CEFET-MG
CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS

ALTAIR PORCINO DOS SANTOS

Avaliação dos efeitos das não linearidades geométrica e de material em torres metálicas estaiadas de linhas de transmissão

Dissertação de Mestrado

Departamento de Engenharia Civil

Belo Horizonte, outubro de 2021

PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALTAIR PORCINO DOS SANTOS

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS NÃO LINEARIDADES GEOMÉTRICA E DE MATERIAL EM TORRES METÁLICAS ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

BELO HORIZONTE
2021

Santos, Altair Porcino dos
S237a Avaliação dos efeitos das não linearidades geométrica e de material em torres metálicas estaiadas de linhas de transmissão / Altair Porcino dos Santos. – 2021.
xviii, 121 f. : il., gráfs., tabs.

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil.
Orientadora: Renata Gomes Lanna da Silva.
Coorientador: Rodrigo Sernizon Costa.
Bibliografia: f. 116-121.
Dissertação (mestrado) – Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Departamento de Engenharia Civil

1. Linhas elétricas – Postes e Torres – Teses. 2. Aço estrutural – Análise – Teses. 3. Estruturas de cabo – Avaliação – Teses. 4. Treliças – Teses. 5. Estruturas espaciais – Teses. I. Silva, Renata Gomes Lanna da. II. Costa, Rodrigo Sernizon. III. Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais. Departamento de Engenharia Civil. IV. Título.

CDD 621.31922

Elaboração da ficha catalográfica pela bibliotecária Jane Marangon Duarte, CRB 6º 1592 / Cefet/MG

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS NÃO LINEARIDADES GEOMÉTRICA E DE MATERIAL EM TORRES METÁLICAS ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva
Coorientador: Prof. Dr. Rodrigo Sernizon Costa

BELO HORIZONTE
2021

CENTRO FEDERAL DE EDUCAÇÃO TECNOLÓGICA DE MINAS GERAIS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ALTAIR PORCINO DOS SANTOS

AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DAS NÃO LINEARIDADES GEOMÉTRICA E DE MATERIAL EM TORRES METÁLICAS ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Civil do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovado em ___ de _____ de 20___

BANCA EXAMINADORA

_____
Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva (Orientadora) – CEFET MG

_____
Prof. Dr. Rodrigo Sernizon Costa (Coorientador) - UFBA

_____
Profa. Dra. Júnia Nunes de Paula – CEFET MG

_____
Prof. Dr. Armando Cesar Campos Lavall – UFMG

_____
Profa. Dra. Adenilcia Fernanda Grobério Calenzani - UFES

DEDICATÓRIA

Dedico a todos aqueles que, pelo esforço e desafio da pesquisa, têm aberto o caminho do conhecimento para outros trilharem.

AGRADECIMENTOS

A Deus por mais uma realização que Ele permitiu em minha vida.

Aos meus orientadores, Profa. Dra. Renata Gomes Lanna da Silva e Prof. Dr. Rodrigo Sernizon Costa, pela dedicada orientação, parceria, simpatia e apoio nas minhas necessidades. Muito obrigado.

A minha esposa, Miriã, e meus filhos, João Marcos, Ana Luiza, Davi Levi, Paulo Silas, Ester Cristina, Débora Maria e Raquel Helena, que sempre me motivaram para os estudos e foram compreensíveis nas minhas ausências durante as atividades acadêmicas.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do CEFET-MG, aos quais tenho uma sincera admiração pela capacidade técnica e acadêmica, pelo companheirismo, amizade e dedicação.

Aos colegas do curso de Pós-Graduação, pela convivência amistosa e cooperativa, em especial a Harley, Rafael, Davi que tanto me ajudaram no curso.

A empresa CEMIG, na pessoa de meu gerente, Daniel Senna Guimarães e coordenador Sebastião Jacinto Brito, que tanto me incentivaram para a continuidade e conclusão deste curso.

A todas as demais pessoas que de forma direta ou indireta contribuíram para a realização deste trabalho

EPÍGRAFE

“Se alguém julga saber alguma coisa, com efeito,
não aprendeu ainda como convém saber.”

Paulo, Apóstolo (I Coríntios 8:2)

RESUMO

As torres metálicas, geralmente, têm sido as mais utilizadas em linhas de transmissão de energia elétrica, cuja função principal é servirem de suporte para os cabos condutores e para-raios, mantendo-os com distâncias elétricas de segurança, afastadas das partes aterradas. Essas torres são projetadas como sistemas treliçados em perfis laminados e algumas utilizam cabos auxiliares para sua estabilidade, denominando-se de torres estaiadas. A análise exata desses sistemas estruturais é complexa devido ao comportamento não linear produzido pelas forças normais nos cabos, às forças externas atuantes durante os grandes deslocamentos a que essas estruturas são submetidas e à geometria não linear dos próprios cabos. Essas condições justificam a utilização da análise estrutural avançada, a qual leva em consideração a não linearidade geométrica e não linearidade do material envolvidas no problema. Com o avanço da tecnologia computacional, programas de cálculo têm sido desenvolvidos nas últimas décadas, tornando-se possível a realização da análise avançada e a obtenção de resultados mais condizentes com o comportamento real das estruturas. O objetivo deste trabalho de pesquisa é avaliar os efeitos das não linearidades, geométrica e do material, em sistemas estruturais formados por estruturas de cabos e de treliças espaciais, considerando suas aplicações em torres estaiadas de linhas de transmissão. O programa acadêmico ASTRAS e o programa comercial TOWER são utilizados para comparar as respostas estruturais em termos de forças, tensões, deformações e deslocamentos de exemplos numéricos para confirmar a precisão e eficácia do método de análise não linear em torres estaiadas de linhas de transmissão. Conclui-se que, ao se considerar a não linearidade do material durante a análise, tem-se um melhor aproveitamento da capacidade resistente dos elementos estruturais. Portanto, a utilização de um método de análise que considere as não linearidades, geométrica e de material, pode possibilitar uma redução do consumo de matéria-prima usada na produção do aço, já que esse método permite obter uma resposta mais realista do comportamento estrutural e um dimensionamento menos conservador.

Palavras-chave: Análise avançada; estrutura de cabos; treliças espaciais; torres metálicas estaiadas; linhas de transmissão.

ABSTRACT

Steel towers have been usually used in electric power transmission lines, whose main function is to support the conducting cables and lightning rods and keep these elements with safe electrical distances, away from the grounded parts. These towers are designed as truss systems with laminated members and some use auxiliary cables for their stability, called cable-stayed towers. The exact analysis of these systems is complex due to the nonlinear behavior produced by the normal forces in the cables, the external forces acting during the large displacements to which these structures are subjected and the non-linear geometry of the cables themselves. Such conditions justify the use of the advanced structural analysis, which takes into account the geometric and material nonlinearities involved in the problem. With the advancement of computational technology in recent decades, it has been possible to develop programs that employ advanced analysis techniques. These programs generate results that are closer to the real behavior of the structures. In this context, the objective of this research work is to evaluate the effects of geometric and material nonlinearities on structural systems formed by cable structures and space trusses, considering their application in cable-stayed towers of transmission lines. The academic program ASTRAS and the commercial program TOWER are used to compare the structural responses in terms of forces, stresses, strains and displacements of numerical examples to confirm the accuracy and effectiveness of the nonlinear analysis method in cable-stayed towers of transmission lines. It is concluded that, when considering the material nonlinearity during the analysis, there is a better use of the resistant capacity of the structural elements. Therefore, the use of an analysis method that considers the geometric and material nonlinearities can enable a reduction in the consumption of raw material used in the production of steel, since this method allows to obtain a more realistic response of the structural behavior and a less conservative design.

