6) Uma extremidade restringida parcialmente contra rotação

$$\frac{KL}{r} = 28,6 + 0,762\frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 225 \quad (2.53)$$

(7) Ambas as extremidades restringidas parcialmente contra rotação

$$\frac{KL}{r} = 46,2 + 0,615\frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 250 \quad (2.54)$$

De forma análoga a anterior, para cada classificação do elemento estrutural redundante, a norma relaciona uma das Equações (2.55) – (2.58).

(1) Carga excêntrica em ambas as extremidades

$$\frac{KL}{r} = 60 + 0,50\frac{L}{r}; \quad 0 \leq \frac{L}{r} \leq 120 \quad (2.55)$$

(2) Ambas as extremidade livres para rotação

$$\frac{KL}{r} = \frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 250 \quad (2.56)$$

(3) Uma extremidade restringida parcialmente contra rotação

$$\frac{KL}{r} = 28,6 + 0,762\frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 290 \quad (2.57)$$

(4) Ambas as extremidades restringidas parcialmente contra rotação

$$\frac{KL}{r} = 46,2 + 0,615\frac{L}{r}; \quad 120 \leq \frac{L}{r} \leq 330 \quad (2.58)$$

O dimensionamento à compressão das cantoneiras deve satisfazer a Equação 2.59

$$\frac{N_d}{A_g} \leq F_a \quad (2.59)$$

Sendo,  $N_d$  : Força de compressão requerida;  
 $A_g$  : Área bruta da seção transversal;  
 $F_a$  : Tensão de compressão admissível.

O valor de  $F_a$  é calculado pela Equação 2.61 e Equação 2.62 no caso em que a esbeltez é menor que o limite estabelecido na Equação 2.60. Caso contrário,  $F_a$  é calculado substituindo  $F_y$  por  $F_{cr}$ , definido pelas Equações (2.64) – (2.68).

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim} = \frac{209,6}{\sqrt{F_y}} \quad (2.60)$$

Sendo,  $F_y$  : Tensão de escoamento do aço. (MPa)  
 $w$  : Largura plana da seção transversal;  
 $t$  : Espessura da seção transversal.

$$F_a = \left[ 1 - \frac{1}{2} \left( \frac{KL/r}{C_c} \right)^2 \right] F_y \quad \text{para} \quad \frac{KL}{r} \leq C_c \quad (2.61)$$

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{(KL/r)^2} \quad \text{para} \quad \frac{KL}{r} > C_c \quad (2.62)$$

Sendo,  $E$  : Módulo de elasticidade do aço;  
 $C_c$  : Coeficiente de esbeltez efetivo no limite entre o regime elástico e inelástico.

$$C_c = \pi \sqrt{\frac{2E}{f_y}} \quad (2.63)$$

$$F_{cr} = F_y \quad \text{para} \quad \frac{w}{t} \leq \left( \frac{w}{t} \right)_1 \quad (2.64)$$

$$F_{cr} = \left[ 1,677 - 0,677 \frac{w/t}{(w/t)_{lim}} \right] F_y \quad \text{para} \quad \left( \frac{w}{t} \right)_1 < \frac{w}{t} \leq \left( \frac{w}{t} \right)_2 \quad (2.65)$$

$$F_{cr} = \frac{0,0332\pi^2 E}{(w/t)^2} \quad \text{para} \quad \left( \frac{w}{t} \right)_2 < \frac{w}{t} \leq 25 \quad (2.66)$$

$$\left( \frac{w}{t} \right)_1 = \left( \frac{w}{t} \right)_{lim} \quad (2.67)$$

$$\left( \frac{w}{t} \right)_2 = \frac{377,3}{\sqrt{F_y}} \quad (2.68)$$

### 2.6.3 Dimensionamento à tração

O dimensionamento à tração das cantoneiras deve satisfazer a Equação 2.69

$$\frac{N_d}{A_g} \leq 0,9F_y \quad (2.69)$$

Sendo,  $N_d$  : Força de tração requerida;  
 $A_g$  : Área bruta da seção transversal;  
 $F_y$  : Tensão de escoamento do aço.



# 3.

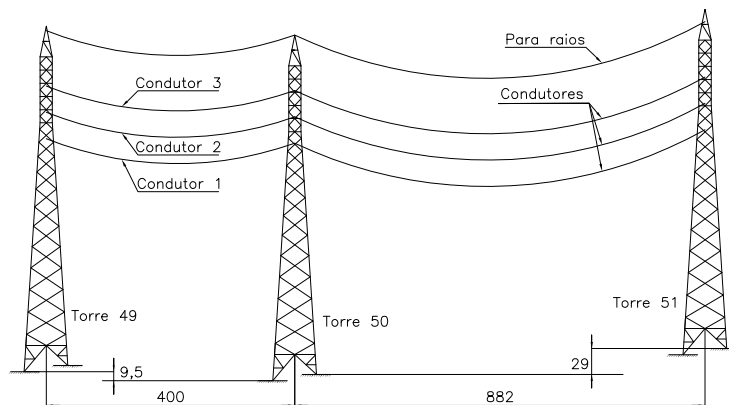
## ESTUDO DE CASO

### 3.1 Apresentação do estudo de caso

Para a aplicação dos critérios normativos da IEC 60826 (2017), será tomada uma torre de suspensão de uma linha de transmissão de propriedade da CEMIG, fase/fase, com potência de 138 kV, denominada LT Taquaril / Alegria. O sistema de transmissão de energia é composto por três condutores elétricos, em disposição triangular, e um cabo para-raios, caracterizados na Tabela 3.1.

A Figura 3.1 apresenta um esquema com as principais dimensões do trecho da LT, que se encontra em alinhamento reto com as torres adjacentes, indicando a torre 50 ao centro, os vãos dos cabos de 400 e 882 metros respectivamente, e as torres adjacentes, sendo a torre 49 localizada à esquerda e torre 51 à direita. Na mesma figura, são apresentadas as designações dos cabos.

Figura 3.1 – Esquema do trecho em estudo da LT Taquaril / Alegria



Fonte: Carvalho (2010, p. 8)

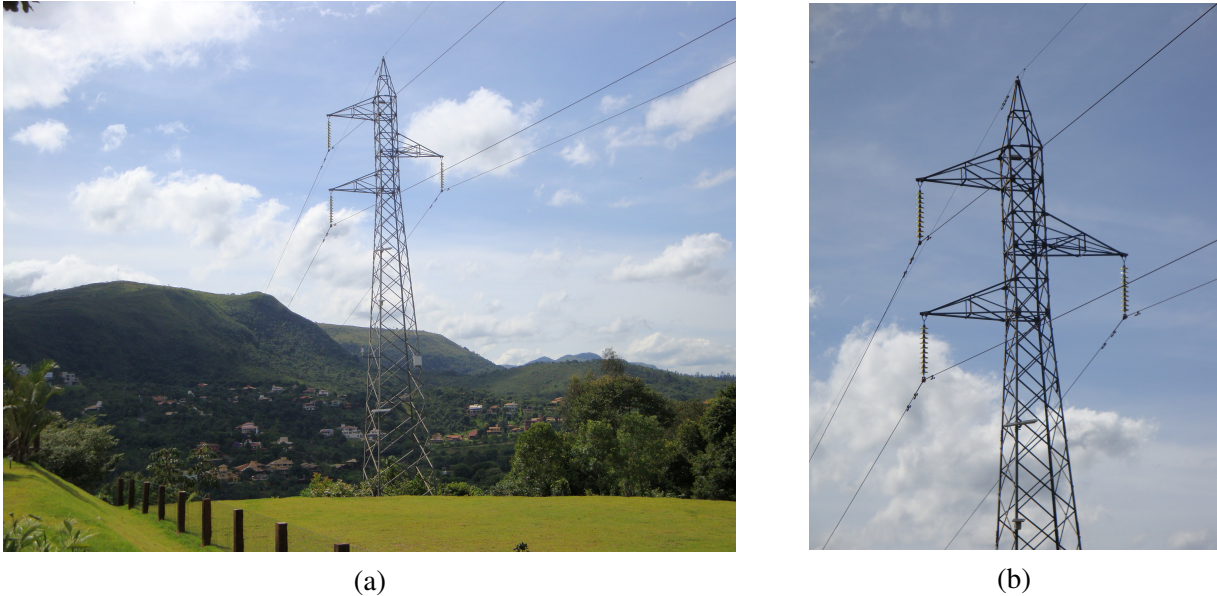
Tabela 3.1 – Propriedades mecânicas dos cabos.

Propriedade		Condutor	Para-raios
Nome		Linnet 336,4 MCM	HS 5/16"
Material		Núcleo de aço com alumínio	Cordoalha de aço
Massa	<i>kgf/m</i>	0,6884	0,3050
Diâmetro	<i>m</i>	0,01831	0,00790
Força de ruptura	<i>N</i>	61810	35610
Módulo de elasticidade	<i>GPa</i>	74	200
Coef. de dilatação térmica	$^{\circ}C^{-1}$	$18,9 \cdot 10^{-6}$	$1,0 \cdot 10^{-5}$

Fonte: ABNT NBR 5908 (1988), ABNT NBR 7270 (1988), Olex (2012)

Na Figura 3.2, é apresentada a torre objeto de estudo, a qual possui 28 metros de altura e está localizada no município de Rio Acima – MG.

Figura 3.2 – Torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria.



Fonte: Carvalho (2015)

A torre em questão é composta por perfis cantoneiras de abas iguais e de aço carbono especificação ASTM A36, com  $f_y = 250$  MPa. A listagem das diferentes seções transversais de cantoneiras utilizadas na torre é apresentada na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Perfis cantoneiras presentes na estrutura da Torre 50.

Perfil	Elemento		
	Montante	Diagonais	Mísula
L 1 1/2" x 3/16"	-	x	x
L 1 3/4" x 3/16"	-	x	x
L 2" x 3/16"	x	x	x
L 2 1/2" x 3/16"	x	-	-
L 2 1/2" x 1/4"	x	-	-
L 3" x 1/4"	x	-	-
L 3" x 5/16"	x	-	-
L 4" x 1/4"	x	-	-

Fonte: Carvalho (2015)

Nas extremidades das mísulas, os cabos condutores são vinculados à estrutura da torre por meio de cadeias de isoladores de suspensão de 1,62 m de comprimento, compostas por discos com corpo isolante de vidro temperado (254 x 146 mm). No caso do cabo para-raios, a vinculação é feita diretamente na extremidade da mísula.

Na Figura 3.3 e na Figura 3.4, são apresentadas as dimensões da torre objeto de estudo.

Figura 3.3 – Dimensões das faces 1 e 2 da torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria (sem escala).

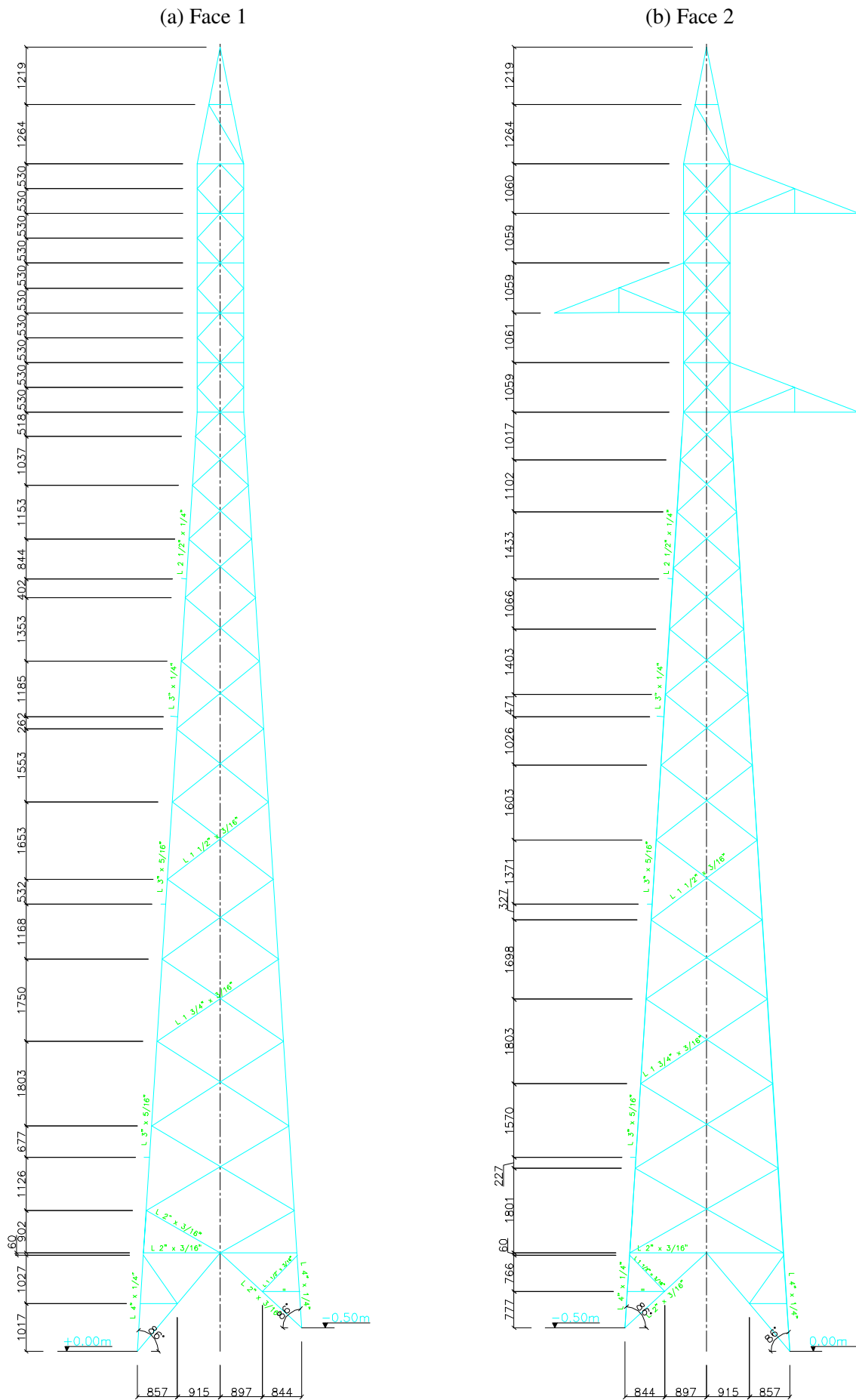


Figura 3.4 – Dimensões das faces 3 e 4 da torre de suspensão 50 da LT Taquaril / Alegria (sem escala).

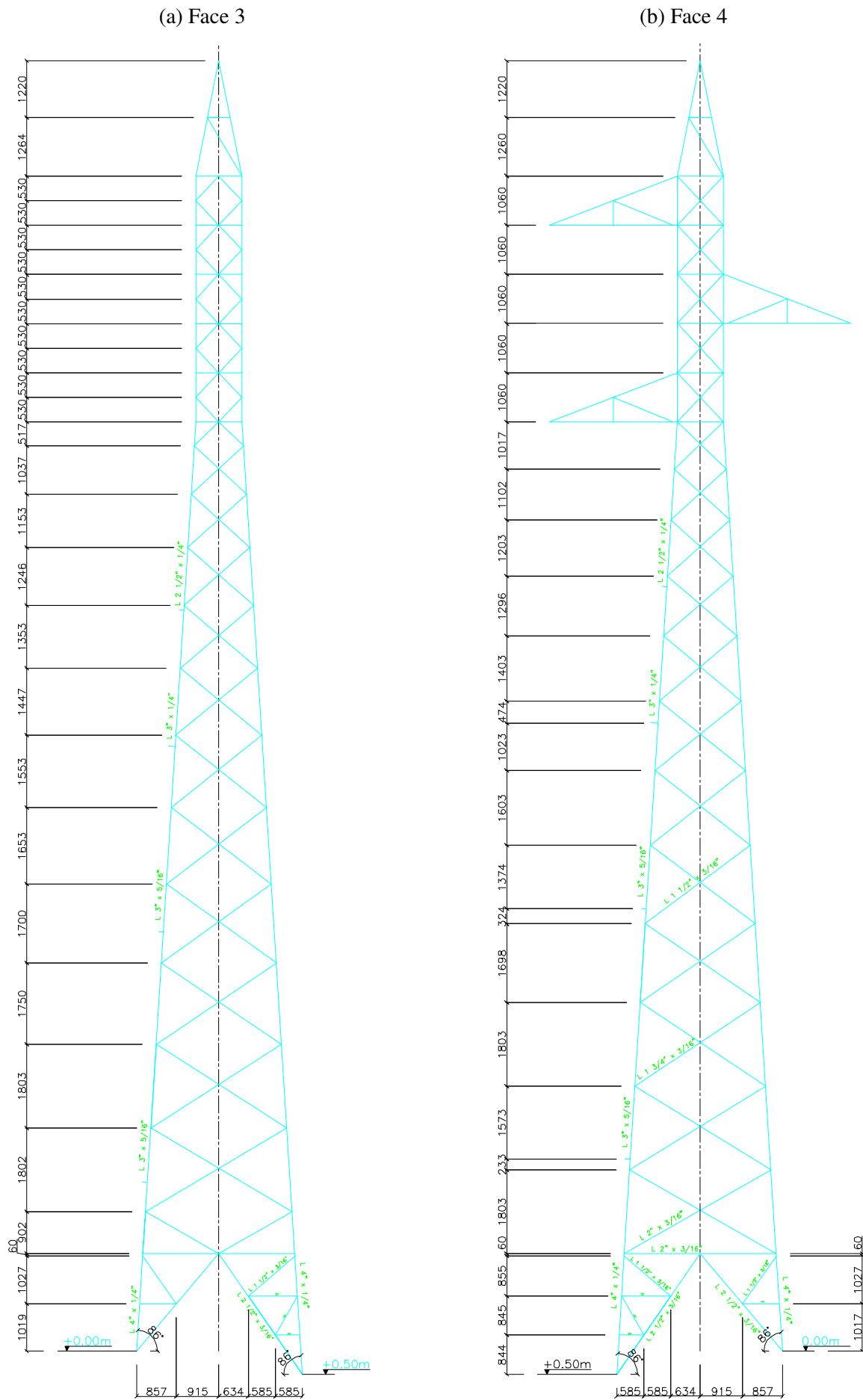


Figura 3.5 – Dimensões das mísulas (sem escala).