***Key Words*:** Advanced analysis; cable structure; space trusses; cable-stayed steel towers; transmission lines.

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras Romanas Minúsculas

a	Constante do material
b	Constante do material
d	Distância relativa ao eixo do elemento ao ponto P
dH_0	Forças horizontais infinitesimal
dS_0	Comprimento infinitesimal
dV_0	Forças verticais infinitesimais
dx	Comprimento infinitesimal do elemento
f_C e f_D	Deslocamentos ou as flechas nos pontos C e D
f_v	Flecha máxima no vértice da curva
h	Desnível entre os apoios de uma estrutura de cabo
n	Constantes do material e constante que define a forma da curva
$p(x)$	Peso próprio
$w\ (x)$	Carregamento uniformemente distribuído
x	Coordenada genérica do ponto no eixo das abscissas
x_v	Coordenada do vértice da curva do cabo

Letras Romanas Maiúsculas

A	Área da seção transversal
E	Módulo de elasticidade longitudinal
E_t	Módulo tangente
H	Parâmetro de encruamento ou módulo plástico
H_0	Forças horizontais
L_1, L_2, L_3, l	Comprimento do vão
P	Força concentrada
P_1 e P_2	Forças concentradas
P_e	Carga crítica elástica
P_p	Carga limite plástica
S_0	Comprimento do cabo
T	Força de tração no cabo

T_0	Força de tração inicial
T_u	Força de tração última
V_0	Força vertical

Letras Gregas

δ	Flecha, deslocamento
η	Fator de tolerância
ε	Deformação de engenharia
ε_u	Deformação última
σ	Tensão de Engenharia
σ_u	Tensão de ruptura ou última
σ_y	Resistência ao escoamento
σ_e	Tensão elástica limite
θ_A	Inclinação do cabo no ponto *A*
θ_B	Inclinação do cabo no ponto *B*
θ	Ângulo de inclinação do elemento

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRADEE	Associação Brasileira dos Distribuidores de Energia Elétrica
ANSYS	Analysis Systems
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTRAS	Advanced Structural Analysis System
ASTM	American Society For Testing and Materials
CEMIG	Centrais Elétricas de Minas Gerais
EDS	Every Day Stress
EEIPS	Extra Extra Improved Plow Steel
EHS	Extra High Strength
EIPS	Extra Improved Plow Steel
EN	European Standards
EPS	Extended Pressure System
FORTRAN	Formula Translation
IPS	Improved Plow Steel
ISO	International Organization for Standardization
HS	High Strength
LT	Linha de Transmissão
NBR	Norma Brasileira
PS	Plow Steel
SAP	Structural Analysis Program
UTS	Ultimate Tension Stress

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise.....7
Figura 2 – Modelagem pelo método da zona plástica.....10
Figura 3 – Cordoalha de Aço Galvanizado KV LUX.....15
Figura 4 – Cabo de aço.....15
Figura 5 – Módulo de elasticidade secante segundo a ASCE 19-10 (2010).....17
Figura 6 – Curva tensão (σ) versus deformação (ε) conforme Ramberg e Osgood (1943).....18
Figura 7 – Curva tensão *versus* deformação para cabos e cordoalhas obtidas de ensaio de Jonatowski e Birnstiel (1967).....19
Figura 8 - Curva tensão versus deformação conforme Greenberg (1970).....20
Figura 9 – Curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) para cordoalhas ensaiadas por Murray e Willems (1970).....22
Figura 10 – Curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) recomendada por Murray e Willems (1970).....22
Figura 11 – Etapas principais da atividade elétrica.....23
Figura 12- Extensão da Rede Básica de Transmissão.....24
Figura 13 – Mapa do Sistema de Transmissão – Horizonte 2024.....25
Figura 14 – Principais elementos das linhas de transmissão.....26
Figura 15 – Torres de circuitos, simples (a) e (b) e duplo (c).....31
Figura 16 - Torres de linha de transmissão: (a) autoportante, (b) estaiada.....34
Figura 17 - Configuração das torres metálicas treliçadas autoportantes: (a) Tronco-piramidal, (b) Delta, (c) Delta Cara de Gato.....35
Figura 18 – Torre tipo delta com identificação de constituinte.....36
Figura 19 – Formato das torres metálicas treliçadas estaiadas: (a) Monomastro, (b) “V”, (c) Cross-Rope.....37
Figura 20 – Carregamento na torre devido: (a) ao peso próprio dos painéis, (b) ao vento por níveis de influência de cada painel.....39
Figura 21 – Diagramas de carregamento da estrutura nos pontos de fixação dos cabos.....40
Figura 22 – Cabo com apoio desnivelado sujeito a forças concentradas.....52
Figura 23 – Configuração inicial do cabo.....53

Figura 24 – Diagrama de corpo livre de um elemento de cabo sujeito ao carregamento 53
Figura 25 – Diagrama de corpo livre de um elemento de cabo sujeito ao peso próprio 54
Figura 26 – Diagrama tensão-deformação multilinear.....57
Figura 27 – Seções transversais em perfil divididas em fatias para o elemento 57
Figura 28 – Fluxograma geral para análise não linear incremental e iterativa 58
Figura 29 – Treliça plana em balanço 63
Figura 30 – Lei constitutiva bilinear 69
Figura 31 – Treliça espacial 72
Figura 32 – Cabo suspenso sujeito ao peso próprio 79
Figura 33 – Cabo submetido ao peso próprio e a uma força concentrada.....80
Figura 34 – Vista espacial da torre estaiada monomastro 83
Figura 35 – Croqui do posicionamento do monomastro ao longo da linha de transmissão.....84
Figura 36 – Vista transversal da torre 85
Figura 37 – Vista longitudinal da torre.....86
Figura 38 – Forças transversais devido ao vento na torre monomastro.....89
Figura 39 – Diagrama típico de aplicação do carregamento na torre monomastro ...91
Figura 40 - Curvas σ versus ε multilineares da lei constitutiva para os aços ASTM-A737-B, ASTM-A737-C e estais.....97
Figura 41 - Lei constitutiva dos estais 108

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resistência à tração do dos fios de aço 16
Tabela 2 – Parâmetro para as cordoalhas ensaiadas 21
Tabela 3 – Parâmetros recomendados para as cordoalhas 21
Tabela 4 – Deslocamentos nos nós da treliça – Análise de 2ª ordem Elástica 64
Tabela 5 – Reações de apoio da treliça plana– Análise de 2ª ordem Elástica 65
Tabela 6 – Força normal solicitante nos elementos da treliça plana – Análise de 2ª ordem Elástica 65
Tabela 7 – Deslocamentos dos nós da treliça plana do programa TOWER – Análise de 2ª ordem Elástica 66
Tabela 8 – Reações de apoio na treliça plana - TOWER 67
Tabela 9 – Força normal solicitante nas barras da treliça plana – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER 68
Tabela 10 – Deslocamentos dos nós na treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 70
Tabela 11 – Reações de apoio da treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 70
Tabela 12 – Força normal solicitante nos elementos da treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 71
Tabela 13 – Deslocamentos dos nós na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica 73
Tabela 14 – Reações de apoio da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica 73
Tabela 15 – Força normal solicitante nos elementos da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica 74
Tabela 16 - Deslocamento dos nós na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica – TOWER 74
Tabela 17 – Reação de apoio na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER 75
Tabela 18 – Força normal solicitante nas barras da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER 76
Tabela 19 – Deslocamentos dos nós na treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 77

Tabela 20 – Reações de apoio da treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 77
Tabela 21 – Força normal nos elementos da treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS 78
Tabela 22 – Resultados analíticos e dos programas TOWER e ASTRAS 80
Tabela 23 – Resultados dos deslocamentos do ponto C 81
Tabela 24 – Características das barras da torre estaiada monomastro 87
Tabela 25 – Área dos painéis e forças de vento transversal por painel e nível.....89
Tabela 26 – Valores numéricos das cargas na estrutura por hipótese.....91
Tabela 27 – Forças normais solicitantes de máxima tração obtidas pelo TOWER e ASTRAS.....92
Tabela 28 – Forças normais de máxima compressão obtidas pelo TOWER e ASTRAS 93
Tabela 29 – Reações de apoio obtidas pelo TOWER e ASTRAS.....94
Tabela 30 – Deslocamento dos nós na Hipótese I 95
Tabela 31 – Deslocamento dos nós na Hipótese II 95
Tabela 32 – Deslocamento dos nós na Hipótese IV.....96
Tabela 33 – Valores da tensão, da deformação e do módulo tangente para os trechos da lei constitutiva dos aços ASTM-A737-B, ASTM-A737-C e estais 98
Tabela 34 – Forças normais de máxima tração – análise elastoplástica ASTRAS ...99
Tabela 35 – Forças normais de máxima compressão – análise elastoplástica ASTRAS 100
Tabela 36 – Reações de apoio obtidas pelo ASTRAS 101
Tabela 37 – Deslocamento dos nós na Hipótese I 102
Tabela 38 – Deslocamento dos nós na Hipótese II 102
Tabela 39 – Deslocamento dos nós na Hipótese IV.....103
Tabela 40 – Deformações e Tensões nos elementos de treliças – análise elastoplástica ASTRAS 105
Tabela 41 – Deformações e tensões nos estais – análise elastoplástica ASTRAS 106
Tabela 42 – Relação de elementos tracionados alterados na análise elastoplástica do ASTRAS.....107
Tabela 43 – Lei constitutiva dos estais.....107
Tabela 44 - Deformações e Tensões nas barras – análise elastoplástica ASTRAS do projeto modificado da torre.....109

Tabela 45 - Deformações e Tensões nos estais – análise elastoplástica ASTRAS do projeto modificado da torre.....109
Tabela 46 – Deslocamento dos nós das Hipótese I e II 110

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 PERGUNTA DA PESQUISA 2

1.2 OBJETIVOS 3

1.2.1 Objetivo geral 3

1.2.2 Objetivos específicos 3

1.3 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA 3

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO 4

2 ASPECTOS DA ANÁLISE AVANÇADA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 6

2.1 VISÃO GERAL DA ANÁLISE ESTRUTURAL 6

2.2 ANÁLISE AVANÇADA 6

2.2.1 Tipos de Análise 6

2.2.1.1. Análise Elástica de Primeira Ordem 7

2.2.1.2. Análise Elástica de Segunda Ordem 7

2.2.1.3. Análise Inelástica de Primeira Ordem 8

2.2.1.4. Análise Inelástica de Segunda Ordem 8

2.2.2 Análise Avançada 8

2.2.3 Análises não lineares de cabos e torres 11

2.3 ESTRUTURA DE CABOS 14

2.3.1 Cabos de Aço 14

2.3.2 Características Construtivas de Cordoalhas e Cabos de Aço 14

2.3.3 Resistência de Cabos de Aço 15

2.3.4 Diagrama Tensão *versus* Deformação para Cabos de Aço 16

2.4 TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO 23

2.4.1 Componentes das Linhas de Transmissão 26

2.4.2 Normas e especificações 28

2.4.3 Classificação das Torres de Linhas de Transmissão 30

2.4.3.1 Número de Circuitos 30

2.4.3.2 Disposição dos Condutores 31

2.4.3.3 Tensão Elétrica da Linha de Transmissão 32

2.4.3.4 Função da Torre na Linha de Transmissão 32
2.4.3.5 Modelo Estrutural das Torres 33
2.4.3.6 Configuração da Silhueta da Torre 35
2.4.4 Ações Atuantes nas Torres de Linha de Transmissão 37
2.4.4.1 Especificidades para Aplicação de Ações nas Torres de Linha de Transmissão 38
2.4.5 Ações Combinadas 41
3 PROGRAMAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR DE ESTRUTURA DE CABOS E TRELIÇAS 42
3.1 PROGRAMA TOWER (2019) 42
3.1.1 Modelagem no Programa TOWER (2019) 42
3.1.2 Nós e Mecanismos Coplanares 43
3.1.3 Estais e cabos 45
3.1.4 Isoladores 45
3.1.5 Construindo um Modelo 46
3.1.5.1 Nós da estrutura 47
3.1.5.2 Conectando as barras 48
3.1.5.3 Conectando estais 48
3.1.5.4 Cargas de peso próprio e áreas de arrasto 48
3.2 PROGRAMA ASTRAS 49
3.2.1 Aspectos da Implementação Computacional 49
3.2.1.1 Critérios de Convergência 50
3.2.1.2 Implementação da Configuração Inicial de Equilíbrio do Cabo 50
3.2.1.3 Formulação Analítica dos Sistemas de Cabos Suspensos 51
3.2.1.4 Problema Elastoplástico Unidimensional 56
3.2.1.5 Análise Incremental no Comportamento Elastoplástico 56
3.2.1.6 Modelo das Fatias 57
3.2.2 Fluxograma do Programa 58
4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO PARA VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS 62
4.1 TRELIÇA PLANA EM GRANDES DESLOCAMENTOS 63
4.1.1 Análise elástica em teoria de 2ª ordem 63
4.1.2 Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem 69
4.2 TRELIÇA ESPACIAL 72

4.2.1 Análise elástica em teoria de 2ª ordem 72
4.2.2 Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem 76
4.3 CABO SUBMETIDO AO PESO PRÓPRIO 79
4.4 CABO SUBMETIDO AO PESO PRÓPRIO E A UMA FORÇA CONCENTRADA 80
4.5 TORRE ESTAIADA DO TIPO MONOMASTRO 82
4.5.1 Características Gerais e de Projeto da Torre 82
4.5.2 Forças de Vento Aplicadas na Estrutura 88
4.5.3 Cargas de Peso Próprio 90
4.5.4 Hipóteses de Carregamento 90
4.5.5 Apresentação e discussão dos resultados da análise de 2ª ordem elástica 91
4.5.5.1 Forças normais nas barras e estais 92
4.5.5.2 Reações de apoio 93
4.5.5.3 Deslocamento dos nós 94
4.5.6 Apresentação e discussão dos resultados da análise de 2ª ordem elastoplástica 96
4.5.6.1 Forças normais nas barras e estais 98
4.5.6.2 Reações de apoio 100
4.5.6.3 Deslocamento dos nós 101
4.5.6.4 Deformações e tensões dos elementos em análise elastoplástica 103
5 CONCLUSÃO 111
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS 111
5.2 SÍNTESE E CONCLUSÕES 111
5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 115
6 REFERÊNCIAS 116