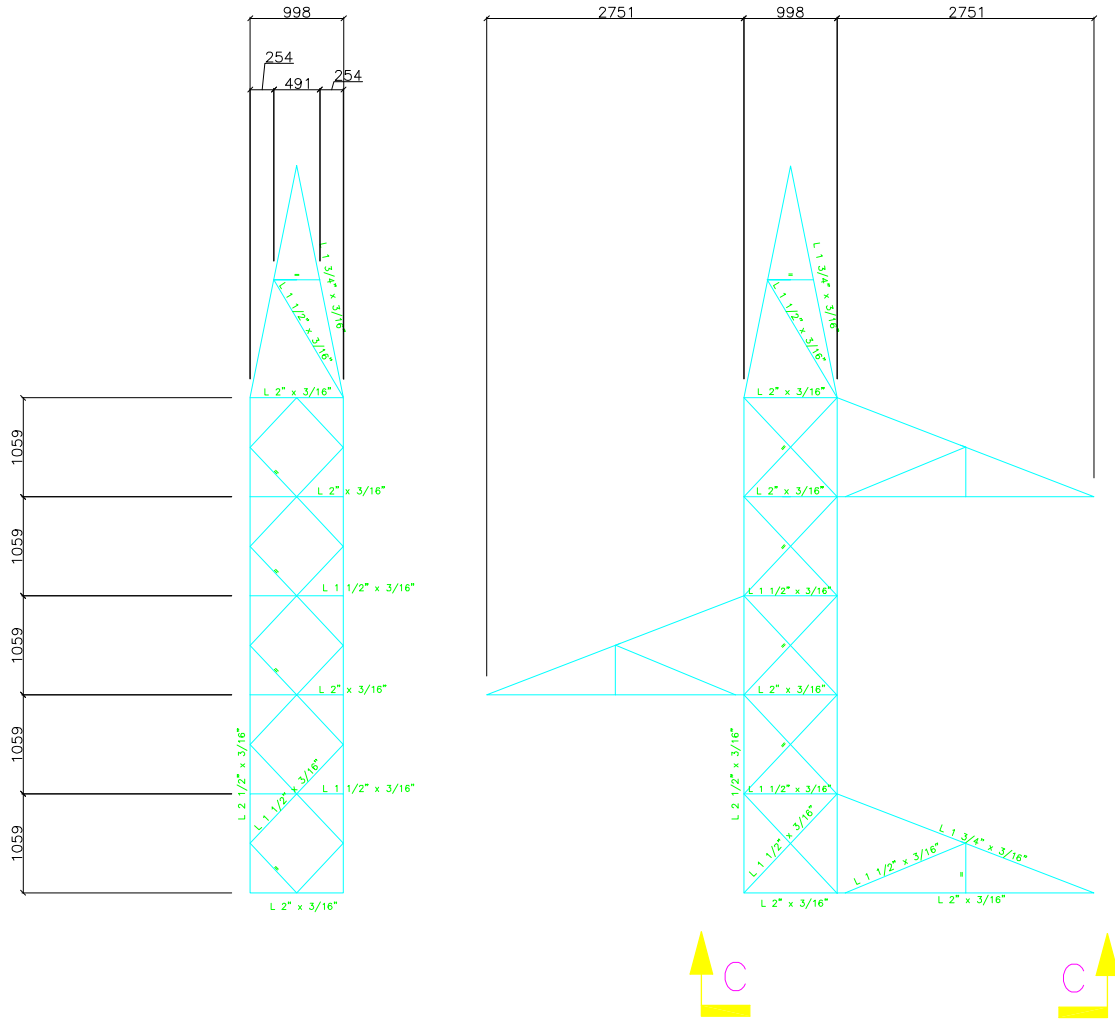
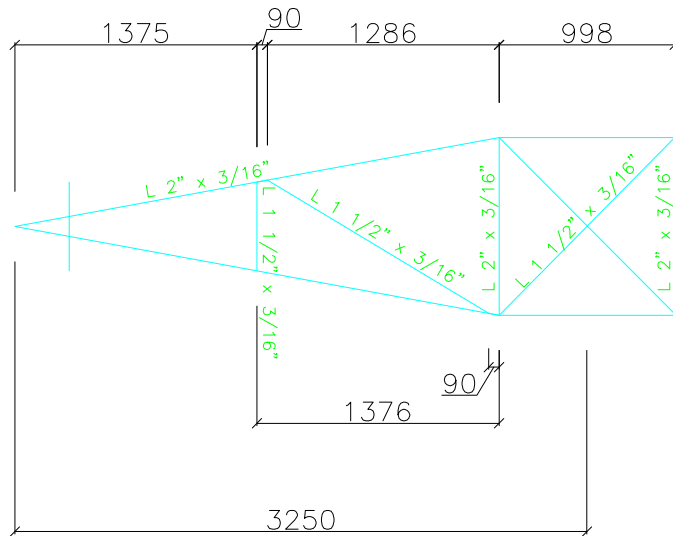


Figura 3.6 – Vista C-C da mísula (sem escala)



### 3.2 Parâmetros meteorológicos

Os dados de velocidade de vento foram obtidos de estações localizadas em aeroportos, que são controladas e gerenciadas pelo DECEA, vinculado ao Comando da Aeronáutica e ao Ministério da Defesa. Os dados providos pelo DECEA são coletados pelo Serviço Nacional de Proteção ao Voo nos aeroportos brasileiros. Leituras de velocidades do vento são realizadas a cada hora, sendo que, no caso de variações abruptas, picos de velocidade são registrados. As leituras incluem valores médios em 30 s e rajadas de 3 s. As rajadas são definidas como velocidades de vento que excedem em 60% a média sobre 30 s. Os dados são acessados por meio do banco de dados BDC, vinculado ao sistema de gestão do ICEA, para fins acadêmicos. Os números fornecidos pelas instituições são resultados da média aritmética de amostras coletadas em 10 minutos, com medições realizadas por equipamentos padronizados a 10 metros de altura.

As estações meteorológicas automáticas de aeroportos se justificam pelo fato de fornecerem dados mais recentes e mais confiáveis. Beck e Corrêa (2013) indicam que as estações localizadas em aeroportos são as mais apropriadas para a obtenção de valores extremos do vento. Os aeroportos se localizam em grandes regiões planas, o que favorece as leituras de velocidade, uma vez que são menos afetadas por obstáculos topográficos existentes nas redondezas das estações, além de serem locais com mais infraestrutura para manutenção dos equipamentos. Mesmo para essas estações, Padaratz (1977), Beck e Corrêa (2013) e Vallis, Loredou-Souza e Watrin (2017) discutem diferentes problemas associados às séries de velocidade anual disponíveis, como erros de leituras e mudanças no tipo de exposição devido ao desenvolvimento urbano, florestamento ou desflorestamento.

#### 3.2.1 Obtenção dos dados de estações meteorológicas

Selecionaram-se as três estações meteorológicas indicadas na Tabela 3.3, presentes em aeroportos localizados próximos de Rio Acima – MG. Na Figura 3.7, são apresentadas duas imagens aéreas de cada uma das estações selecionadas, sendo possível observar as características de relevo ressaltadas anteriormente.

#### 3.2.2 Cálculo dos parâmetros meteorológicos

As séries de dados históricas obtidas consistem em velocidades de vento máximas anuais registradas no período compreendido entre a data de início de operação da referida estação e 31/12/2018. Com base no procedimento estatístico da IEC 60826 (2017) descrito na subseção 2.5.6 e conforme Rolfseng, Fikke e Ghannoum (2005), determinaram-se as velocidades extremas de vento compreendendo os três níveis de confiabilidades recomendados pela norma – estabelecidos para períodos de recorrência de 50, 150 e 500 anos –, como demonstrado na Tabela 3.4. Neste estudo de caso, será tomado como ponto de partida o nível 1 de confiabilidade, dessa forma, a velocidade vento será adotada igual a 29,5 m/s. Este valor se mostra adequado, uma vez que está próximo dos valores obtidos no estudo sobre ventos extremos desenvolvido no projeto de P&D D 0592 "Desenvolvimento de estruturas para linhas de distribuição aéreas específicas, otimizadas para cada macrorregião de Minas Gerais, de acordo com a norma IEC 60826".

Tabela 3.3 – Estações meteorológicas do ICEA.

Aeroporto	Número Sinótico	ICAO	Latitude	Longitude	Altitude	Início da operação
Carlos Drummond de Andrade	83583	SBBH	19°51'0''S	43°57'0''W	777 m	1951
Carlos Prates	83571	SBPR	19°54'35.28''S	43°59'22.56''W	913 m	2000
Confins	83566	SBCF	19°38'9.24''S	43°58'1.2''W	827 m	1982

Fonte: ICEA

Tabela 3.4 – Resultados dos cálculos dos parâmetros meteorológicos.

Estação	$\bar{x}$	$\sigma$	$\delta$	$C_1$	$C_2$	$V$ (m/s)		
						50 anos	150 anos	500 anos
BH - SBBH	13.0	3.61	0.28	0.552678	1.177024	23.3	26.7	30.4
BH - SBPR	15.3	6.65	0.43	0.510045	1.009478	37.7	45.0	52.9
BH - SBCF	16.9	3.48	0.21	0.533191	1.100539	27.5	31.0	34.8
					Média	29.5	34.2	39.4

Figura 3.7 – Estações meteorológicas do ICEA.

Google Maps 19°51'00.0"S 43°57'00.0"W



(a) SBBH

Google Maps 19°51'00.0"S 43°57'00.0"W



(b) SBBH

Google Maps 19°54'35.3"S 43°59'22.6"W



(c) SBPR

Google Maps 19°54'35.3"S 43°59'22.6"W



(d) SBPR

Google Maps 19°38'09.2"S 43°58'01.2"W



(e) SBCF

Google Maps 19°38'09.2"S 43°58'01.2"W



(f) SBCF

Fonte: Google Maps, 2019

### 3.3 Hipóteses de carregamento

Tendo-se em vista a busca bibliográfica realizada e as recomendações dos diferentes autores apresentadas na subseção 2.4.4, serão propostas as seguintes hipóteses:

$$H_1(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) \quad (3.1)$$

$$H_2(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ai}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) \quad (3.2)$$

$$H_3(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) + K_l R_l \quad (3.3)$$

$$H_4(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t2} T(\varphi) + K_{vr} R_{vr} + K_{vm} PP_{op} \quad (3.4)$$

$$H_5(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) + K_l C \quad (3.5)$$

$$H_6(\varphi) = K_v PP + K_{t2} T(\varphi) \quad (3.6)$$

Sendo,

$K_v$	: Coef. de ponderação para as forças verticais;
$K_{t1}$	: Coef. de ponderação para as forças transversais devidas à ação do vento;
$K_{t2}$	: Coef. de ponderação para as forças transversais;
$K_l$	: Coef. de ponderação para as forças longitudinais;
$K_{vm}$	: Coef. de segurança vertical em montagem;
$K_{vr}$	: Coef. de segurança vertical em montagem com roldana;
$PP$	: Peso próprio da estrutura de suporte e dos componentes mecânicos vinculados a esta;
$PP_{op}$	: Peso próprio dos operários com ferramentas;
$R$	: Força de tração no cabo intacto após o rompimento do cabo adjacente;
$C$	: Força de tração no cabo após o tombamento da torre adjacente;
$R_{vr}$	: Força vertical de montagem em roldana;
$V_{ex}(\theta, \phi)$	: Ação devido à atuação de ventos extremos;
$V_{ai}(\theta, \phi)$	: Ação devido à atuação de alta intensidade;
$\theta$	: Ângulo de incidência do vento em relação à LT;
$\phi$	: Ângulo de desvio da LT;
$T(\phi)$	: Ação devido à componente transversal da força de tração dos cabos.

Conforme a nomenclatura técnica adotada pelo CIGRE, as hipóteses que apresentarem a ação de ventos extremos estarão associadas aos ventos sinóticos, e aquelas que apresentarem ventos de alta intensidade (“*High-intensity wind HIW*”) estarão associadas aos ventos originários em Tormentas TS.

#### 3.3.1 Hipótese 1: Cabos intactos com ventos extremos

$$H_1(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi)$$

Hipótese que busca prever a ação devida ao vento extremo correspondente a um dos níveis de confiabilidade estabelecidos pela IEC 60826 (2017). Como mencionado anteriormente, para este estudo de caso será tomado como ponto de partida o nível 1 de confiabilidade. São considerados os cabos e isoladores vinculados à estrutura de suporte, sendo os cabos tracionados com 20% da



tensão de ruptura e adotados com o vão total. Seguindo a metodologia descrita na subseção 2.5.5 para obtenção da ação do vento, as forças resultantes são calculadas em função do ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) em relação à LT e do ângulo de desvio ( $\phi$ ) da linha (Figura 3.18).

### 3.3.2 Hipótese 2: Cabos intactos com ventos de alta intensidade

$$H_2(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ai}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi)$$

Hipótese que busca prever a ação de ventos violentos originários de Tormentas TS. Tendo-se em vista o caráter severo e a atuação localizada dessa ação, optou-se nesse trabalho por adotar a metodologia aproximada “*wind on all*”, investigada pelo CIGRE na publicação CIGRE TB 350 (2008), consistindo na consideração de uma pressão dinâmica de vento constante ao longo da altura aplicada sobre a torre e os componentes mecânicos, calculada utilizando uma velocidade igual a 50 m/s. Nessa hipótese são considerados os cabos e isoladores vinculados à estrutura de suporte, sendo os cabos tracionados com 20% da tensão de ruptura e adotados com o vão efetivo de 25% do total. As forças resultantes são calculadas em função do ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) em relação à LT e do ângulo de desvio ( $\phi$ ) da linha (Figura 3.18).

### 3.3.3 Hipótese 3: Cabo para-raios ou condutor rompido com vento reduzido

$$H_3(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) + K_l R_l$$

Hipótese que busca prever o efeito de rompimento dos cabos condutores ou para-raios em qualquer posição, atuando simultaneamente à ação reduzida do vento extremo correspondente a um dos níveis de confiabilidade estabelecidos pela IEC 60826 (2017). Nessa hipótese são considerados os cabos e isoladores vinculados à estrutura de suporte, sendo os cabos tracionados com 20% da tensão de ruptura e adotados com o vão total. Seguindo a metodologia descrita na subseção 2.5.5 para obtenção da ação do vento, as forças resultantes são calculadas em função do ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) em relação à LT e do ângulo de desvio ( $\phi$ ) da linha (Figura 3.18).

### 3.3.4 Hipótese 4: Construção e montagem

$$H_4(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t2} T(\varphi) + K_{vr} R_{vr} + K_{vm} PP_{op}$$

Hipótese que busca prever as forças devidas aos procedimentos de montagem da LT, em que operários, associados a ferramentas, ou equipamentos de tracionamento para esticamento dos cabos, estarão vinculados à estrutura de suporte.

### 3.3.5 Hipótese 5: Contenção do efeito cascata

$$H_5(\theta, \varphi) = K_v PP + K_{t1} V_{ex}(\theta, \varphi) + K_{t2} T(\varphi) + K_l C$$

Hipótese que busca prever a ocorrência de forças longitudinais nos cabos condutores e para-raios devido ao tombamento de uma torre adjacente, atuando simultaneamente à ação reduzida do

vento extremo correspondente a um dos níveis de confiabilidade estabelecidos pela IEC 60826 (2017). Nessa hipótese são considerados os cabos e isoladores vinculados à estrutura de suporte, sendo os cabos tracionados com 20% da tensão de ruptura. As forças resultantes são calculadas em função do ângulo de incidência do vento ( $\theta$ ) em relação à LT e do ângulo de desvio ( $\phi$ ) da linha (Figura 3.18).

### 3.3.6 Hipótese 6: Estado Limite de Serviço

$$H_6(\varphi) = K_v PP + K_{t2} T(\varphi)$$

Hipótese que busca verificar o desempenho da estrutura em serviço quanto a ocorrência de deformações excessivas, considerando a atuação das solicitações permanentes e de longa duração sobre a estrutura, como a massa dos elementos estruturais da torre, ferragens e cabos, e as solicitações de tração dos cabos sobre as mísulas, sendo os cabos tracionados com 20%. As forças resultantes são calculadas considerando o ângulo de desvio ( $\phi$ ) da linha. Vale ressaltar que as premissas adotadas nessa hipótese de ELS se encontram em consonância com a versão R27 do projeto da norma ABNT NBR 8850 (2005), a qual apresenta as seguintes recomendações:

As árvores de carregamento correspondentes ao estado limite de utilização, normalmente especificadas para verificação da deformação das torres, caracterizam as ações de longa duração, em condições EDS. Para este estado, as forças de peso e de tração de cabos em ângulo ou fim de linha, sem vento, são utilizadas nos seus valores nominais, sem coeficientes de majoração ou minoração.

## 3.4 Coeficientes de segurança das forças

Segundo Gontijo (1994), os coeficientes de ponderação adotados para a ação do vento nas estruturas variam de acordo com a especificação do cliente. Para fins de investigação, neste trabalho serão consideradas as forças com seus valores característicos, com exceção das forças verticais, as quais terão um coeficiente de ponderação que buscará levar em conta a influência das chapas de ligações, parafusos, arruelas e outras ferragens necessárias para conectar os componentes mecânicos à estrutura de suporte. Para tanto, será adotada a recomendação da norma brasileira ABNT NBR 5422 (1985), a qual sugere um coeficiente de 1,15 para as hipóteses que utilizam o vão gravante máximo, e sugere 1,0 para as que utilizam o vão gravante mínimo. Como não se investigará a capacidade resistente das fundações, somente será considerado o valor de 1,15. A Tabela 3.5 apresenta os coeficientes adotados neste trabalho.

Tabela 3.5 – Coeficientes de segurança adotados no presente trabalho.

Forças	Coeficiente de Segurança	Valor
Verticais	$K_v$	1,15
Transversais devidas ao vento	$K_{t1}$	1,0 ou 0,36
Transversais devidas à tração	$K_{t2}$	1,0
Longitudinais	$K_l$	1,0
Construção e montagem	$K_{vm}$ e $K_{vr}$	1,0

Outros coeficientes adotados e necessários aos cálculos das forças são:

- Coeficiente  $Z$  referente à Equação 2.17, o qual será adotado igual a 0,7 para condutores e a 1,0 para para-raios;
- Termo  $\cos \alpha$  referente à Equação 2.18, o qual será adotado igual a 0,316.

### 3.5 Coeficiente de minoração da resistência

Conforme as recomendações da IEC 60826 (2017), para dimensionamento da torre será adotado o coeficiente global de minoração conforme descrito na subseção 2.5.4.1. Para tanto, serão considerados os valores padrões dos coeficientes parciais recomendados pela norma. No caso do coeficiente  $\phi_Q$ , escolheu-se um valor que busca levar em consideração o caráter antigo da torre e as possíveis existências de imprecisões no projeto e montagem, dessa forma,  $\phi_Q$  será adotado igual a 0,90, correspondente ao nível regular de qualidade.

$$\begin{aligned}\phi_R &= \phi_N \phi_S \phi_Q \phi_C \\ \phi_R &= 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,9 \cdot 1,0 \\ \phi_R &= 0,9\end{aligned}\tag{3.7}$$

Em se tratando de uma torre de suspensão, o valor obtido se encontra em consonância com a versão R27 da proposta de revisão para a norma ABNT NBR 8850 (2005), a qual apresenta a seguinte recomendação:

Para dimensionamento ou verificação dos diferentes elementos de torres com configuração geométrica usual, para os estados limites últimos, devem ser utilizados os seguintes fatores de minoração da resistência limite (ou característica):

a) Para torre projetada e testada através de protótipo conforme ABNT NBR 8842, incluindo as partes da torre que não fazem parte do protótipo testado:

$$\phi_R = 0,93;$$

b) Para torre projetada sem teste de protótipo:

$$\phi_R = 0,90 \text{ para torres de suspensão;}$$

$$\phi_R = 0,85 \text{ para torres de ancoragem;}$$

$$\phi_R = 0,80 \text{ para torres especiais.}$$

Segundo a ABNT NBR 8850 (2005), o valor de  $\phi_R$  foi estabelecido a partir de estudos realizados em ensaios de protótipos de torres metálicas treliçadas testadas no Brasil. Os estudos mencionados estão reportados no trabalho de Riera et al. (1990), destacando-se que a resistência das torres seguem uma distribuição lognormal, com resistência média de 104,6% obtida para as torres testadas, tendo como referência a resistência  $R_k$  da(s) barra(s) crítica(s) normalizada em 100% e o coeficiente de variação da resistência encontrado de 8,9%. Este valor de  $\phi_R$  considera um limite de exclusão de 10%.

### 3.6 Verificação estrutural

Conforme as recomendações da IEC 60826 (2017), os elementos estruturais da torre 50 serão verificados para o ELU, e, posteriormente, para o ELS.

No ELU, o procedimento de verificação da torre consiste no processamento de análises estruturais para cada hipótese estabelecida e cálculo dos índices de utilização. Em cada análise serão extraídas as forças normais das barras do modelo estrutural da torre, as quais terão seus valores divididos pelo limite de resistência, calculado seguindo a metodologia exposta na seção 2.6, resultando no índice de utilização da barra. Para a avaliação da integridade estrutural, estipulou-se que os índices com valores acima de 1,0 denotem elementos com índices de utilização insatisfatórios, ou com a resistência abaixo do esforço solicitante, e com valores abaixo de 1,0, denotem elementos com índices de utilização satisfatórios, ou com a resistência acima do esforço solicitante.