1 INTRODUÇÃO

A evolução tecnológica acontece de forma gradativa, porém em ritmo cada vez mais rápido nas últimas décadas. Sendo assim, faz-se necessário o envolvimento e a atuação de todos os acadêmicos na busca de novos conhecimentos, novas soluções, novos produtos e serviços. O conhecimento científico aliado à evolução tecnológica são fatores determinantes do nível de desenvolvimento de um país, exercendo um papel relevante na qualidade de vida de sua população, na segurança, na confiabilidade e na eficiência da prestação de serviços de alcance público, como, por exemplo, dos sistemas elétricos compreendendo em: geração, transmissão e distribuição de energia elétrica.

Quanto à geração de energia elétrica no Brasil, as usinas hidrelétricas e termoelétricas correspondem a maior contribuição da sua capacidade instalada, enquanto as energias nucleares, eólicas e solares, ainda incipientes, correspondem a menor parte. O transporte dessa energia, da geração aos centros consumidores, é feita por meio de “linhas de transmissão”, utilizando tensão elétrica elevada na ordem de até 750 quilovolts. Um projeto de linha de transmissão, na concepção do planejamento do sistema elétrico, visa transportar uma determinada potência, em um determinado nível de tensão elétrica, atendendo a quesitos de menor custo total, baixo impacto ambiental e social, além de atender aos altos índices de confiabilidade e disponibilidade, bem como de atender aos requisitos técnicos necessários tanto do ponto de vista elétrico como do estrutural.

No que se referem aos aspectos estruturais de uma linha de transmissão, as torres metálicas, denominadas estruturas de suporte, têm uma importância relevante para garantir a não ocorrência de incidentes de desligamento. Os requisitos do projeto das torres estão relacionados com as ações originadas dos cabos suspensos, com as ações atuantes sobre as mesmas e com as ações devidas aos parâmetros de vento. Todos esses requisitos são avaliados visando à análise e ao dimensionamento das torres, as quais seguem uma arquitetura quase padronizada, formada por sistemas estruturais em treliças espaciais de aço. Compondo os sistemas da linha de transmissão existem as chamadas torres autoportantes que, conforme indica o nome, são calculadas e projetadas com a capacidade de suportarem as cargas atuantes por si só. Quando as treliças espaciais estão ligadas às estruturas de cabos auxiliares para a sua estabilidade, temos as chamadas torres estaiadas.

Os projetos de sistemas treliçados espaciais em estruturas de grande complexidade têm exigido a utilização de uma análise estrutural avançada, a qual leva em consideração a não linearidade geométrica (NLG) e não linearidade do material (NLM), envolvidas no problema. A NLG está relacionada com os efeitos da mudança de geometria na análise, ou seja, quando o equilíbrio é feito na posição deslocada da estrutura. Os esforços aplicados não são proporcionais aos deslocamentos, angulares ou lineares, provocados na estrutura. A NLM leva em conta a perda de rigidez dos elementos que compõem a estrutura à medida que parte ou toda uma seção do material entra em escoamento. Sendo assim, pesquisadores e engenheiros reconhecem a necessidade e a importância de se considerar, no projeto de torres de linhas de transmissão, os diversos efeitos não lineares envolvidos no problema, destacando-se a NLG e a NLM.

A análise é ainda mais complexa quando os cabos fazem parte da constituição da estrutura, devido ao comportamento não linear produzido pelas forças normais nos cabos, além das forças externas atuantes durante os grandes deslocamentos a que essas estruturas são submetidas. Aliado a isso, o fato dos próprios cabos possuírem comportamento não linear, visto que as suas propriedades de rigidez variam com a geometria deformada e com as tensões a que estão sujeitos, o seu cálculo envolve, além do desenvolvimento das relações não lineares entre forças e deslocamentos, a obtenção da configuração geométrica inicial dessas estruturas (COSTA, 2014).

Levando em conta as considerações das não linearidades, geométrica e material, na análise estrutural e com o advento do crescente avanço tecnológico na área da informática, várias ferramentas computacionais, baseadas em métodos de análises avançadas, têm sido desenvolvidas. Esses programas utilizam formulações teóricas rigorosas e consistentes, obtendo resultados mais precisos e evitando simplificações no cálculo. Isso acarreta em um projeto da estrutura mais otimizado com relevante ganho em custos de fabricação.

1.1 PERGUNTA DA PESQUISA

Qual é a importância da consideração da não linearidade geométrica e da não linearidade física do material, ou seja, da análise avançada, no cálculo de deslocamentos e de esforços em projetos de torres metálicas estaiadas de linhas de transmissão?

1.2 OBJETIVOS

O presente trabalho de pesquisa tem em vista os seguintes objetivos.

1.2.1 Objetivo geral

O trabalho de pesquisa tem como objetivo geral, avaliar quais são as influências das não linearidades geométricas e do material, em sistemas estruturais formados por estruturas de cabos e de treliças espaciais, com aplicação em torres estaiadas de linhas de transmissão.

1.2.2 Objetivos específicos

Como objetivos específicos, este trabalho de pesquisa tem por finalidade:

a) Realizar uma análise não linear geométrica estática de treliças (plana e espacial), de cabos e de uma torre metálica estaiada do tipo monomastro, considerando o Programa comercial TOWER - Analysis and Design of Steel Latticed Towers used in Transmission and Communication Facilities;

b) Analisar os resultados de forças normais de tração e compressão nas barras e de tração nos estais, das reações de apoio, dos deslocamentos dos pontos de fixação dos estais, cabos condutores e cabos para-raios no mastro e nos estais, considerando as hipóteses de carregamento mais relevantes para o dimensionamento;

c) Comparar os resultados de forças e de deslocamentos obtidos pelo programa computacional utilizado em projetos de torres, TOWER (2019) e pelo programa computacional desenvolvido para fins de pesquisa por Costa (2014);

d) Verificar a necessidade ou não de se considerar as não linearidades, geométrica e do material, em torres de linhas de transmissão.

1.3 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA

O processo de aceleração do crescimento econômico do Brasil exige grandes investimentos em infraestrutura e a questão energética é um item de grande relevância. O país ainda possui um grande potencial hidroelétrico, termoelétrico e eólico a ser desenvolvido, sendo que as usinas se localizam distantes dos grandes centros de consumo que precisam ser interligados pelas linhas de transmissão. Desta

forma, conforme afirma Costa (2014), há necessidade de ampliar os sistemas de transmissão à longa distância para permitir o transporte de blocos de energia cada vez maiores.

Essa necessidade de ampliação dos sistemas de transmissão de energia elétrica faz com que o estudo sobre os carregamentos, a análise estrutural e o dimensionamento das torres de linhas de transmissão tenham importância cada vez maior, buscando sempre a elaboração de projetos de estruturas mais eficientes e econômicas. Assim sendo, é de fundamental importância que inovações tecnológicas sejam disponibilizadas aos especialistas, para que elas sejam consideradas e avaliadas nos projetos da linha de transmissão.

Programas computacionais de cálculo para análise de estruturas metálicas têm sido desenvolvidos e apresentam uma vasta aplicação para os engenheiros do Setor Elétrico e de Telecomunicações. Esses programas são amplamente utilizados sendo atualmente indispensáveis na elaboração de projeto de torres novas, recapacitação de linhas de transmissão existentes e análise de carregamento de torres de telecomunicações.

Rippel (2005) destaca que a ocorrência de acidentes em linhas de transmissão pode provocar graves problemas em determinados setores da sociedade, principalmente, pelo desligamento repentino de equipamentos elétricos. A confiabilidade da linha de transmissão, quanto aos incidentes de desligamento e falta de suprimento de energia elétrica, está em grande parte, dependente da condição de estabilidade das estruturas de suspensão dos cabos condutores. Sendo que as estruturas de suspensão dessas linhas são compostas em sua grande maioria de torres metálicas treliçadas, o presente trabalho pretende estudar os sistemas estruturais constituídos por estruturas treliçadas espaciais com cabos, com vistas à aplicação em linhas de transmissão. Será utilizada a análise avançada, que é o método de análise que melhor representa o comportamento real de uma estrutura.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Após a introdução do trabalho, onde são abordados, a pergunta da pesquisa, os objetivos e a justificativa do tema escolhido, apresenta-se no capítulo 2, a fundamentação teórica discorrendo sobre os tipos de análise e as bases da análise avançada e uma visão geral sobre as estruturas de cabos de aço, suas características construtivas, bem como o estudo da resistência desses cabos. Neste capítulo também

são apresentados os conceitos das torres estaiadas de linhas de transmissão, mostrando a classificação das torres de linhas de transmissão, o modelo estrutural das torres, o formato da silhueta, as ações atuantes e as combinações de ações nas torres de linha de transmissão. O capítulo se encerra com a apresentação de uma revisão bibliográfica.

No capítulo 3 são apresentados dois programas de análise não linear de estruturas de cabos e treliças. Inicialmente são apresentados os fundamentos teóricos da análise estática de sistemas estruturais de cabos e treliças, bem como a formulação analítica dos sistemas de cabos suspensos. Posteriormente, são abordados, o programa comercial TOWER (2019), desenvolvido pela *Power Line Systems* e o programa acadêmico ASTRAS, desenvolvido por Costa (2014).

No capítulo 4 são preliminarmente analisados quatro exemplos simples da literatura: duas treliças, uma plana e uma espacial, considerando-se as análises de 2ª ordem elástica e elastoplástica e de dois cabos, considerando-se apenas a análise de 2ª ordem elástica. Os resultados, obtidos pelos programas TOWER e ASTRAS, visam o entendimento dos programas para à aplicação em torres estaiadas reais. Apresenta-se em seguida, a análise e discussão dos resultados de uma torre estaiada do tipo monomastro, considerando as análises em 2ª ordem e elastoplástica.

Finalmente, no Capítulo 5, são apresentadas as considerações finais e conclusões obtidas contendo as contribuições relevantes do trabalho e sugestões para trabalhos futuros.

2 ASPECTOS DA ANÁLISE AVANÇADA E REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para a análise da não linearidade geométrica e material dos sistemas de torres estaiadas segue a apresentação da fundamentação teórica.

2.1 VISÃO GERAL DA ANÁLISE ESTRUTURAL

Em uma visão geral sobre os tipos de análise utilizados no cálculo de estruturas de aço, nota-se que a diferença básica entre os métodos está no fato de considerar ou não, no estudo do equilíbrio da estrutura, a não linearidade geométrica bem como a não linearidade física do material que a constitui.

Na análise em teoria de primeira ordem, as equações de equilíbrio da estrutura são formuladas considerando sua posição não deslocada. Na análise em teoria de segunda ordem, a formulação das equações de equilíbrio considera a geometria da estrutura em sua posição deslocada. Neste último caso, a análise pode ser feita tanto em regime de pequenos deslocamentos, como de grandes deslocamentos. No primeiro caso é validada somente a hipótese de pequenos deslocamentos. Essa classificação, conforme descrita, permite reconhecer a distinção entre os conceitos de linearidade e não linearidade geométrica.

Quanto à linearidade física do material, a mesma está relacionada à aplicabilidade da Lei de Hooke, ou seja, há uma consideração de uma proporcionalidade constante existente entre tensões e deformações do material na análise. Por outro lado, a análise considerando a não linearidade física do material ocorre quando o material não apresenta uma constante ou excede o limite de proporcionalidade.

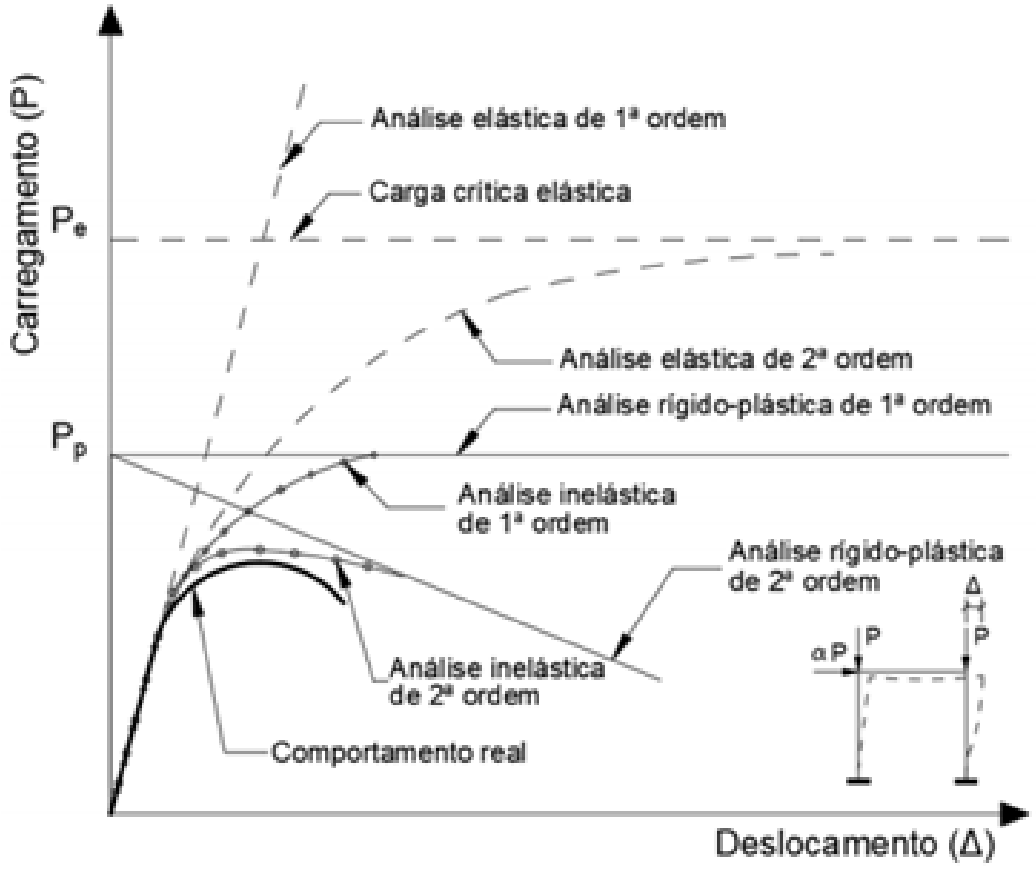
2.2 ANÁLISE AVANÇADA

Com o advento da tecnologia computacional disponível atualmente tornou-se possível a implementação de análise avançada e, consequentemente, a obtenção de respostas mais próximas ao comportamento real das estruturas. Para conceituar análise avançada, apresenta-se, inicialmente, os tipos de análises que são utilizadas nas estruturas.