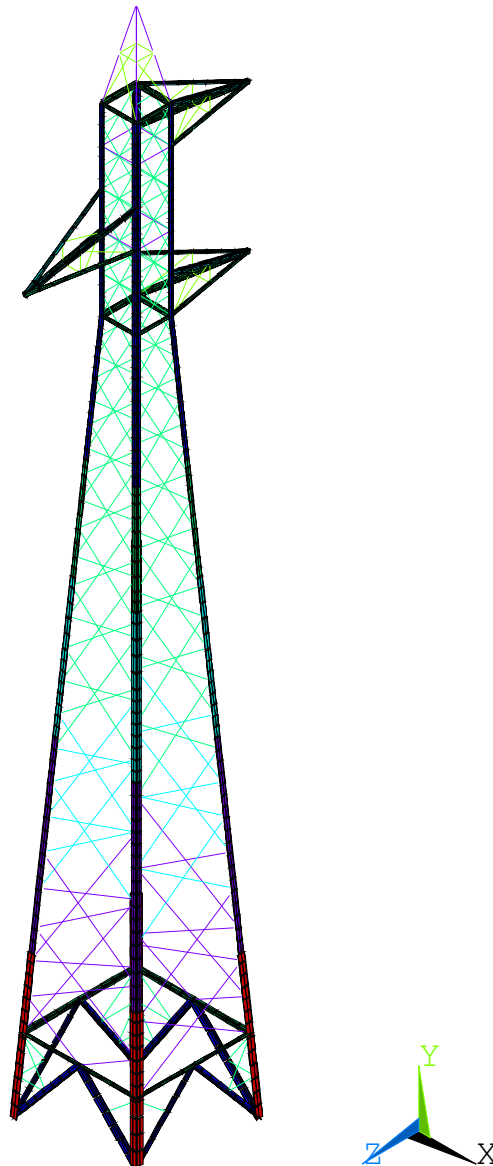
A exposição dos resultados obtidos em cada hipótese será feita por meio da geração de uma figura ilustrando em cada barra as forças atuantes, uma figura ilustrando em cada barra os valores dos índices de utilização e uma tabela resumindo os elementos estruturais com índices de utilização insatisfatórios.

No ELS, será realizada uma análise estrutural considerando a hipóteses 6 de ações, objetivando-se a determinação dos deslocamentos laterais máximos no topo do modelo numérico da torre.

### 3.7 Modelo numérico desenvolvido

Com auxílio do pacote comercial *ANSYS v. 19.2* versão estudantil, desenvolveu-se um modelo tridimensional em elementos finitos contemplando isoladamente a estrutura da torre 50, baseada nas especificações técnicas contidas no trabalho de Carvalho (2010). Na modelagem estrutural foram adotados elementos finitos de viga *BEAM188*, os quais possuem seis graus de liberdade por nó (três translações e três rotações), e elementos finitos de treliça *LINK180*, os quais possuem três graus de liberdade por nó (três translações). Para a representação dos elementos das colunas/montantes, adotou-se o elemento *BEAM188*, e para as diagonais, o elemento *LINK180*. A Figura 3.8 ilustra essas situações, permitindo a visualização dos elementos *BEAM188* na forma extrudada e os elementos *LINK180* degenerados a linhas.

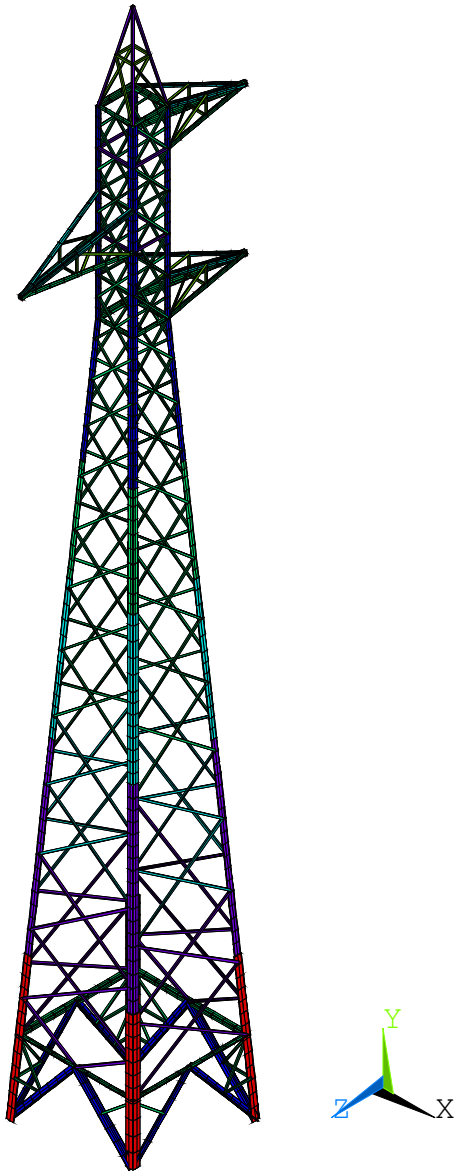
Figura 3.8 – Vista isométrica do modelo numérico.



As Figuras 3.9a – 3.9b apresentam as vistas tridimensionais da torre, com os elementos finitos apresentados na forma extrudada, as Figuras 3.10a – 3.10d apresentam as vistas laterais da torre e a Figura 3.11 apresenta a vista superior da torre.

Figura 3.9 – Vistas tridimensionais do modelo numérico.

(a) Vista isométrica.



(b) Vista oblíqua.

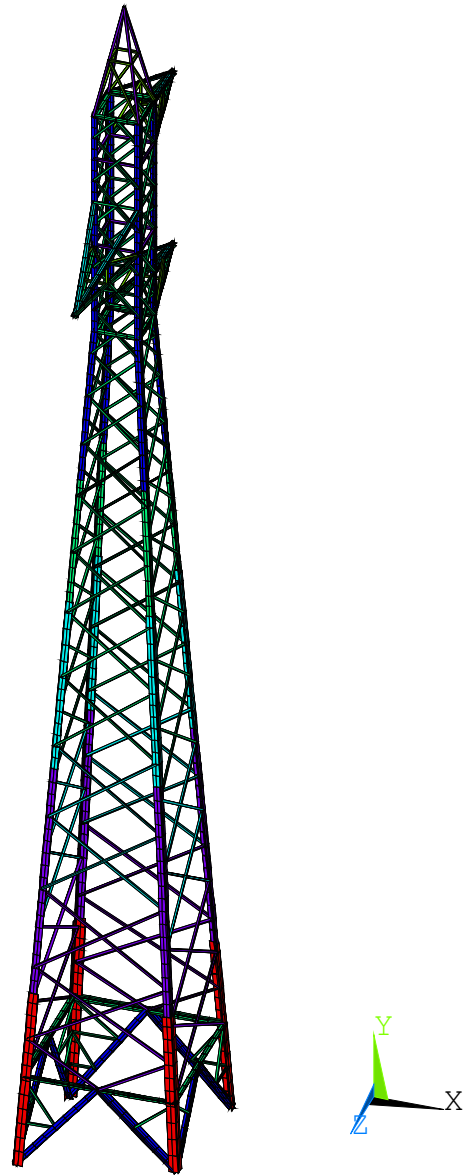


Figura 3.10 – Vistas laterais do modelo numérico.

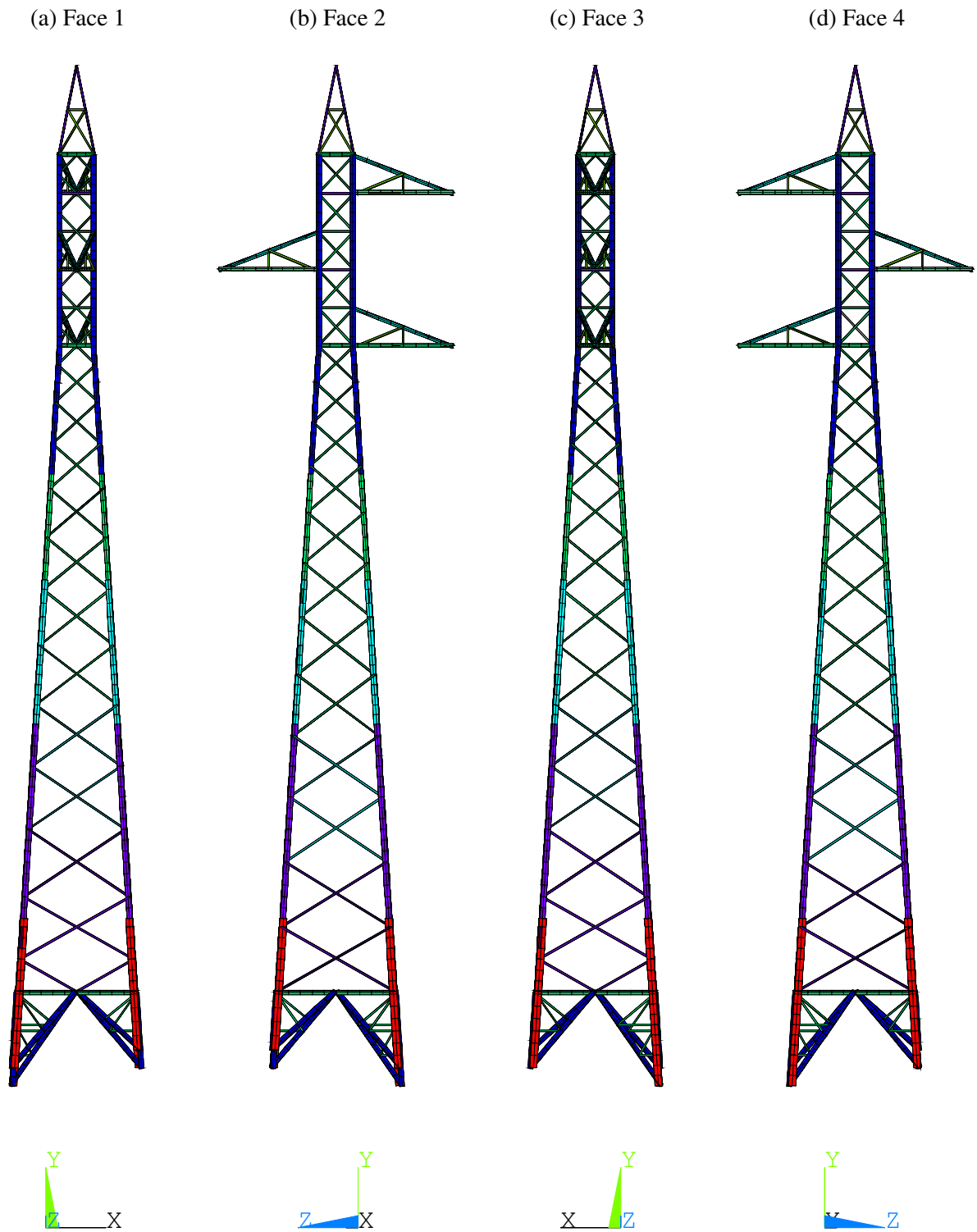


Figura 3.11 – Vista superior do modelo numérico.

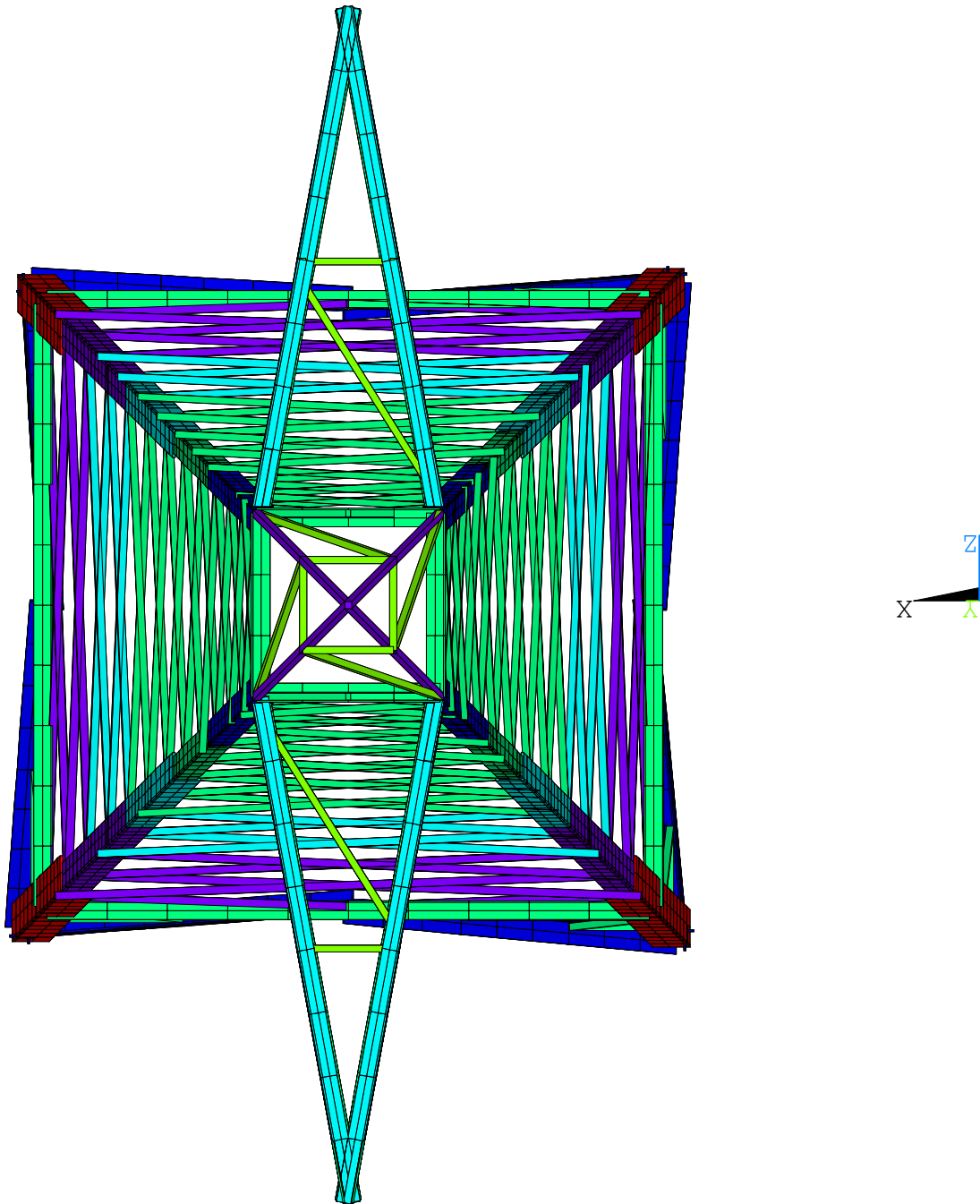






Figura 3.13 – Numeração das barras da face 2 do modelo numérico.

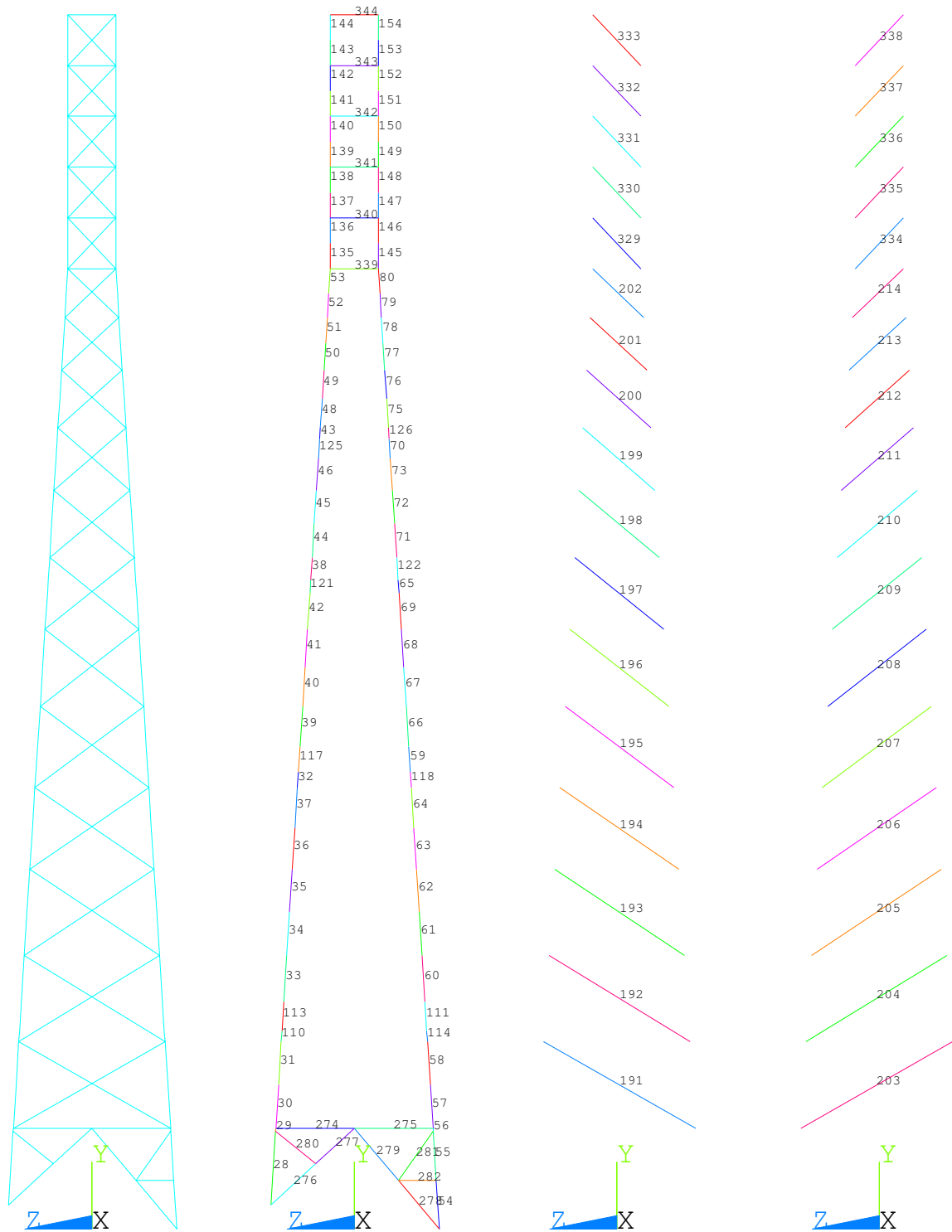


Figura 3.14 – Numeração das barras da face 3 do modelo numérico.