2.2.1 Tipos de Análise

A Figura 1 ilustra de forma esquemática as curvas força (P) *versus* deslocamento lateral (Δ) de um pórtico rígido submetido a cargas estáticas considerando cada tipo de análise descrita a seguir.

Figura 1 – Comportamento força x deslocamento dos vários tipos de análise



Fonte: Viana (2019)

2.2.1.1. Análise Elástica de Primeira Ordem

Nesse tipo de análise as formulações de equilíbrio consideram a estrutura em sua configuração inicial, não deslocada, ou seja, na sua geometria original (linearidade geométrica) e consideram o material como elástico linear (linearidade do material). Assim sendo, esse tipo de análise é válido para hipóteses de pequenos deslocamentos. Essa análise não fornece informações sobre a influência da plasticidade e da estabilidade no comportamento da estrutura. Essas influências são consideradas indiretamente no dimensionamento por meio de equações de interação, curvas de resistência e ampliação dos esforços solicitantes (SILVA, 2010).

2.2.1.2. Análise Elástica de Segunda Ordem

Nesse tipo de análise as condições de equilíbrio são formuladas considerando a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica), mas o material

ainda é considerado na condição elástico linear (linearidade do material). A resposta da curva força *versus* deslocamento tende assintoticamente para a carga crítica elástica (P_e) da estrutura, conforme ilustra a Figura 1. Esse tipo de análise inclui os efeitos da estabilidade elástica, *P-Δ* e *P-δ*, porém não fornece nenhuma informação direta da resistência inelástica real da estrutura (SILVA, 2010).

2.2.1.3. Análise Inelástica de Primeira Ordem

Nesse tipo de análise as formulações de equilíbrio são verificadas considerando a estrutura na sua condição inicial, não deslocada (linearidade geométrica), mas considera os efeitos de plastificação das barras (não linearidade do material). Esses efeitos podem ser considerados desde os modelos simples como de rótulas plásticas até os modelos mais detalhados de propagação da plastificação no interior das barras. Sendo o material elastoplástico perfeito, a resposta da curva força *versus* deslocamento dessa análise se aproxima assintoticamente da carga limite plástica (P_P), conforme ilustra a Figura 1, calculada por análise de mecanismo plástico (SILVA, 2010).

2.2.1.4. Análise Inelástica de Segunda Ordem

Nesse tipo de análise as equações de equilíbrio são formuladas considerando tanto a estrutura na sua posição deslocada (não linearidade geométrica) como também os efeitos da plastificação das barras (não linearidade do material). Esse tipo de análise é o que mais se aproxima do comportamento real da estrutura (SILVA, 2010).

2.2.2 Análise Avançada

As linhas de transmissão de energia elétrica são projetadas como sistemas treliçados em perfis laminados, além da possibilidade da utilização de cabos auxiliares formando os sistemas estaiados, garantindo a estabilidade da estrutura em aço. Elas estão sujeitas a diversas solicitações, como por exemplo, fortes rajadas de ventos em diversas direções, rompimento de cabos condutores e carregamentos construtivos, entre outros. Com o surgimento de materiais mais resistentes e novas técnicas construtivas, o interesse por projetos de estruturas com fatores de segurança menores aumentou com vistas a redução de custos e aumento da confiabilidade.

Consequentemente a análise avançada passou a ser demandada nas análises e projetos dessas estruturas.

A Análise Inelástica Avançada refere-se a qualquer método de análise que avalia simultaneamente a resistência e a estabilidade de um sistema estrutural como um todo. Essa análise pode prever com bastante precisão os possíveis modos de falha de uma estrutura e proporcionar um maior índice de confiabilidade na análise e dimensionamento, ao se utilizar adequadamente os fatores de combinação das ações e os coeficientes de ponderação das resistências (LAVALL et al., 2013).

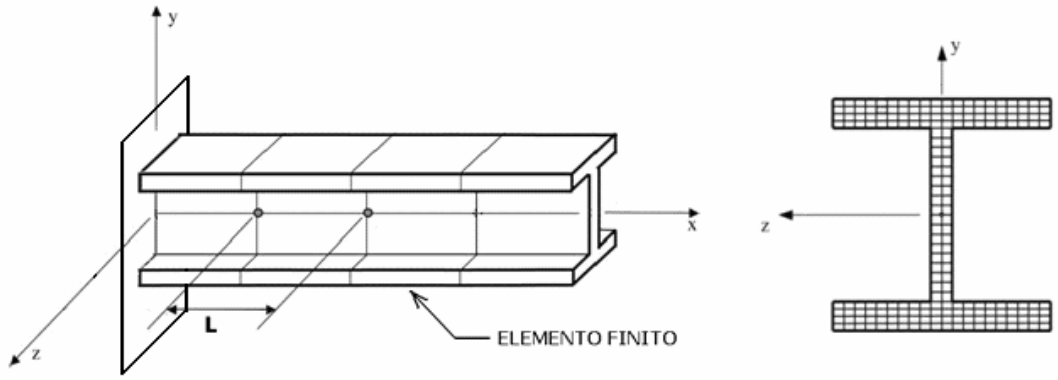
Além disso, a utilização da análise avançada no processo de dimensionamento estrutural pode possibilitar uma redução do consumo de matéria-prima usada na produção do aço já que esse método favorece a criação de estruturas esbeltas e leves de forma otimizada (VIANA, 2019).

Nas últimas décadas, muitos pesquisadores desenvolveram e validaram formulações para a análise avançada de estruturas em aço planas e espaciais com ligações rígidas e semirrígidas. Com o desenvolvimento e disseminação dos computadores, implementaram programas de cálculo capazes de gerar resultados mais aproximados ao comportamento real das estruturas, conforme os estudos apresentados por Foley e Vinnakota (1997), Kim e Lee (2002), Jiang et al (2002), Kim et al. (2003), Chan e Zhou (2004), Xu et al. (2004), Iu e Chan (2004), Kim e Choi (2005), Liu (2009), Silva (2010), Zubydan (2011), Thai e Kim (2011), Iu e Bradford (2012), Da Silva e Silva (2012), Ngo-Huu et al. (2012), Costa (2014), Saritas e Koseoglu (2015), Nguyen e Kim (2014, 2015, 2016), entre outros.

Para a consideração dos efeitos da inelasticidade do aço, os programas computacionais adotam, em geral, duas abordagens, a primeira baseada no método de formação de rótulas plásticas e a segunda, no método da zona plástica (NGUYEN; KIM, 2015). O método da rótula plástica pode ser classificado em método da rótula elastoplástica (MRE) e método da rótula plástica refinado (MRPR). No primeiro supõe-se que o elemento permanece em regime elástico até que a resistência plástica da seção seja alcançada formando uma rótula plástica, como os trabalhos apresentados por White (1993) e Ngo-Huu et al. (2012). Os efeitos das tensões residuais não são considerados. No segundo, ao contrário, é possível acompanhar o processo de plastificação da seção transversal e considerar o efeito das tensões residuais, como os estudos apresentados por Machado e Silveira (2005) e Silva (2009).

O método da zona plástica (MZP) considera o efeito da plastificação na formulação, onde a barra é discretizada em vários elementos e a seção transversal de cada elemento é dividida em fatias, permitindo a distribuição da plasticidade ao longo do comprimento do elemento e a plastificação gradual da seção transversal ao longo da altura do elemento, respectivamente, conforme exemplifica a Figura 2. Como exemplos de estudos que utilizam os princípios do método da zona plástica podem-se citar os trabalhos desenvolvidos por Vogel (1985), Clarke et al. (1992), Lavall (1996), Foley e Vinnakota (1997), Almeida (2006), Silva (2010), Costa (2014), e recentemente, os trabalhos publicados por Da Silva et al. (2018) e Viana (2019).

Figura 2 – Modelagem pelo método da zona plástica



Fonte: Silva (2010)

Dentre os trabalhos citados anteriormente, destaca-se o estudo de Da Silva et al. (2018), que apresentaram uma formulação geometricamente exata, capaz de considerar as não linearidades física e geométrica e as deformações por cisalhamento via teoria de Timoshenko (1921). A metodologia proposta foi implementada no programa desenvolvido por Lavall (1996), PPLANLEP (Programa de Pórticos Planos de Aço, considerando a Análise Não Linear Elasto-Plástica), que utiliza a abordagem corrotacional e o método da plasticidade distribuída para a obtenção da matriz de rigidez tangente do elemento. O programa também considera as ligações semirrígidas na análise de pórticos planos de aço. Viana (2019) implementou o algoritmo de integração implícita de Newmark (1959) combinado à técnica de Newton-Raphson no programa PPLANLEP para realizar a análise avançada dinâmica de pórticos planos de aço.

2.2.3 Análises não lineares de cabos e torres

Com relação a análise não linear de cabos e torres podem-se citar os trabalhos desenvolvidos por Irvine e O'Sullivan (1979), McCallen e Romstad (1990), Al-Bermani e Kitipornchai (1992), Qilin (1991), Oliveira (1995), Kahla (1997), Campos Filho (2004), Oliveira (2006), Araújo e Greco (2010), Thai e Kim (2011a), Costa (2014).

Em 1979, Irvine e O'Sullivan (1979) apresentaram os resultados de um estudo da estabilidade de uma torre com estais ligados ao seu topo. Uma carga externa foi aplicada no topo da torre que possuia três estais arranjados de forma simétrica. Os autores analisaram os modos de flambagem da torre. Os resultados foram obtidos considerando a estabilidade elástica da torre e a não linearidade geométrica dos cabos.

McCallen e Romstad (1990) desenvolveram uma formulação para análise não linear de estruturas treliçadas. Um elemento finito contínuo foi derivado de um algoritmo computacional para análise não linear. Aplicações numéricas considerando o comportamento constitutivo de material elastoplástico foram apresentadas e comparadas com soluções de elementos finitos discretos. Os exemplos mostraram o potencial da análise de elemento finito continuo quando comparado a análise clássica de elemento finito discreto.

Qilin (1991) apresentou um estudo para problemas não lineares de treliças espaciais, baseado numa formulação Lagrangiana total, para obtenção da matriz de rigidez incremental precisa e correspondente equação de elementos finitos. Exemplos numéricos mostraram que o método apresentado pode ser usado para análise de problemas de 2ª ordem elastoplástica, com grandes deslocamentos, para treliças espaciais de forma satisfatória e efetiva.

Al-Bermani e Kitipornchai (1992) apresentaram uma técnica de análise não linear capaz de predizer e simular o comportamento estrutural final de uma torre de transmissão autoportante, onde é considerada tanto a não linearidade geométrica como a do material. Os autores desenvolveram o programa AK TOWER, usado para predizer o comportamento último da estrutura. No trabalho, os autores citaram a prática de cálculo das tensões nas torres, que era até então, obtida de uma análise elástica linear com elementos carregados axialmente, condições tais que não ocorrem na prática. O trabalho mostrou uma considerável discrepância entre os valores das forças nas barras das treliças obtidos pelo método de análise elástico linear com os

valores obtidos pelos testes em escala real, justificando a necessidade de se desenvolver um método de análise capaz de predizer o comportamento estrutural último mais preciso de torres de transmissão.

Um modelo tridimensional de torre estaiada foi apresentado por Kahla (1997), considerando a análise dinâmica e a não linearidade geométrica. O comportamento da torre foi analisado considerando-se um estai passando por ruptura súbita, enviando um choque impulsivo para a estrutura inteira. Uma torre de 152,4 metros de altura com três níveis de estais foi analisada. A análise foi realizada considerando-se a ação de um vento no plano de ruptura do estai. A torre foi modelada como uma treliça espacial tridimensional e os estais como catenárias elásticas tridimensionais.

Campos Filho (2004) apresentou uma formulação via método dos elementos finitos não linear, com referencial lagrangiano atualizado. O autor utilizou o elemento de viga e de treliças para modelar os elementos de pórtico e de cabos, respectivamente, para analisar o comportamento estático de estruturas estaiadas. Uma análise paramétrica foi realizada para o estudo da influência do posicionamento, do tensionamento e da rigidez dos cabos. Esses fatores se mostraram determinantes no comportamento estrutural, havendo um acréscimo considerável no valor da carga crítica e perda de rigidez do sistema após a flambagem.

Oliveira (2006) utilizou um modelo de elementos finitos capaz de reproduzir o comportamento acoplado entre os cabos da linha de transmissão e estruturas quando submetidos aos carregamentos dinâmicos e não determinísticos produzidos pelo vento. O modelo tridimensional estudado é constituído por elementos finitos de pórtico e treliça espacial utilizando-se o ANSYS e considerando-se o efeito de não linearidade geométrica decorrente, principalmente, dos grandes deslocamentos sofridos pelos cabos e isoladores. Os elementos associados à estrutura das torres foram representados por elemento de pórtico espacial com dois nós, as cadeias de isoladores foram representadas por elemento de treliça espacial e os cabos (condutores e para-raios) por elementos de pórtico espacial de três nós.

Araújo e Greco (2010) analisaram o comportamento mecânico e a estabilidade de torres estaiadas sob ações estáticas, variando-se as topologias da torre treliçada, a disposição dos elementos, os modelos com base quadrada e triangular, a posição dos estais e o nível de protensão inicial para estruturas esbeltas que apresentaram comportamento não linear geométrico acentuado. Os sistemas estruturais analisados foram modelados numericamente com auxílio de programa computacional baseado

no método dos elementos finitos, que utiliza formulação não linear geométrica posicional com prescrição de deformação inicial nos cabos.