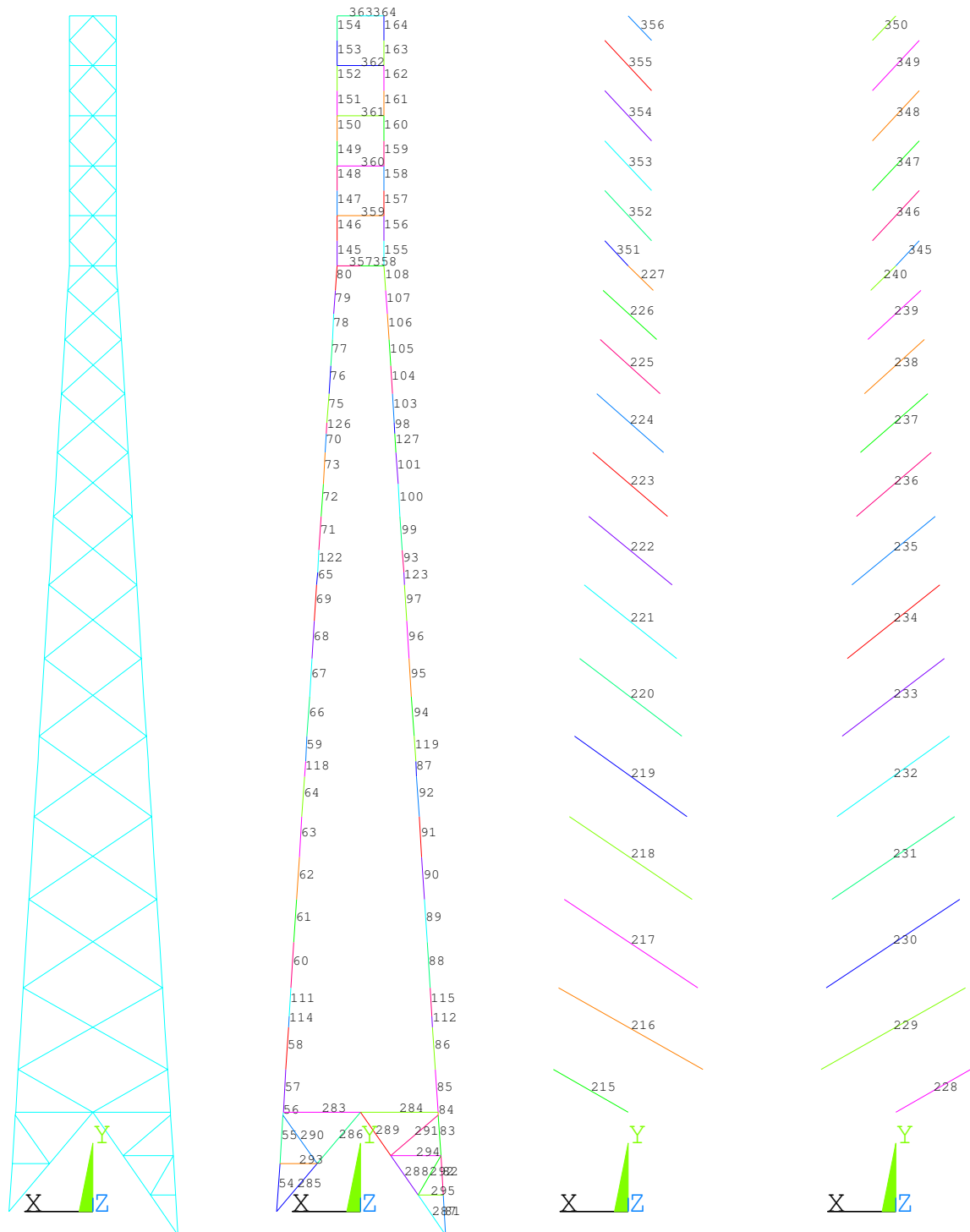
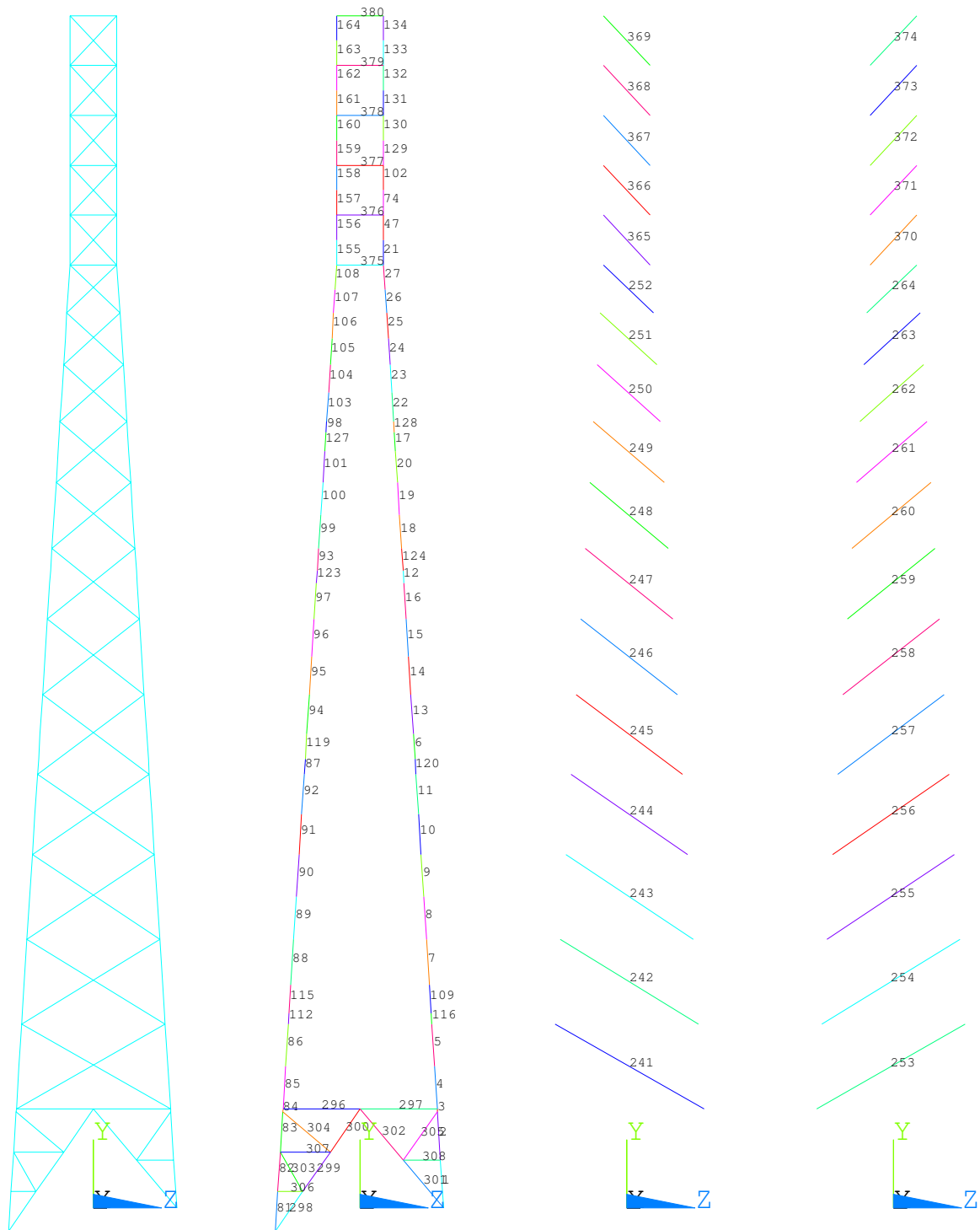
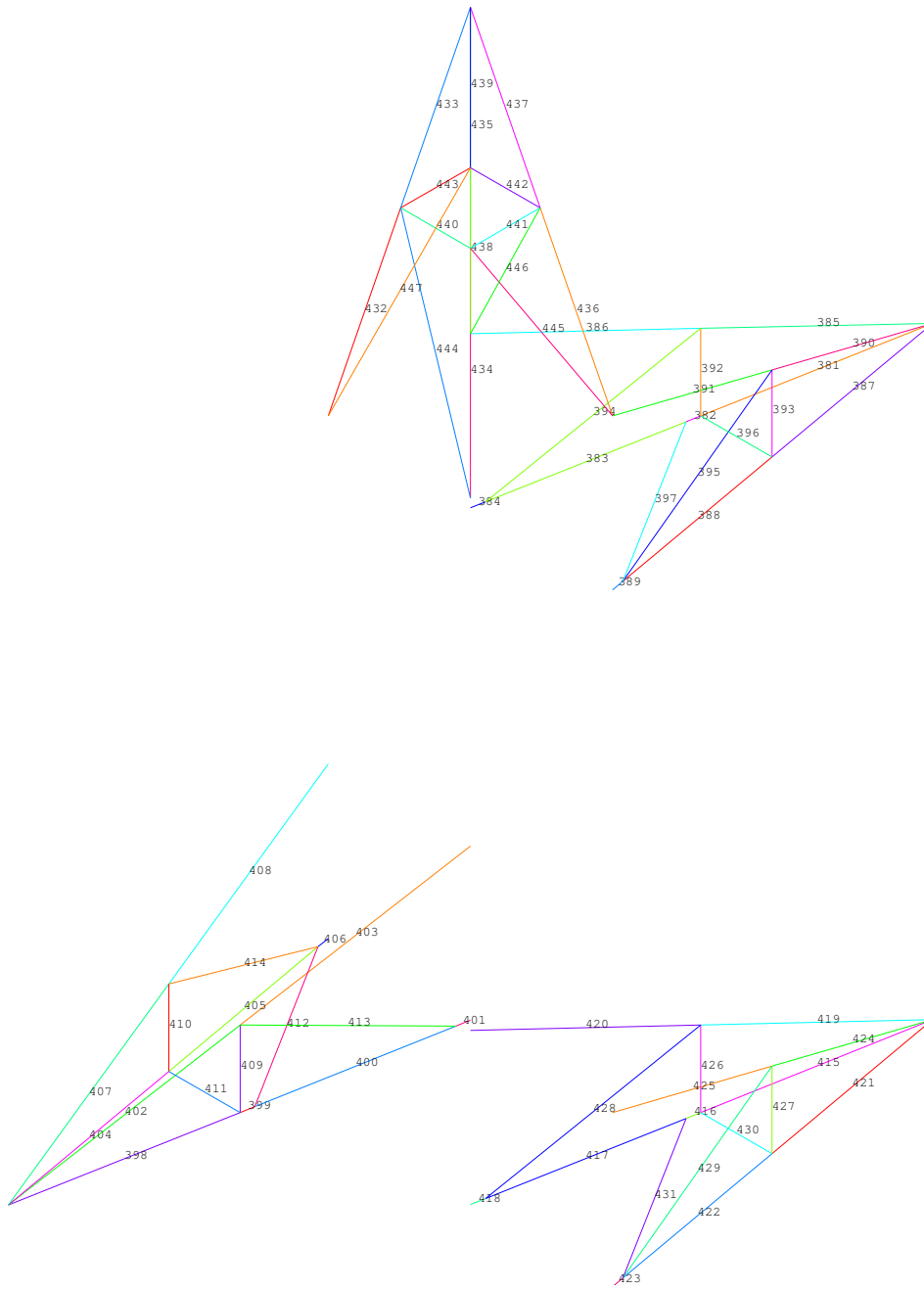


Figura 3.15 – Numeração das barras da face 4 do modelo numérico.



Na Figura 3.16 são apresentadas as numerações das barras localizadas nas mísulas.

Figura 3.16 – Numeração das barras das mísulas do modelo numérico.



### 3.8 Condições de contorno do modelo numérico

O modelo numérico contempla a torre 50 de forma isolada, com as forças oriundas dos isoladores e cabos aplicadas nas extremidades das mísulas, correspondentes ao local de fixação dos componentes mecânicos, como indicado na Figura 3.17a. A Figura 3.18 ilustra o procedimento de aplicação das forças estáticas equivalentes de vento sobre cabos, as quais são transferidas para as extremidades das mísulas conforme a Equação 2.16. De forma análoga, realizam-se os cálculos das forças para os isoladores e para a torre, levando-se em conta as particularidades de cada caso.

As forças atuantes na torre são aplicadas distribuídamente sobre os nós do modelo, como indicado na Figura 3.17b. As forças que atuam sobre a torre são principalmente devido ao vento e calculadas conforme o método descrito na subseção 2.5.5, procedendo-se a subdivisão da torre em painéis a cada 5 metros de altura, como descrito no trabalho de Carvalho (2010). As bases da torre foram modeladas como rótulas fixas, restringindo os deslocamentos nas direções x y e z.

Figura 3.17 – Aplicação das forças sobre o modelo numérico.

(a) Forças aplicadas nas mísulas.

(b) Forças aplicadas na estrutura da torre.

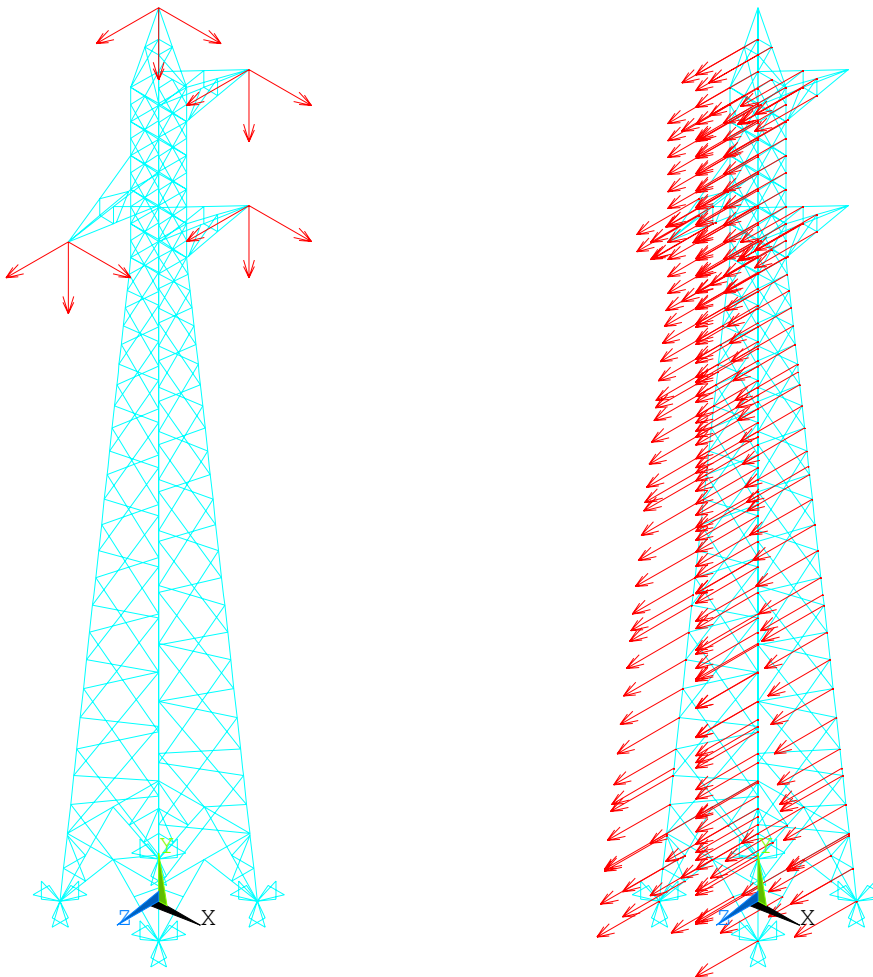
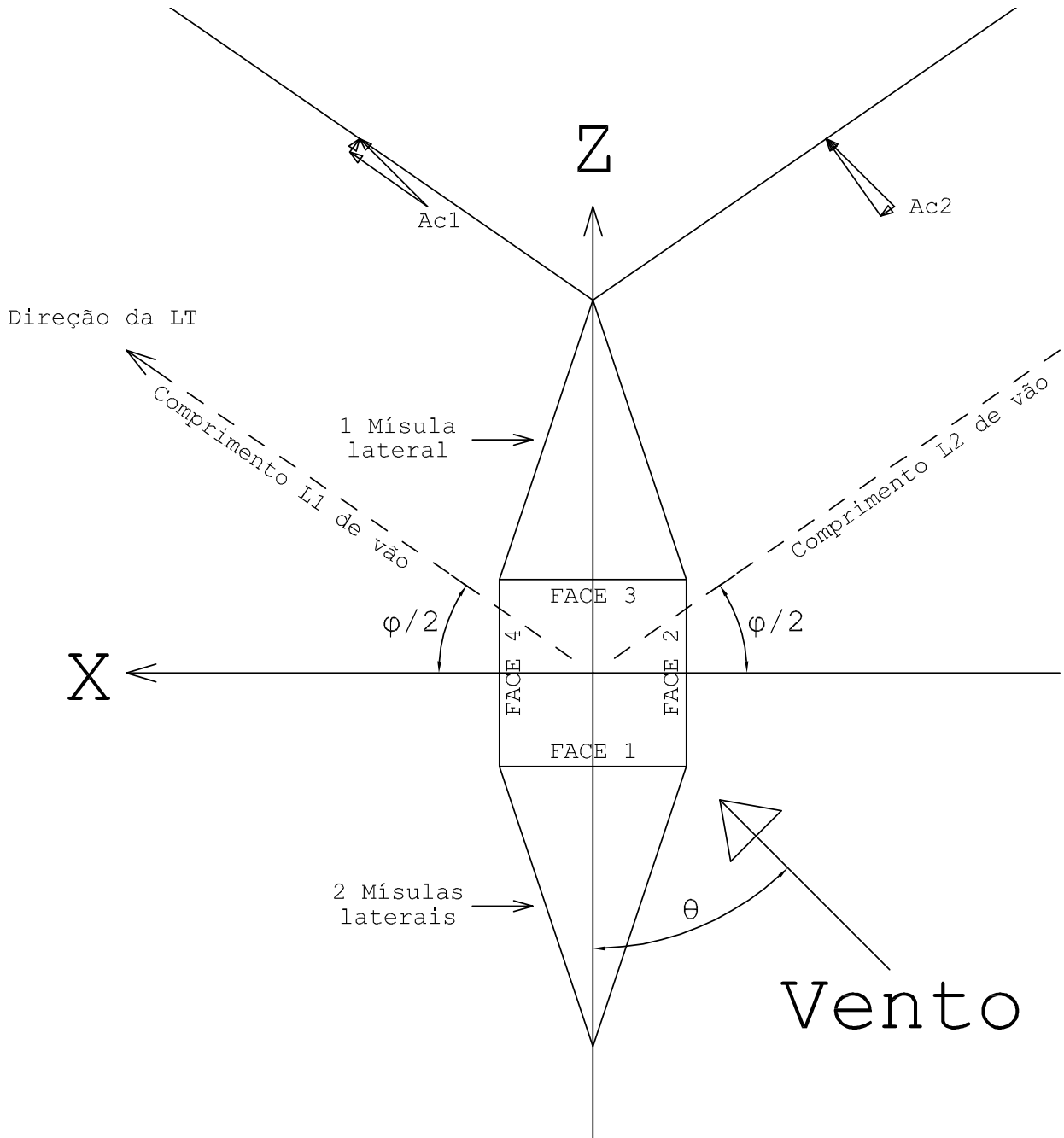


Figura 3.18 – Eixos de referência da torre 50.



# 4.

## RESULTADOS

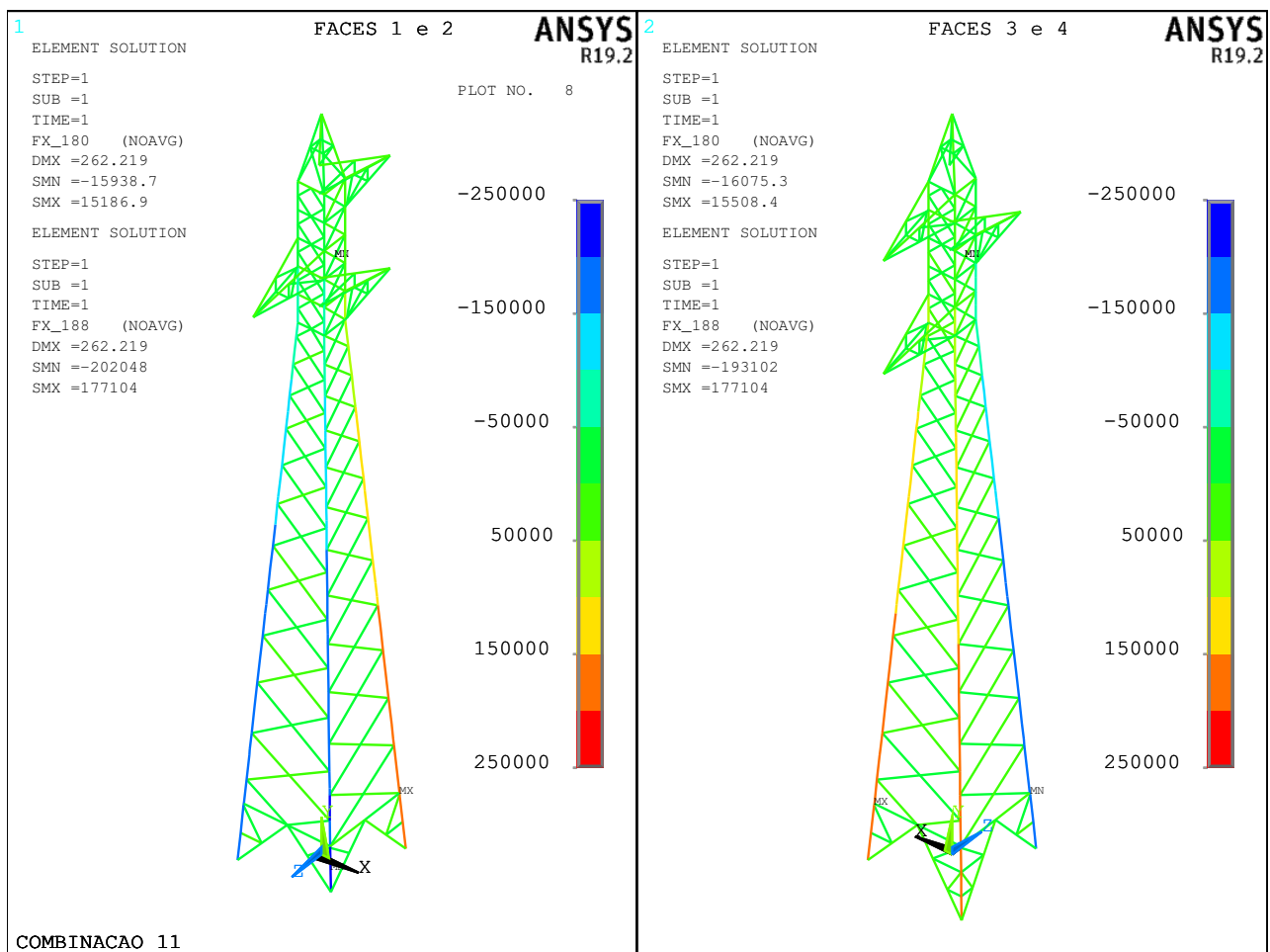
### 4.1 Esforços solicitantes e índices de utilização da torre

#### 4.1.1 Hipótese 1: Cabos intactos com vento extremo

Essa hipótese foi analisada considerando o vento incidindo a  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$ .

A Figura 4.1 apresenta os esforços solicitantes obtidos para o caso do vento incidindo a  $0^\circ$ .

Figura 4.1 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 1 com vento a  $0^\circ$ .



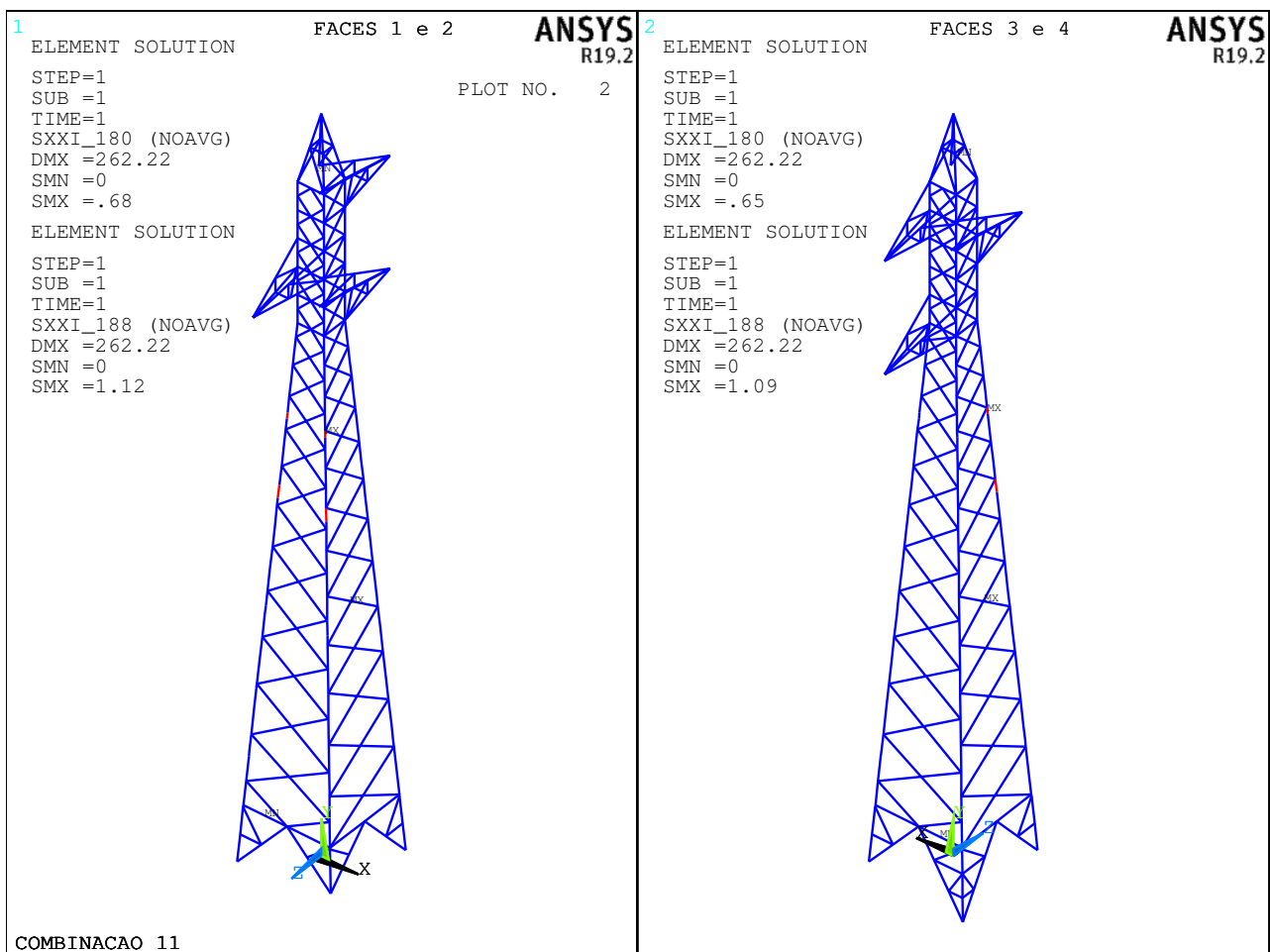
Essa hipótese apresentou índices satisfatórios para as diagonais, sendo o maior valor observado igual a 0,68, e índices insatisfatórios para os montantes, sendo os maiores índices observados apresentados na Tabela 4.1.



Tabela 4.1 – Índices máximos de utilização dos montantes sujeitos à hipótese 1.

Ângulo do vento	Numeração da Barra	Bitola da Seção Transversal	Índice de Utilização
$\theta = 0^\circ$	38	L 2 1/2" x 1/4"	1,07
	43	L 2 1/2" x 3/16"	1,12
	124	L 2 1/2" x 1/4"	1,03
	128	L 2 1/2" x 3/16"	1,09
$\theta = 15^\circ$	38	L 2 1/2" x 1/4"	1,07
	43	L 2 1/2" x 3/16"	1,12
	128	L 2 1/2" x 3/16"	1,01
$\theta = 30^\circ$	43	L 2 1/2" x 3/16"	1,03

Na Figura 4.2 apresentam-se os índices de utilização para o caso do vento incidindo a  $0^\circ$ . A escala gráfica adotada denota a cor azul para as barras com índices satisfatórios, e vermelho para índices insatisfatórios. Na mesma figura, é possível verificar em vermelho as barras 38, 43, 124 e 128 correspondentes aos montantes críticos apresentados na tabela Tabela 4.1.

Figura 4.2 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 1 considerando vento a  $0^\circ$ .

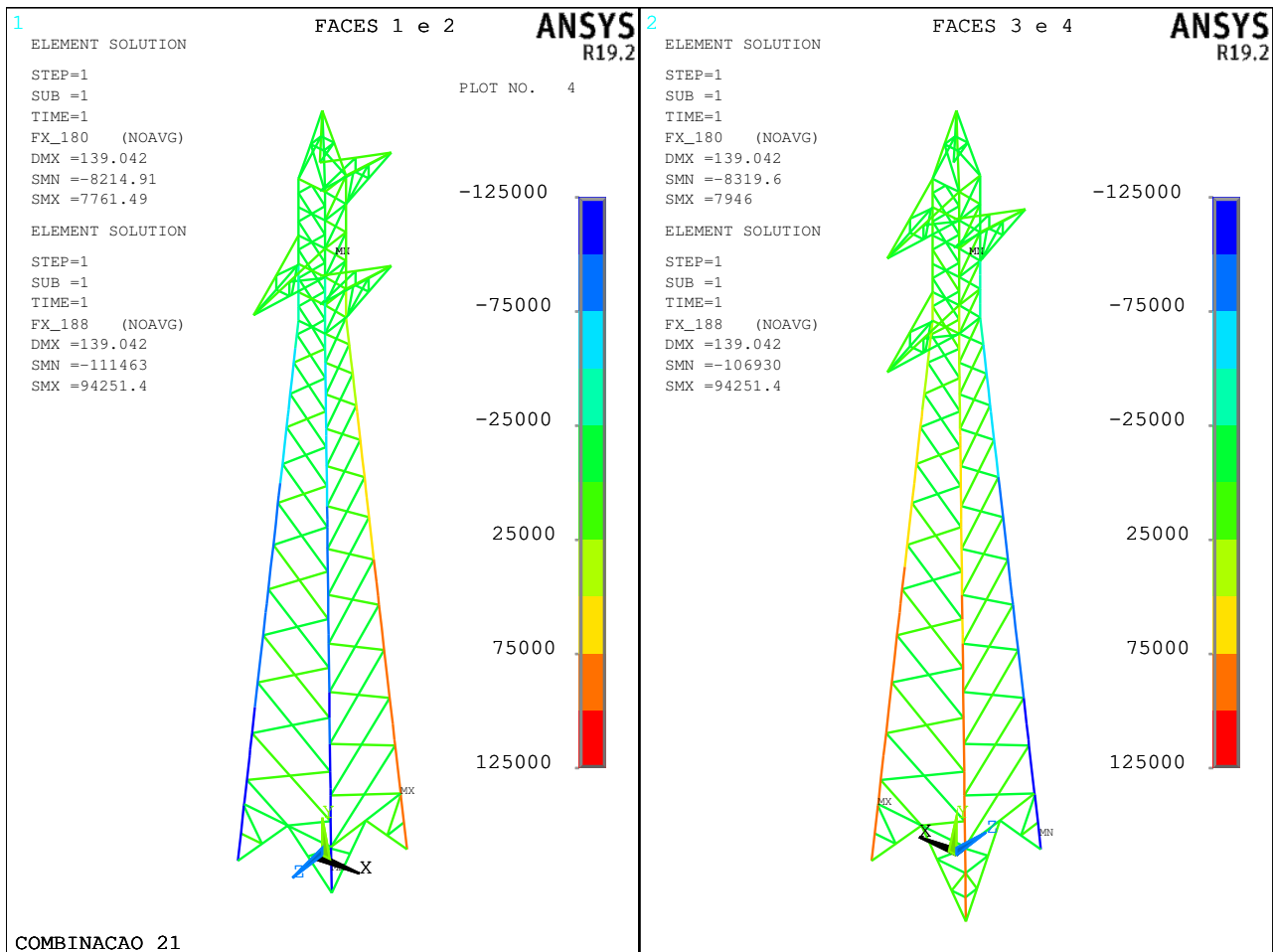
Para a hipótese em questão considerando o vento incidindo a  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$ , todos os índices apresentaram valores satisfatórios.

#### 4.1.2 Hipótese 2: Cabos intactos com vento de alta intensidade

Assim como na hipótese anterior, a hipótese 2 foi analisada considerando o vento incidindo a  $0^\circ$ ,  $15^\circ$ ,  $30^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $60^\circ$  e  $90^\circ$ .

A Figura 4.3 apresenta os esforços solicitantes obtidos para o caso do vento incidindo a  $0^\circ$ .

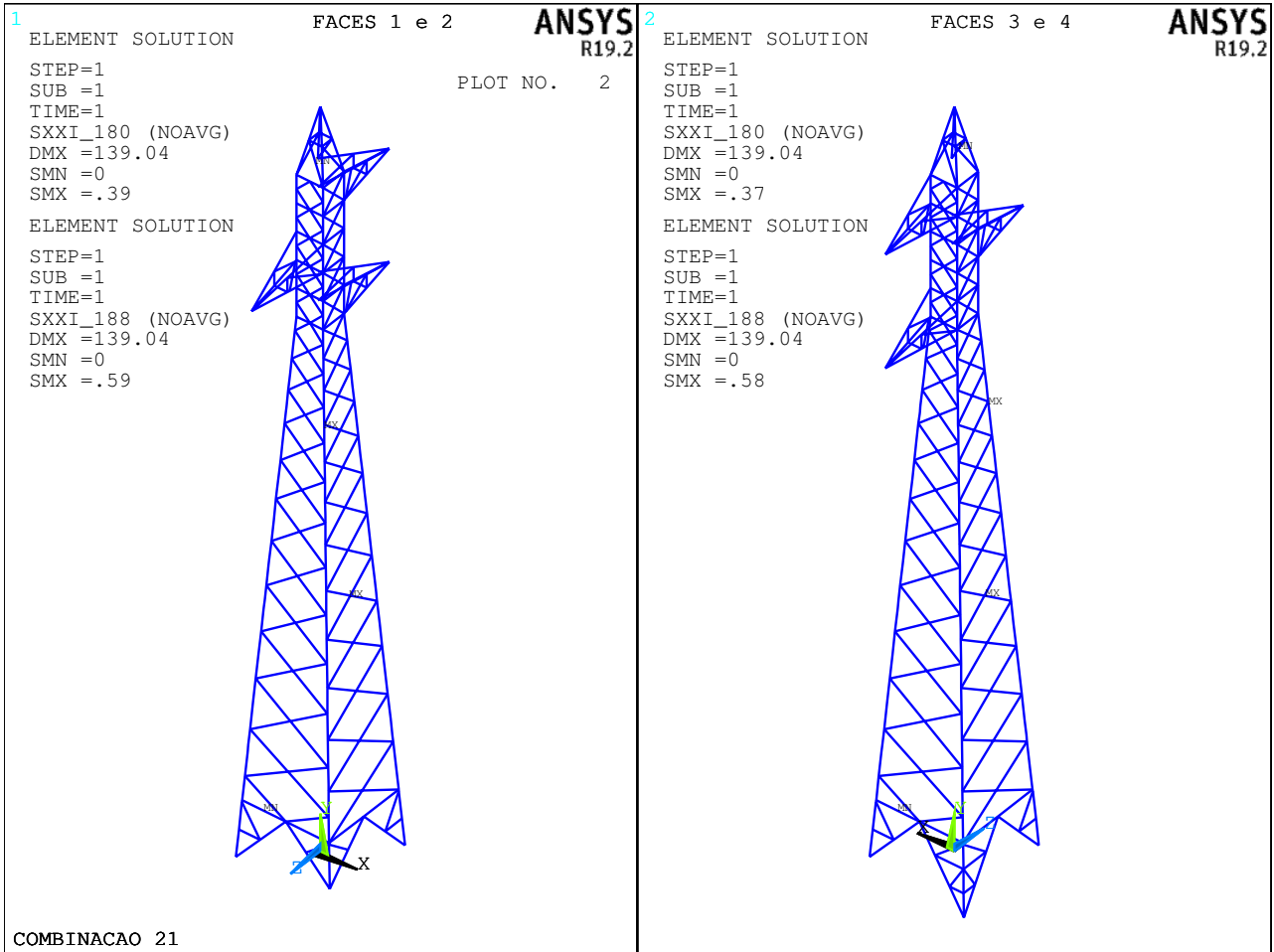
Figura 4.3 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 2 com vento reduzido a  $0^\circ$ .



A torre não apresentou índices de utilização insatisfatórios nessa hipótese. No caso dos montantes, o maior índice observado foi de 0,59, e para as diagonais, 0,39.

Na Figura 4.4 apresentam-se os índices de utilização para o caso do vento incidindo a  $0^\circ$ .

Figura 4.4 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 2 com vento a 0°.



#### 4.1.3 Hipótese 3: Cabo para-raios ou condutor rompido com vento reduzido

Essa hipótese foi analisada considerando o rompimento isolado dos cabos em cada uma das posições dos condutores e para-raios, e o rompimento simultâneo dos cabos condutores correspondentes às duas mísulas laterais, sendo em todos os casos considerada a atuação de vento reduzido a  $0^\circ$ .

##### 4.1.3.1 Rompimento de cabo em uma posição

A análise não apresentou índices de utilização insatisfatórios considerando o rompimento individual de um dos cabos condutores ou para-raios.

##### 4.1.3.2 Rompimento de cabo em duas posições

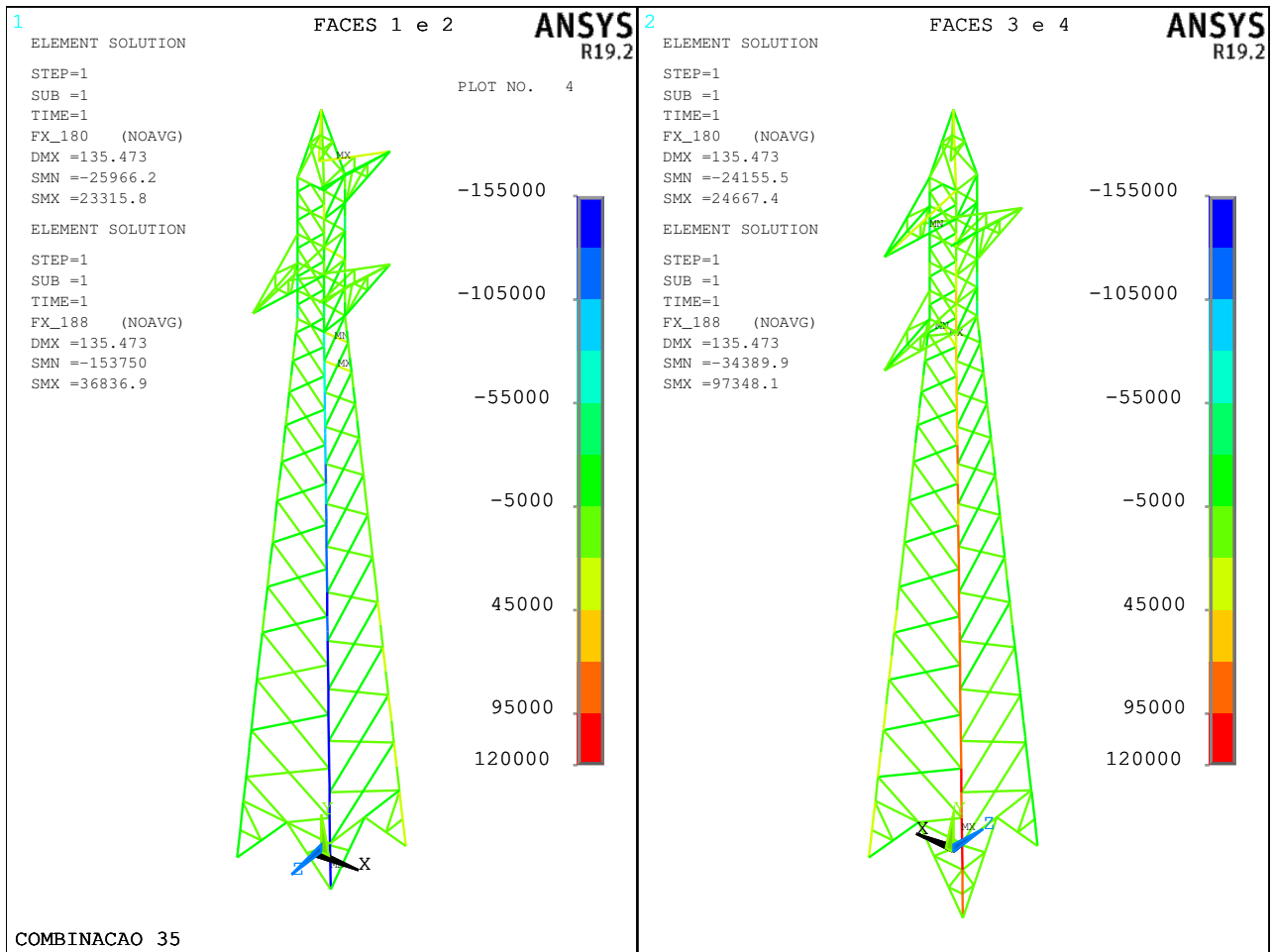
Considerando o rompimento simultâneo dos dois condutores laterais, duas diagonais apresentaram índices insatisfatórios e estão registradas na Tabela 4.2. Nesse mesmo caso, o maior índice observado para os montantes foi de 0,86.

Tabela 4.2 – Índices máximos de utilização das diagonais sujeitas à hipótese 3.

Ângulo do vento	Numeração da Barra	Bitola da Seção Transversal	Índice de Utilização
$\theta = 0^\circ$	207	L 1 1/2" x 3/16"	1,11
	208	L 1 1/2" x 3/16"	1,06

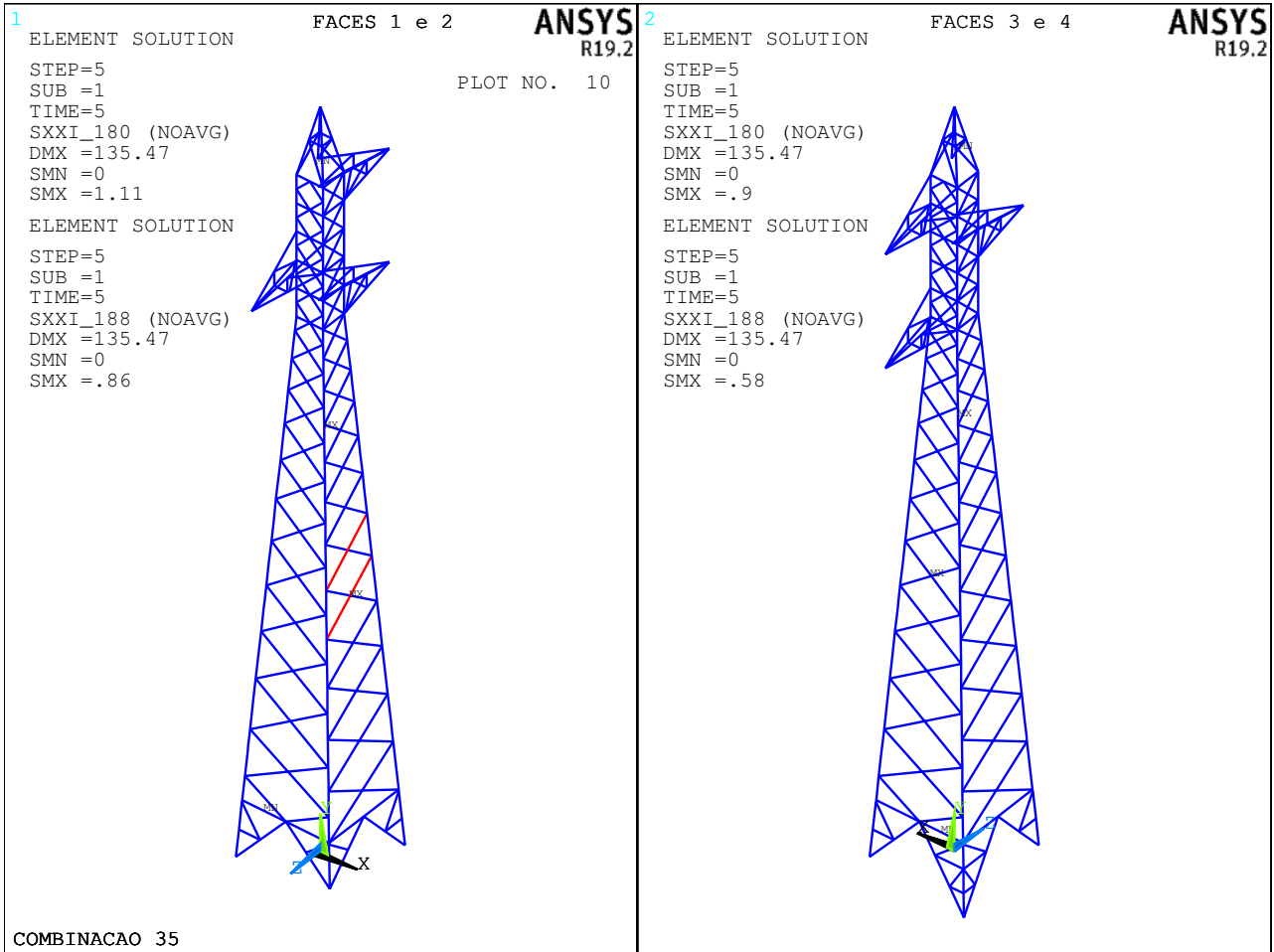
A Figura 4.5 apresenta os esforços solicitantes obtidos para a hipótese 3 considerando o rompimento do cabo nas duas posições laterais.

Figura 4.5 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 3 com vento reduzido a 0°.



Na Figura 4.6, apresentam-se os índices de utilização para a hipótese 3 considerando o rompimento simultâneo dos dois condutores laterais com vento reduzido incidindo a 0°, sendo possível verificar em vermelho as barras 207 e 208 das diagonais críticas.

Figura 4.6 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 3 com vento reduzido a 0°.

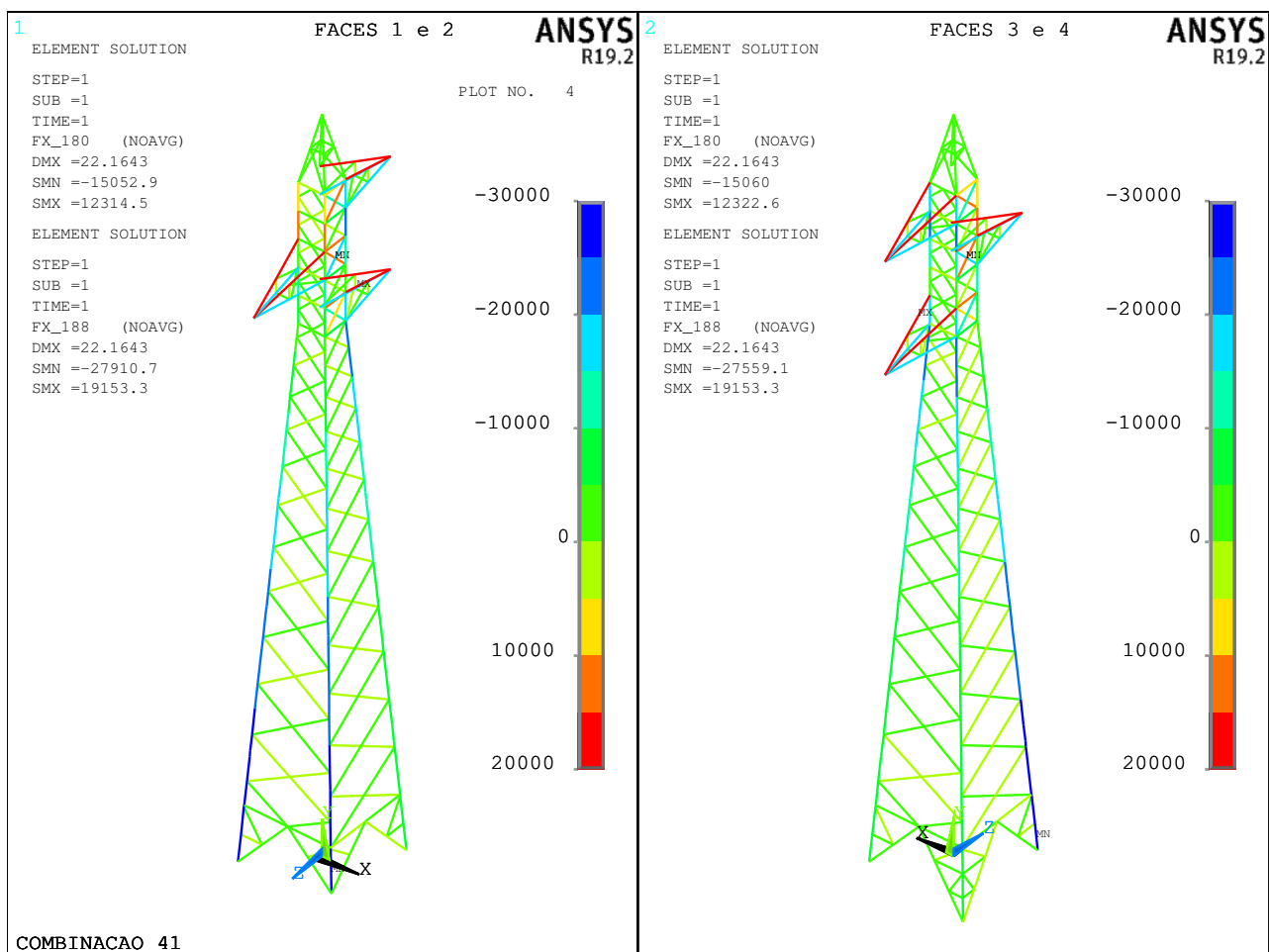


#### 4.1.4 Hipótese 4: Construção e montagem

Essa hipótese foi analisada considerando um caso com a ação máxima vertical de montagem atuando nos quatro pontos de fixação dos componentes mecânicos, e um caso com carga vertical máxima de desbalanceamento, o qual envolveu as aplicações das ações somente nas duas mísulas laterais.

A Figura 4.7 apresenta os esforços solicitantes obtidos para o caso com a ação máxima vertical de montagem.

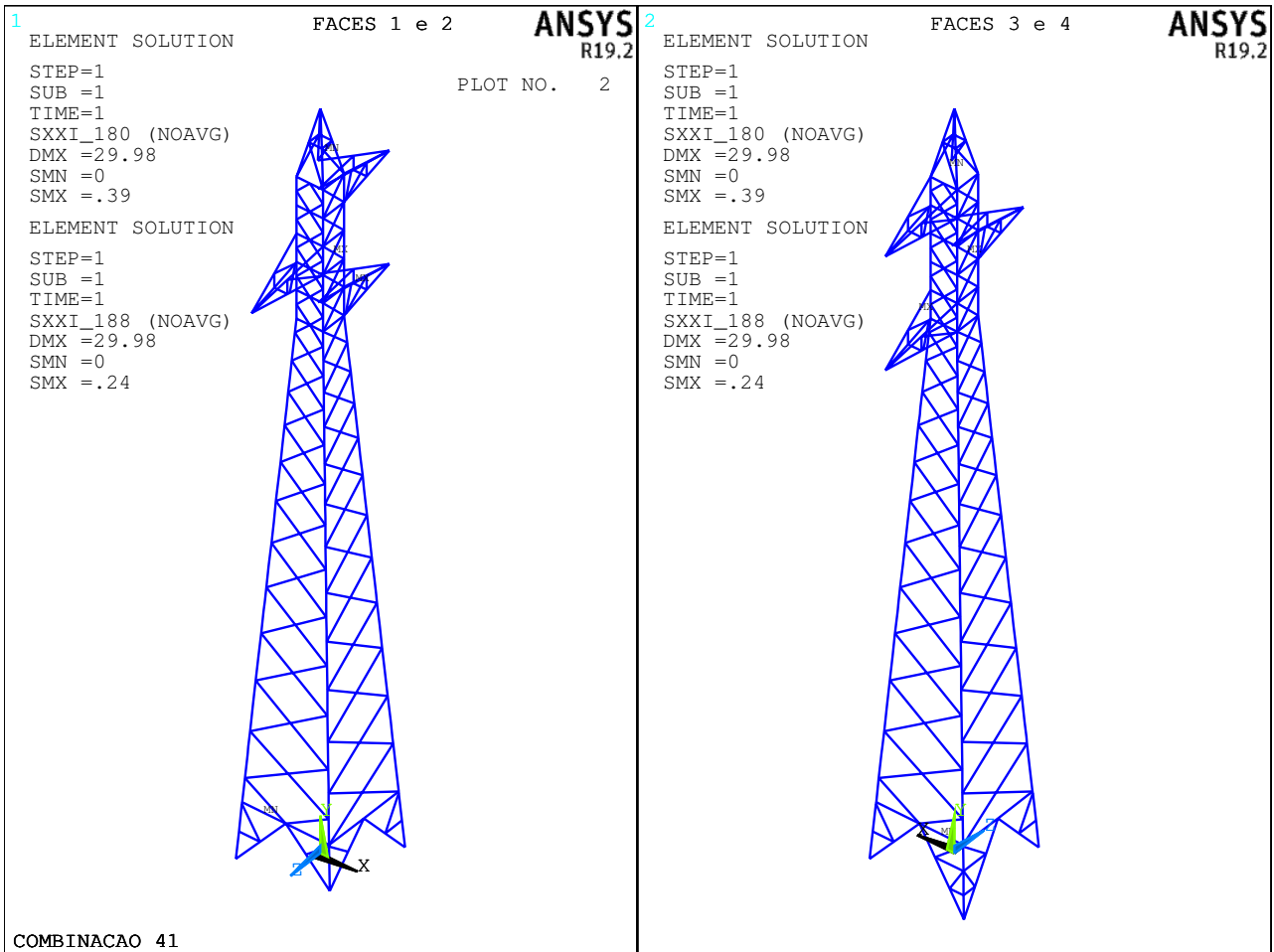
Figura 4.7 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 4 sem vento.



A análise realizada não apresentou índices de utilização insatisfatórios para os elementos. No caso dos montantes, o maior índice observado foi de 0,24, e das diagonais, 0,39.

Na Figura 4.8, apresentam-se os índices de utilização para a hipótese 4 considerando carga máxima vertical de montagem e sem vento.

Figura 4.8 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 4 sem vento.

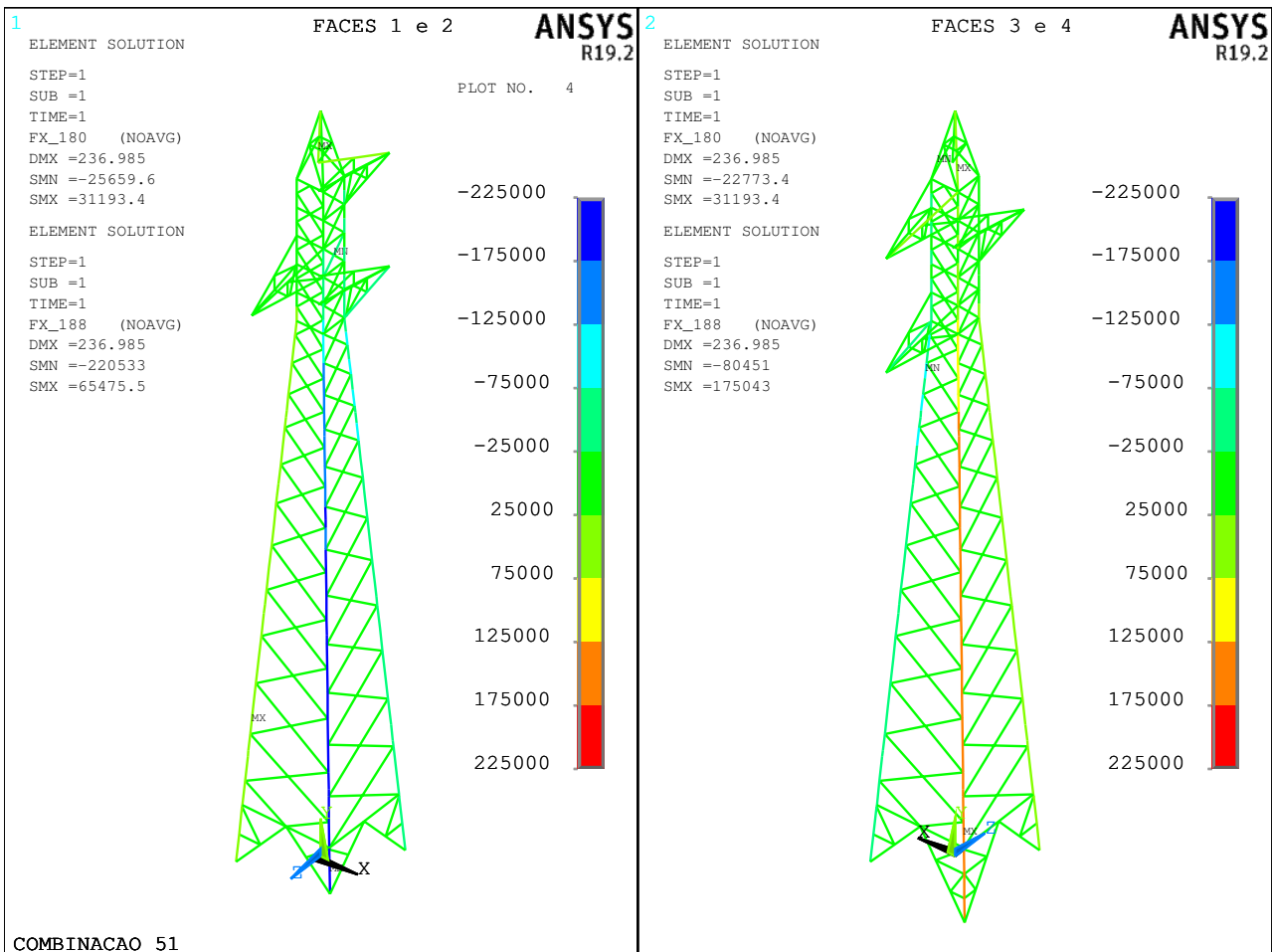




#### 4.1.5 Hipótese 5: Contenção de falha em cascata

A Figura 4.9 apresenta os esforços solicitantes obtidos para o caso do tombamento de uma torre adjacente com atuação de vento reduzido a  $0^\circ$ .

Figura 4.9 – Esforços solicitantes nas barras da torre 50 para a hipótese 5 com vento reduzido a  $0^\circ$ .



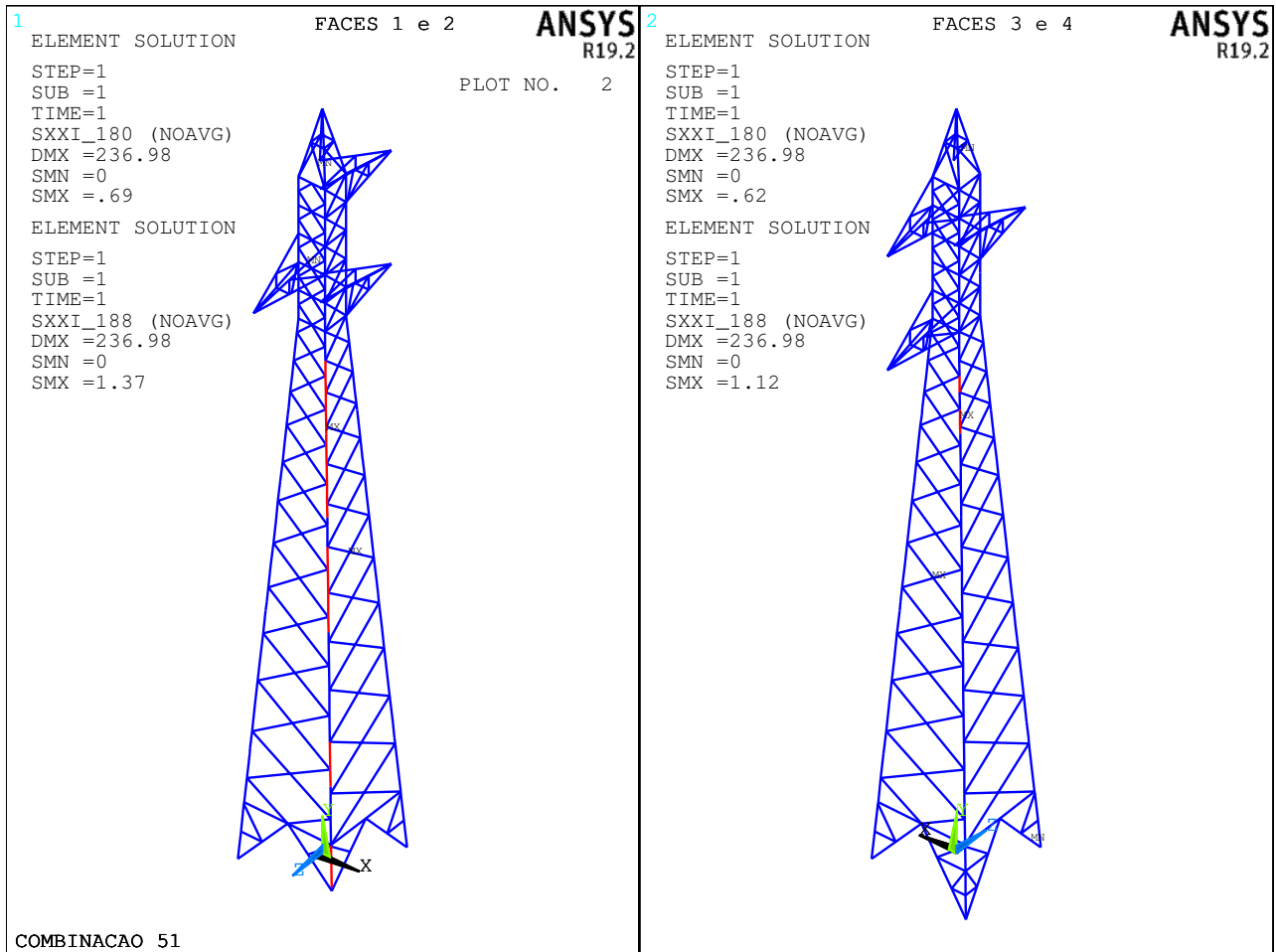
A análise realizada apresentou índices de utilização satisfatórios para as diagonais, sendo o maior valor observado igual a 0,39. No caso dos montantes, os maiores índices observados se encontram apresentados na Tabela 4.3.

Na Figura 4.10, apresentam-se os índices de utilização obtidos na análise, sendo possível verificar em vermelho as barras dos montantes críticos apresentados na tabela Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Índices máximos de utilização dos montantes sujeitos à hipótese de carga 5.

Ângulo do vento	Numeração da Barra	Bitola da Seção Transversal			Índice de Utilização
$\theta = 0^\circ$	28	L	4"	x 1/4"	1.04
	29	L	4"	x 1/4"	1.04
	33	L	3"	x 5/16"	1.02
	38	L	2 1/2"	x 1/4"	1.26
	39	L	3"	x 1/4"	1.11
	40	L	3"	x 1/4"	1.03
	41	L	3"	x 1/4"	1.03
	43	L	2 1/2"	x 3/16"	1.37
	44	L	2 1/2"	x 1/4"	1.13
	45	L	2 1/2"	x 1/4"	1.14
	46	L	2 1/2"	x 1/4"	1.03
	48	L	2 1/2"	x 3/16"	1.19
	49	L	2 1/2"	x 3/16"	1.20
	50	L	2 1/2"	x 3/16"	1.06
	51	L	2 1/2"	x 3/16"	1.08
	98	L	2 1/2"	x 3/16"	1.09
	103	L	2 1/2"	x 3/16"	1.12
	105	L	2 1/2"	x 3/16"	1.06
	113	L	3"	x 5/16"	1.02
	117	L	3"	x 1/4"	1.10
	125	L	2 1/2"	x 1/4"	1.04

Figura 4.10 – Índices de utilização da torre 50 para a hipótese 5 com vento reduzido a 0°.



#### 4.1.6 Hipótese 6: Verificação do Estado Limite de Serviço

O processamento da torre 50 para as ações consideradas no ELS resultou em um deslocamento lateral máximo de 13,27 mm projetado na direção Z com relação aos eixos cartesianos, no topo da torre, como demonstrado na Figura 4.11.

Verificação do ELS:

$$13,27 \text{ mm} < \frac{H = \text{Altura da torre 50}}{100} = \frac{27 \text{ m}}{100} = 27 \text{ cm} \quad (4.1)$$

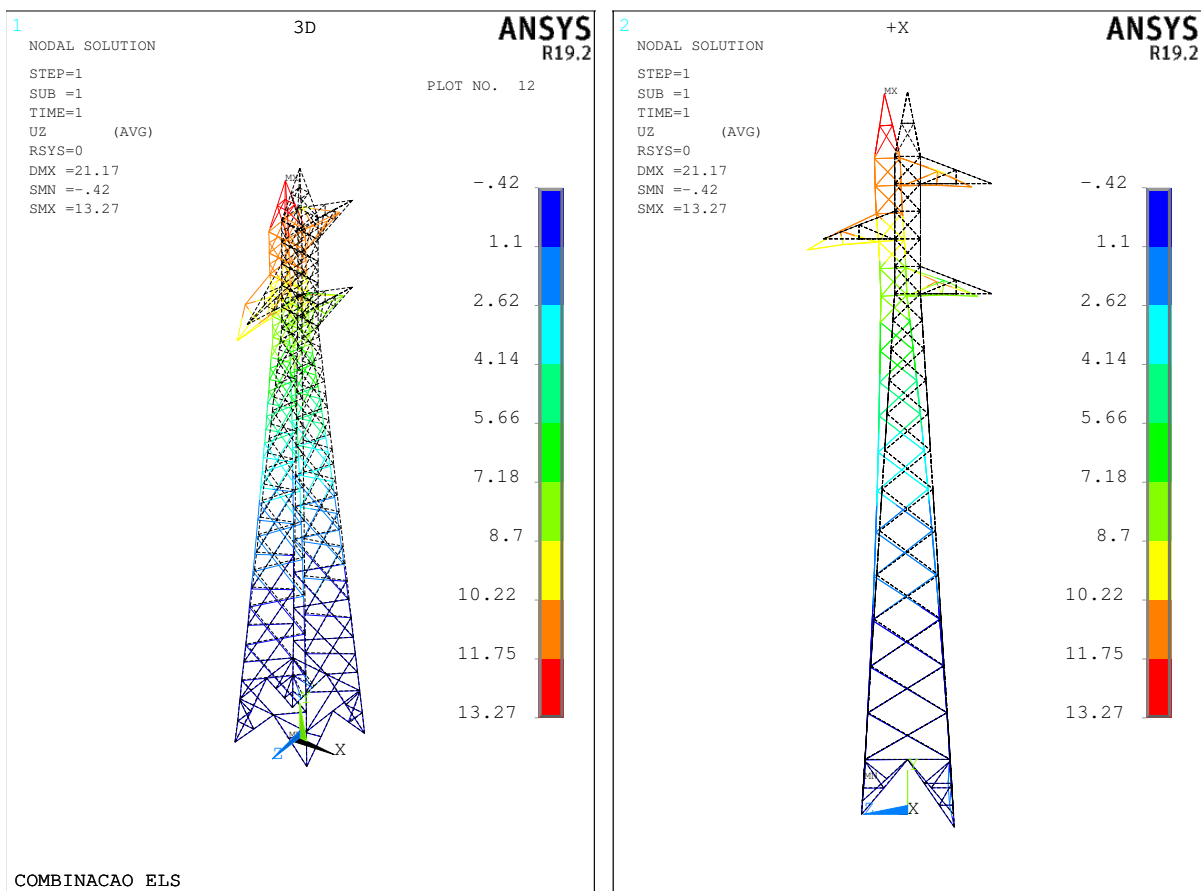
A partir dessa verificação, pode-se afirmar que o deslocamento da torre se encontra com um valor abaixo do limite estipulado, portanto, satisfatório.

Além disso, nessa mesma verificação, a torre 50 apresentou um deslocamento máximo de 21,17 mm considerando a soma dos deslocamentos nas direções X, Y e Z.

Figura 4.11 – Deslocamentos nodais do modelo numérico na direção Z.

(a) Vista tridimensional

(b) Vista lateral na direção +X



## 4.2 Reações das bases

A Tabela 4.4 apresenta as máximas reações coletadas após o processamento da estrutura considerando as hipóteses no ELU, Equações (3.1) – (3.5).

Tabela 4.4 – Componentes das máximas reações nas bases.

Hipótese	Esforço	Reações máximas (kN)				
		FX	FY	FZ		
Hipótese 1	Vento extremo com $\theta = 0^\circ$	Compressão	-14.84	209.73	-20.58	
		Tração	12.76	-184.00	-17.30	
	Vento extremo com $\theta = 15^\circ$	Compressão	-16.36	215.67	-20.95	
		Tração	-13.94	-187.22	-17.56	
	Vento extremo com $\theta = 30^\circ$	Compressão	-17.08	208.58	-20.12	
		Tração	-14.56	-180.30	-16.74	
	Vento extremo com $\theta = 45^\circ$	Compressão	-16.62	186.76	-17.63	
		Tração	-14.06	-158.77	-14.38	
	Vento extremo com $\theta = 60^\circ$	Compressão	-14.71	151.59	-13.69	
		Tração	-12.19	-124.05	-10.69	
	Vento extremo com $\theta = 90^\circ$	Compressão	-9.42	77.98	-5.89	
		Tração	-7.09	-51.78	-3.48	
	Hipótese 2	Vento de alta intensidade com $\theta = 0^\circ$	Compressão	-8.29	116.39	-12.08
			Tração	6.78	-98.30	-9.83
Vento de alta intensidade com $\theta = 15^\circ$		Compressão	-9.62	123.77	-12.60	
		Tração	-7.89	-103.98	-10.30	
Vento de alta intensidade com $\theta = 30^\circ$		Compressão	-10.75	127.10	-12.69	
		Tração	-8.95	-107.05	-10.31	
Vento de alta intensidade com $\theta = 45^\circ$		Compressão	-11.26	122.82	-11.82	
		Tração	-9.42	-102.49	-9.41	
Vento de alta intensidade com $\theta = 60^\circ$		Compressão	-10.70	108.75	-9.88	
		Tração	-8.89	-88.29	-7.53	
Vento de alta intensidade com $\theta = 90^\circ$		Compressão	-7.49	66.26	-5.03	
		Tração	-5.80	-46.15	-2.98	
Hipótese 3		Rompimento do condutor 1	Compressão	-7.50	127.43	-13.63
			Tração	-7.19	-75.53	-5.00
	Rompimento do condutor 2	Compressão	-10.43	109.99	-7.56	
		Tração	-5.23	-97.90	-10.29	
	Rompimento do condutor 3	Compressão	-6.55	122.96	-13.11	
		Tração	-8.01	-89.62	-6.14	
	Rompimento do para-raios	Compressão	-9.56	139.33	-11.87	
		Tração	-7.46	-112.20	-9.40	
	Rompimento dos condutores 1 e 3	Compressão	-7.47	158.35	-17.91	
		Tração	-10.67	-98.77	-4.67	
	Hipótese 4	Carga vertical máxima	Compressão	-2.14	28.98	-2.62
			Tração	–	–	–
Carga vertical de desbalanceamento		Compressão	1.70	23.01	-2.40	
		Tração	–	–	–	
Hipótese 5	Cascata	Compressão	-14.42	225.15	-19.71	
		Tração	-14.44	-178.26	-11.50	

# 5.

## CONCLUSÃO

Diante da motivação de acidentes observados nos últimos anos envolvendo linhas de transmissão de energia, essa dissertação teve por objetivo avaliar e propor critérios para o projeto e dimensionamento de LTs. Os critérios propostos foram desenvolvidos com base na norma europeia IEC 60826 (2017), sendo o dimensionamento dos elementos estruturais baseados na norma ASCE 10 (2015). Com os critérios propostos, em conjunto com estudos adicionais na área, pretende-se embasar o desenvolvimento de aspectos normativos brasileiros atualizados para o dimensionamento de estruturas empregadas em linhas de transmissão aéreas.

Os critérios ora propostos foram aplicados em uma estrutura de suspensão presente em uma LT de 138 KV de propriedade da CEMIG, localizada no município de Rio Acima/MG. Para uma estimativa mais real da velocidade extrema de vento provável na região, foram avaliados dados de medições de anemômetros próximos à estrutura nos últimos 50 anos. A teoria dos valores extremos foi aplicada à massa de dados e uma velocidade de rajada foi proposta como referência para o dimensionamento da estrutura.

Para a verificação da segurança estrutural foi elaborado um modelo em elementos finitos da estrutura da torre de suspensão no programa Ansys v. 19.2. As forças de vento foram calculadas e aplicadas ao modelo conforme as recomendações da IEC IEC 60826 (2017) e outras ações tais como ventos de alta intensidade e rompimento de cabos conforme o CIGRE e Labegalini et al. (1992), respectivamente. Em seguida foram elaboradas as hipóteses de ações propostas e determinadas as solicitações nos elementos da estrutura.

A aplicação da hipótese 1 permitiu verificar que a estrutura da torre 50 apresentou oito barras com índices de utilização insatisfatórios considerando a ação do vento atuante a  $0^\circ$  e a  $15^\circ$ , resultando no não atendimento do nível de confiabilidade 1 da IEC 60826 (2017), o qual estipula o período mínimo de retorno de 50 anos para a variável meteorológica em questão.

A aplicação da hipótese 2 permitiu verificar que a estrutura da torre 50 apresentou índices satisfatórios considerando 25% de efetividade do vão. Entretanto, deve-se ter em mente, que, este valor influi significativamente nos resultados, e sua estimativa se baseia em uma característica geométrica sem contabilizar a característica regional do fenômeno meteorológico. Como visto na revisão bibliográfica, os ventos de origem em Tormentas TS são os mais violentos e possuem dimensões variáveis, e, segundo Vallis et al. (2019), são de maior predominância no território brasileiro. Dessa forma, essa estimativa não permite assegurar com precisão a confiabilidade da estrutura, apontando para a neces-

cidade de maiores estudos regionais acerca da definição do vão efetivo a ser adotado, de forma que o vão escolhido corresponda realisticamente à área de atuação de ventos originários em Tormentas TS.

A aplicação da hipótese 3 envolveu a simulação do rompimento dos cabos, associado à ação de um vento na forma reduzida. Nos casos considerando o rompimento em qualquer uma das posições individualmente, não se observaram índices de utilização insatisfatórios; logo, a torre foi capaz de absorver os esforços longitudinais de rompimento. Entretanto, no caso considerando o rompimento de dois cabos nas posições correspondentes às duas mísulas laterais (Figura 3.17a), a torre apresentou índices de utilização insatisfatórios para as diagonais. Dessa forma, o rompimento nas duas posições permitiu simular a situação de torção da torre, com ocorrência de maiores solicitações nas diagonais, e, nesse caso, duas barras não foram capazes de absorver os esforços resultantes. Cabe ressaltar a importância de se realizarem maiores estudos na área de confiabilidade a fim de se determinar a probabilidade de ocorrência de rompimento de um ou mais condutores simultaneamente, uma vez que esta condição é onerosa para a capacidade resistente da estrutura e pode levar ao sobredimensionamento desta.

A aplicação da hipótese 4 buscou simular a situação de montagem da estrutura, considerando a atuação de operários com equipamentos e os freios de tensionamento dos cabos. Essa hipótese foi analisada em um primeiro caso considerando a atuação da força máxima em todos os pontos de vinculação dos cabos nas mísulas, e um segundo caso considerando a atuação da força máxima nos pontos de vinculação dos cabos nas duas mísulas laterais. No primeiro caso, foi possível simular a operação de tensionamento de todos os cabos simultâneos, correspondente à situação em que surgem as maiores forças verticais de montagem. No segundo caso, objetivou-se simular a operação de tensionamento simultâneo dos cabos correspondentes às mísulas laterais, correspondente à situação de desequilíbrio da torre pela aplicação das forças verticais máximas nas mísulas laterais. Em ambos os casos, a torre apresentou performance adequada, justificada pelos índices de utilização máximos relativamente baixos, demonstrando que a estrutura apresenta resistência adequada para resistir às operações de montagem e tensionamentos da LT.

A aplicação da hipótese 5 buscou simular a situação de tombamento de uma torre adjacente. Essa hipótese foi calculada de forma equivalente a um caso de rompimento dos cabos em cada posição, associado à ação de um vento na forma reduzida. Os resultados demonstraram essa como a hipótese mais severa, sendo a responsável por produzir os esforços mais elevados na estrutura da torre em comparação com as outras quatro hipóteses. Nesse caso, a estrutura de torre não foi capaz de absorver os esforços e apresentou também a maior quantidade de elementos estruturais com índices de utilização insatisfatórios (21 elementos).

Como forma de complementar a análise de segurança da torre, realizou-se a verificação do Estado Limite de Serviço com base na hipótese 6 e conforme as recomendações da IEC 60826 (2017) apresentadas na subseção 2.5.4.2, que se encontram em consonância com o projeto da norma ABNT NBR 8850 (2005). O resultado permite constatar que a torre apresenta performance adequada no ELS e comprovou o caráter rígido da torre 50, característico de torres autoportantes, uma vez que o

máximo deslocamento lateral obtido está dentro do limite indicado pela IEC 60826 (2017).

Diante do atual conhecimento sobre as forças atuantes, comportamento de LTs e frente aos novos aspectos normativos, alerta-se que os ativos da concessionárias de energia podem não apresentar níveis de segurança adequados, sugerindo a necessidade de uma maior atenção por parte das concessionárias de energia. Para melhoria da confiabilidade dos sistemas, podem ser desenvolvidos estudos aplicáveis sobre toda malha de energia a fim de quantificar o risco de colapso durante a operação das redes.

### **5.1 Sugestões para novas pesquisas**

- Investigações para identificação do vão efetivo de LTs ou da quantidade de estruturas sujeitas a Tormentas TS no Brasil;
- Investigações de métodos de reforços para torres antigas;
- Análise de linhas completas de LTs projetadas no passado a fim de quantificar o risco de falhas e ordem de necessidade de investimento para readequação das estruturas por parte das concessionárias.



## REFERÊNCIAS

- AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA (BRASIL) (ANEEL). **Banco de Informações de Geração: BIG**. [S.l.], 2019. Disponível em: <<https://www.aneel.gov.br/>>.
- AMERICAN METEOROLOGICAL SOCIETY. **Cyclonic scale. Glossary of Meteorology**. [S.l.], 2012. Disponível em: <[https://glossary.ametsoc.org/wiki/Cyclonic\\_scale](https://glossary.ametsoc.org/wiki/Cyclonic_scale)>.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 74: Guidelines for electrical transmission line structural loading**. 3. ed. Reston, Virginia, 2009. Disponível em: <<https://doi.org/10.1061/9780784410356>>.
- \_\_\_\_\_. **ASCE 10: Design of latticed steel transmission structures**. Reston, Virginia, 2015. Disponível em: <<https://doi.org/10.1061/9780784413760>>.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5422: Projeto de linhas de transmissão de energia elétrica - procedimento**. Rio de Janeiro, 1985. 66 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 5908: Cordoalha de sete fios de aço zincado para cabos pára-raios**. Rio de Janeiro, 1988. 11 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988. 57 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7270: Cabos de alumínio com alma de aço para linhas de transmissão**. Rio de Janeiro, 1988. 21 p.
- \_\_\_\_\_. **NBR 8850: Execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão - procedimento**. Rio de Janeiro, 2005. 38 p. (Committee draft de circulação restrita).
- BECK, A. T.; CORRÊA, M. R. New design chart for basic wind speeds in Brazil. **Latin American Journal of Solids and Structures**, SciELO Brasil, v. 10, n. 4, p. 707–723, 2013.
- BLESSMAN, J. **Introdução ao estudo das ações dinâmicas do vento**. Porto Alegre, RS: Editora UFRGS, 2005.
- BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelo vento**. Porto Alegre, RS: Editora UFRGS, 1986.
- \_\_\_\_\_. **O vento na engenharia estrutural**. 2. ed. Porto Alegre, RS: Editora UFRGS, 2013.
- CARVALHO, H. **Metodologias para análise estática do efeito do vento em linhas de transmissão**. 2010. 80 p. Dissertação ((Mestrado em Engenharia Mecânica)) — Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2010.
- CARVALHO, H. **Avaliação dos efeitos de vento em linhas de transmissão**. 2015. 146 p. Tese (Doutorado) — Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, 2015.
- CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ÉLECTRIQUES (CIGRÉ) WG B2. **TECHNICAL BROCHURES 350: How oht respond to localized high intensity winds – basic understanding**. Paris, France, 2008. 85 p.

COSTA, L. Queda de torres de transmissão tira de operação linha de belo monte, diz ons. **REUTERS**, 15 jan. 2019. Disponível em: <<https://br.reuters.com/article/businessNews/idBRKCN1P92LR-OBRBS>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

DOIS homens morrem após torre de energia eólica em estavam cair na Bahia. **G1 Globo**, São Paulo, 26 jul. 2019. Disponível em: <<https://g1.globo.com/ba/bahia/noticia/2019/07/26/dois-homens-morrem-apos-torre-de-energia-eolica-em-que-estavam-cair-na-bahia.ghtml>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

ELLINGWOOD, B. **Development of a probability based load criterion for American National Standard A58**: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures. [S.l.]: US Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980. v. 13.

EUROPEAN COMMITTEE FOR ELECTROTECHNICAL STANDARDIZATION (CELENEC). **EN 50341-1**: Overhead electrical lines exceeding ac 1kv. 1. ed. Brussels, Belgium, 2012. 253 p.

FAERMAN, H. ONS: queda de torres no RS causa restrições ao SIN. **Agência Canal Energia**, 5 abr. 2019. Disponível em: <<https://www.canalenergia.com.br/noticias/53095339/ons-queda-de-torres-no-rs-causa-restricoes-ao-sin>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

FORÇA-TAREFA da Celesc contou com 110 profissionais no restabelecimento de energia após passagem de tornado. **Governo de Santa Catarina**, Santa Catarina, 24 abr. 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: 29 jul. 2019.

FUJITA, T. T. Downbursts: meteorological features and wind field characteristics. **Journal of wind engineering and industrial aerodynamics**, Elsevier, v. 36, p. 75–86, 1990.

GALAMBOS, T. V. Load and resistance factor design. **Engineering Journal, AISC**, v. 18, n. 3, p. 78–84, 1981.

GHANNOUM, E. Evolution of IEC 6086 "Loading and strength of overhead lines". In: **ELECTRICAL TRANSMISSION IN A NEW AGE CONFERENCE**, 1., 2002, Omaha, USA. **Anais...** Reston VA: American Society of Civil Engineering (ASCE), 2002. p. 59–73. Disponível em: <[https://doi.org/10.1061/40642\(253\)5](https://doi.org/10.1061/40642(253)5)>.

GOMES, L.; VICKERY, B. Extreme wind speeds in mixed wind climates. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier, v. 2, n. 4, p. 331–344, 1978.

GONTIJO, C. R. **Cálculo de torres para linhas de transmissão**. Belo Horizonte: IEA Editora, 1994.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION (IEC). **IEC 60071-1**: Insulation co-ordination–part 1: Definitions, principles and rules. 9. ed. Geneva, Switzerland, 2006. 70 p.

\_\_\_\_\_. **IEC 60826**: Design criteria of overhead transmission lines. 4. ed. Geneva, Switzerland, 2017. 243 p.

KIESSLING, F. et al. **Overhead power lines: planning, design, construction**. [S.l.]: Springer, 2014.

- LABEGALINI, P. R. et al. **Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão**. 2. ed. São Paulo: Edgard Blucher LTDA., 1992. ISBN 9788521201878. Disponível em: <<https://www.amazon.com/Projetos-Mec%C3%A2nicos-Linhas-Transmiss%C3%A3o-Portuguese/dp/8521201877?SubscriptionId=AKIAIOBINVZYXZQZ2U3A&tag=chimbiori05-20&linkCode=xm2&camp=2025&creative=165953&creativeASIN=8521201877>>.
- LT é atingida por fenômeno climático. **Eletrosul**, Rio Grande do Sul, 11 mar. 2019. Disponível em: <<http://www.eletrosul.gov.br/sala-de-imprensa/noticias/lt-e-atingida-por-fenomeno-climatico>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- MEDINA, H. Parafuso frouxo causou apagão, diz aneel. **Folha de São Paulo**, São Paulo, 24 jan. 2002. Caderno Mercado. Disponível em: <<https://www1.folha.uol.com.br/fsp/dinheiro/fi2401200202.htm>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- MOTTA, L. A. C.; MALITE, M. Análise da segurança no projeto de estruturas: Método dos estados limites. **Cadernos de Engenharia de Estrutura**, n. 20, p. 1–32, 2002.
- NOTA à IMPRENSA 15.01.2019 - BIPOLO DE BELO MONTE. **Operador Nacional de Sistema Elétrico**, Brasília, 15 jan. 2019. Disponível em: <[http://www.ons.org.br/Paginas/Noticias/20190115\\_notaimprensabipolobelomonte.aspx](http://www.ons.org.br/Paginas/Noticias/20190115_notaimprensabipolobelomonte.aspx)>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- OLEX, N. **Power cable catalogue**. [S.l.]: Nexans Olex New Zealand, 2012.
- OPERADOR NACIONAL DO SISTEMA ELÉTRICO (ONS). **Submódulo 2.4**: Requisitos mínimos para linhas de transmissão aéreas. [S.l.], 2010. v. 1.1, 12 p.
- PADARATZ, I. J. **Velocidade básica do vento no Brasil**. 1977. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) — Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1977.
- POLITO, R. Temporal em SP provocou queda de 13 torres de transmissão. **VALOR Econômico**, Rio de Janeiro, 2 jul. 2016. Disponível em: <<https://www.valor.com.br/empresas/4587149/temporal-em-sp-provocou-queda-de-13-torres-de-transmissao-segundo-ons>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- QUEDA de torre de transmissão deixa 2 mortos em Catité. **Sudoeste Bahia**, Bahia, 25 jul. 2019. Disponível em: <<http://www.sudoestebahia.com/noticias/24530-queda-de-torre-de-transmissao-deixa-2-mortos-em-caetite>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- QUEDA de torre mata seis trabalhadores peruanos em RO. **Terra**, São Paulo, 17 jul. 2014. Disponível em: <<https://www.terra.com.br/noticias/brasil/cidades/queda-de-torre-mata-seis-trabalhadores-peruanos-em-ro,e0725dcce5617410VgnVCM10000098cceb0aRCRD.html>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- QUEDA de torres de transmissão deixa mais de 21 mil clientes da CEEE sem luz. **GauchaZH**, Rio Grande do Sul, 24 fev. 2019. Disponível em: <<https://gauchazh.clicrbs.com.br/geral/noticia/2019/02/queda-de-torres-de-transmissao-deixa-mais-de-21-mil-clientes-da-ceee-sem-luz-cjsjoxkm101eu01p81yenhlg.html>>. Acesso em: 29 jul. 2019.
- RELEMBRE os apagões que ocorreram no Brasil nas últimas décadas. **Globo Ecologia**, São Paulo, 6 abr. 2013. Disponível em: <<http://redeglobo.globo.com/globoecologia/noticia/2012/06/relembre-os-apagoes-que-ocorreram-no-brasil-nas-ultimas-decadas.html>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

RIERA, J. D. et al. Evaluation of the probability distribution of the strength of transmission line steel towers based on tower test results. In: **CIGRE–International Conference on Large High Voltage Electrical Systems, Report**. [S.l.: s.n.], 1990. p. 22–13.

ROLFSENG, L.; FIKKE, S.; GHANNOUM, E. Collecting and using weather data for the design of overhead lines according to IEC 60826. In: PRECEDINGS OF 11<sup>TH</sup> INTERNATIONAL WORKSHOP ON ATMOSPHERIC ICING OF STRUCTURES (IWAIS 2005), 11., June 2005, Montréal, Canada. **Anais...** Montréal: IWAIS XI, 2005.

SIMIUI, E.; YEO, D. **Wind Effects on Structures: Modern Structural Design for Wind**. 4th. ed. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, 2019.

SOUZA JUNIOR, A. C. **Aplicação de confiabilidade na calibração de coeficientes parciais de segurança de normas brasileiras de projeto estrutural**. 2008. Tese (Doutorado) — Universidade de São Paulo, 2008.

TORNADO derruba torres no Rio Grande do Sul. **Eletrosul**, Rio Grande do Sul, 17 jun. 2018. Disponível em: <<http://www.eletrosul.gov.br/sala-de-imprensa/noticias/tornado-derruba-torres-no-rio-grande-do-sul>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

TORRE de transmissão cai e mata dois trabalhadores em Rondônia. **G1 RO**, Rondônia, 15 fev. 2013. Disponível em: <<http://g1.globo.com/ro/rondonia/noticia/2013/02/torre-de-transmissao-cai-e-mata-dois-trabalhadores-em-rondonia.html>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

VALLIS, M. B. et al. Classification and identification of synoptic and non-synoptic extreme wind events from surface observations in south america. **Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics**, Elsevier BV, v. 193, p. 103963, oct 2019.

VALLIS, M. B.; LOREDO-SOUZA, A. M.; WATRIN, L. C. W. A review of brazilian wind data. In: 13TH AMERICAS CONFERENCE ON WIND ENGINEERING (13ACWE), 13., May 21-24, 2017, Gainesville, Florida, USA. **Anais...** [S.l.]: American Association for Wind Engineering (AAWE), 2017.

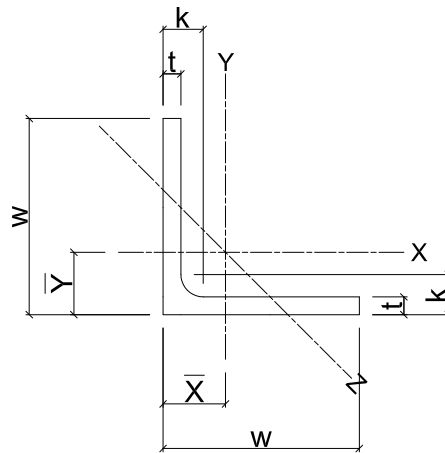
VENDAVAL derruba 7 torres de Itaipu. **Folha de São Paulo**, São Paulo, 8 abr. 1998. Caderno Cotidiano. Disponível em: <<https://www1.folha.uol.com.br/fsp/cotidian/ff08049801.htm>>. Acesso em: 29 jul. 2019.

## **Apêndices**

## APÊNDICE A – VERIFICAÇÃO DAS BARRAS COM ÍNDICE DE UTILIZAÇÃO ACIMA DO LIMITE ESTABELECIDO PELA ASCE 10 (2015)

Este apêndice consiste na demonstração dos cálculos de verificação das barras que apresentaram índices de utilização insatisfatórios, a fim de complementar os resultados apresentados no estudo de caso. A Tabela A.1 apresenta as barras que falharam, relacionadas com a respectiva hipótese de ação considerada. Para verificação das barras, foram extraídos os valores de tensões axiais das barras do modelo numérico, e os respectivos valores das propriedades geométricas da seção transversal da barra. Com base nestes valores, procedeu-se a determinação da resistência das barras para obtenção dos índices de utilização. A Figura A.1 apresenta um esquema com as principais propriedades geométricas das cantoneiras.

Figura A.1 – Propriedades geométricas de cantoneiras de abas iguais



Os parâmetros apresentados na Tabela A.1 são especificados a seguir:

- $S_x$  : Tensão longitudinal da barra;
- $L$  : Comprimento da barra;
- $w$  : Largura da aba;
- $t$  : Espessura da aba;
- $k$  : Distância da borda do filete ao vértice da aba;
- $A$  : Área da seção transversal;
- $r$  : Raio de giração;
- $KL/r$  : Comprimento equivalente da barra, conforme a Equação 2.47;
- $EQ$  : Equação utilizada no cálculo de  $KL/r$ , sendo uma das Equações (2.48) – (2.58);
- $(w/t)_{lim}$  : Parâmetro calculado conforme a Equação 2.60;
- $F_{cr}$  : Parâmetro calculado conforme as Equações (2.64) – (2.66);
- $C_c$  : Parâmetro calculado conforme a Equação 2.63;
- $F_a$  : Parâmetro calculado conforme as Equações (2.61) – (2.62) ou Equação 2.69;
- $S_x/F_a$  : Índice de utilização da barra.

Tabela A.1 – Verificação das barras que falharam

Hipótese	Barra	Bitola	$S_w$ [MPa]	$L$ [mm]	$w$ [mm]	$t$ [mm]	$k$ [mm]	$A$ [mm <sup>2</sup> ]	$r$ [mm]	$\frac{L}{r}$	$\frac{KL}{r}$	EQ	$\frac{w}{t}$	$\left(\frac{w}{t}\right)_{lim}$	$F_{cr}$ [MPa]	$C_c$	$F_a$ [MPa]	$\frac{S_x}{F_a}$	
Hipótese 1 Vento extremo com $\theta = 0$	38	L 2 1/2" x 1/4"	-194.2	1503	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	77	77	2.48	9	13.26	250	125.7	182.3	1.07	
	43	L 2 1/2" x 3/16"	-217.4	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.12	
	124	L 2 1/2" x 1/4"	-187.4	1503	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	77	77	2.48	9	13.26	250	125.7	182.3	1.03	
	128	L 2 1/2" x 3/16"	-211.6	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.09	
	38	L 2 1/2" x 1/4"	-194.2	1503	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	77	77	2.48	9	13.26	250	125.7	182.3	1.07	
	43	L 2 1/2" x 3/16"	-216.5	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.12	
	128	L 2 1/2" x 3/16"	-194.7	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.01	
	43	L 2 1/2" x 3/16"	-193.8	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.03	
	207	L 1 1/2" x 3/16"	-33.1	2833	38.1	4.76	9.53	340.0	11.61	244	244	2.52	7	13.26	250	125.7	29.8	1.11	
	208	L 1 1/2" x 3/16"	-37.3	2609	38.1	4.76	9.53	340.0	11.61	225	225	2.52	7	13.26	250	125.7	35.2	1.06	
	Hipótese 5 Cascata	28	L 4" x 1/4"	-176.4	1610	101.6	6.35	15.88	1245.2	19.89	81	81	2.48	14.5	13.26	234.1	129.9	169.8	1.04
		29	L 4" x 1/4"	-176.2	1610	101.6	6.35	15.88	1245.2	19.89	81	81	2.48	14.5	13.26	234.1	129.9	169.8	1.04
33		L 3" x 5/16"	-185.4	1805	76.2	7.94	17.46	1148.4	23.32	77	77	2.48	8.4	13.26	250	125.7	182.3	1.02	
38		L 2 1/2" x 1/4"	-229.1	1503	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	77	77	2.48	9	13.26	250.0	125.7	182.3	1.26	
39		L 3" x 1/4"	-207.8	1704	76.2	6.35	15.88	929.0	23.52	72	72	2.48	10.5	13.26	250	125.7	187.6	1.11	
40		L 3" x 1/4"	-197.5	1609	76.2	6.35	15.88	929.0	23.52	68	68	2.48	10.5	13.26	250	125.7	191.7	1.03	
41		L 3" x 1/4"	-198.2	1609	76.2	6.35	15.88	929.0	23.52	68	68	2.48	10.5	13.26	250	125.7	191.7	1.03	
43		L 2 1/2" x 3/16"	-264.9	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	2.48	12	13.26	250	125.7	193.5	1.37	
44		L 2 1/2" x 1/4"	-212.6	1409	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	73	73	2.48	9	13.26	250	125.7	187.5	1.13	
45		L 2 1/2" x 1/4"	-214.1	1409	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	73	73	2.48	9	13.26	250	125.7	187.5	1.14	
46		L 2 1/2" x 1/4"	-199.2	1302	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	67	67	2.48	9	13.26	250	125.7	192.9	1.03	
48		L 2 1/2" x 3/16"	-235.6	1207	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	62	62	2.48	12	13.26	250	125.7	197.9	1.19	
49	L 2 1/2" x 3/16"	-238.3	1207	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	62	62	2.48	12	13.26	250	125.7	197.9	1.20		
50	L 2 1/2" x 3/16"	-213.9	1106	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	56	56	2.48	12	13.26	250	125.7	202.3	1.06		
51	L 2 1/2" x 3/16"	-217.7	1106	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	56	56	2.48	12	13.26	250	125.7	202.3	1.08		
98	L 2 1/2" x 3/16"	219.8	1302	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	66	66	-	-	-	-	-	202.5	1.09		
103	L 2 1/2" x 3/16"	226.3	1207	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	62	62	-	-	-	-	-	202.5	1.12		
105	L 2 1/2" x 3/16"	215.0	1106	63.5	4.76	11.11	581.3	19.58	56	56	-	-	-	-	-	202.5	1.06		
113	L 3" x 5/16"	-185.6	1805	76.2	7.94	17.46	1148.4	23.32	77	77	2.48	8.4	13.26	250	125.7	182.3	1.02		
117	L 3" x 1/4"	-206.6	1704	76.2	6.35	15.88	929.0	23.52	72	72	2.48	10.5	13.26	250	125.7	187.6	1.10		
125	L 2 1/2" x 1/4"	-201.3	1302	63.5	6.35	12.70	767.7	19.41	67	67	2.48	9	13.26	250	125.7	192.9	1.04		

## APÊNDICE B – MACRO UTILIZADA PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA DAS BARRAS

```

! Descrição:
! Esta rotina calcula Fa conforme a ASCE 10-15
!
! Argumentos de entrada:
! -
!
! Variáveis globais:
! w_l
! t_l
! k
! KLR
! qsi
! EX
! fy
! PHI_R_T
!
! Saída:
! w_t
! w_tlim
! Fcr
! Cc
! Fa

l_r=LENGHT/r_l

*IF, SX_180(i,2), LE, 0, THEN

    *IF, l_r, LT, 120, THEN
        KLR=60+0.5*l_r
        caso=4           ! Normal framing eccentricities at
                        ! both ends of the unsupported panel
    *ELSE
        KLR=l_r
        caso=5           ! Unrestrained against rotation at
                        ! both ends

```



```

*ENDIF

asce1015_klrlimits,caso

! caso
!      1:   Legs       < 150
!    2,3,4: Braces    < 120
!    5,6,7: Braces    > 120
!   8,9,10: Redundants < 120
!      11:  Tension

w_tlim = 80*psi / SQRT(fy)

w_t = (w_l - (k_l-t_l)) / t_l

*IF,w_t,LT,w_tlim,THEN
      Fcr = fy
*ENDIF

*IF,w_t,GE,w_tlim,THEN
      *IF,w_t,LE,144*psi/SQRT(FY),THEN
            Fcr=(1.677-0.677*w_t/w_tlim)*fy
      *ELSE
            Fcr=(0.0332*PI**2*EX/w_t**2)*fy
      *ENDIF
*ENDIF

Cc = PI*SQRT(2*EX/Fcr)

*IF,KLR,LE,Cc,THEN
      ! inelastic range
      FA=PHI_R_C*((1-(1/2))*(KLR/Cc)**2)*Fcr)
*ELSE
      !elastic range
      FA=PHI_R_C*(PI**2*EX / KLR**2)
*ENDIF

*ELSE

```

```
KLR=0  
w_t=0  
w_tlim=0  
caso=11  
Fcr=0  
Cc=0  
FA=PHI_R_T*0.9*FY
```

```
*ENDIF
```