Thai e Kim (2011a) apresentaram um software prático para análise inelástica avançada. O software apresentado incluiu análise dinâmica de estruturas espaciais de aço e é capaz de prever com precisão a resposta não linear da estrutura, utilizando apenas um elemento por membro na modelagem estrutural.

Costa (2014) desenvolveu uma formulação via método dos elementos finitos para uma análise avançada de sistemas estruturais formados por estruturas de treliças espaciais e por cabos e sua implementação computacional, visando uma aplicação em torres estaiadas de linhas de transmissão. O estudo de uma formulação geometricamente exata foi realizado, considerando a não linearidade do material pelos conceitos da plasticidade distribuída e a não linearidade geométrica. A formulação, para problemas tridimensionais, considera uma rigorosa formulação Lagrangiana atualizada, que utiliza a técnica corrotacional para a dedução consistente da matriz de rigidez tangente dos elementos de cabo exato e de treliça.

A formulação implementada por Costa (2014) permite ainda avaliar os efeitos da variação da temperatura nos elementos de treliça e cabos. Foram apresentados exemplos numéricos com o fim de demonstrar a eficiência da formulação e a precisão dos resultados que, comparados com resultados teóricos da literatura e de outros programas existentes, se mostraram satisfatórios. Exemplos de casos reais de torres metálicas estaiadas de linhas de transmissão também foram apresentados. Nestes exemplos os resultados obtidos pelo programa desenvolvido foram comparados com os resultados de programas comerciais, o que mostrou a sua precisão, eficiência e potencialidade. O programa computacional desenvolvido foi uma adaptação do programa PPLANLEP criado por Lavall (1996).

Kamarudin et al. (2018) realizaram uma revisão sobre análise e dimensionamento de uma torre de transmissão de aço treliçada. Posteriormente, utilizaram dois métodos de análise, a análise estática linear e a análise p-delta, para comparar a força solicitante máxima, o deslocamento máximo, bem como a localização da seção crítica da torre quando diferentes cargas são aplicadas. Para análise da torre, em sua modelagem e simulação foram utilizados elementos de viga e treliça. Os autores verificaram que o maior esforço solicitante foi localizado no montante da torre próximo à base, para o vento aplicado com um ângulo de 45 graus.

2.3 ESTRUTURA DE CABOS

As estruturas de cabos constituem sistemas estruturais de grande aplicação prática na engenharia. Como exemplos de tais estruturas têm-se as pontes pênseis, pontes estaiadas, teleféricos e linhas de transmissão. Nas linhas de transmissão os cabos são empregados como elementos que conduzem a energia elétrica entre os vãos das torres, como estais para as torres estaiadas e outras utilizações. As estruturas de cabos possuem comportamento altamente não linear. Do ponto de vista geométrico, a não linearidade procede da sua configuração inicial de equilíbrio e do fato que sua rigidez varia com a deformada e com as tensões a que estão sujeitos. Do ponto de vista material, as leis constitutivas dos cabos apresentam comportamento elastoplástico (COSTA, 2014).

Assim sendo, a análise de estruturas com cabos envolve não apenas o desenvolvimento consistente das relações não lineares entre forças e deslocamentos, como também a difícil tarefa de se obter a configuração geométrica inicial dessas estruturas de cabos.

2.3.1 Cabos de Aço

Os cabos de aço são basicamente elementos constituídos por vários fios enrolados em forma de hélice. Antigamente era comum o uso de ferro torcido para a fabricação desse produto. Nos dias atuais utiliza-se o aço, que oferece maior flexibilidade e resistência à tração.

Os cabos de aço evoluíram muito desde a sua criação, mas o seu conceito básico permanece o mesmo. Os cabos são, portanto, um conjunto de fios, em forma de hélice, reunidos para formar uma corda de metal, com o objetivo de resistirem à tração com flexibilidade adequada. A seguir são apresentadas as características construtivas de cordoalhas e cabos de aço, bem como a resistência à tração e o comportamento desses elementos.

2.3.2 Características Construtivas de Cordoalhas e Cabos de Aço

Os sistemas estruturais formados por cabos são normalmente compostos por cordoalhas de aço ou por cabos de aço. Ambos são fabricados com fios ou arames metálicos torcidos, de comprimento contínuo e único, com uma seção transversal

circular ou não, os quais são obtidos por trefilação, segundo a NBR ISO 2408 (ABNT, 2008).

Uma cordoalha de aço consiste em um arranjo de arames de aço torcidos em forma de hélice, em uma ou mais camadas, ao redor de um único eixo o qual é composto de um arame central, produzindo uma seção simétrica, conforme pode ser observado na Figura 3.

Figura 3 – Cordoalha de Aço Galvanizado KV LUX

Fonte: https://www.google.com/search

Um cabo de aço consiste em um arranjo de fios torcidos numa pluralidade de fios denominados pernas, as quais são dispostas de forma helicoidal em torno de um núcleo central chamado alma, conforme ilustra a Figura 4.

Figura 4 – Cabo de aço

Fonte: https://www.google.com/search

Os cabos de aço são identificados por dois números: o primeiro indica o número de pernas e o segundo, o número de fios por perna, por exemplo, 6 x 25.

2.3.3 Resistência de Cabos de Aço

As normas técnicas como a NBR ISO 2408 (ABNT, 2008) e a A475-03e1 (ASTM, 2009), informam que os cabos de aço são fabricados em diversas categorias,

classificadas pela resistência dos fios de aço que os compõem. Essas categorias com as suas respectivas resistências estão demonstradas na Tabela 1.

Tabela 1 – Resistência à tração do dos fios de aço

Categoria de Resistência (Nomenclatura Europeia)	Categoria de Resistência (Nomenclatura Americana)	Resistência à tração dos fios de aço
-	HS (High Strength)	5.92 a 505.32[a]
-	EHS (Extra High Strength)	8.14 a 721.50[a]
1570	PS (Plow Steel)	1.370 a 1.770[b]
1770	IPS (Improved Plow Steel)	1.570 a 1.960[b]
1960	EIPS (Extra Improved Plow Steel)	1.770 a 2.160[b]
2160	EEIPS (Extra Extra Improved Plow Steel)	1.960 a 2.160[b]

Fonte **a**: (KN) A475-03e1 (ASTM, 2009)
Fonte **b**: (N/mm² = MPa) NBR ISO 2408 (ABNT, 2008)

Fonte: Costa (2014)

A curva de resistência “Plow Steel” forma a base para o cálculo de todas as resistências dos fios de aço. Além da resistência à tração, as categorias também são caracterizadas pelo módulo de elasticidade, resistência à fadiga e resistência à abrasão. A força de ruptura teórica do cabo de aço é calculada por meio da resistência dos fios de aço multiplicada pela somatória das áreas da seção de cada fio. A força de ruptura mínima do cabo de aço é definida pela força de ruptura teórica do mesmo multiplicada pelo “fator de encablamento”, o qual varia conforme as diversas classes de cabos de aço de cada fabricante. A força de ruptura medida é determinada em laboratório, por meio de ensaio de tração do cabo, conforme Costa (2014).

2.3.4 Diagrama Tensão *versus* Deformação para Cabos de Aço

Existem dois tipos de deformação longitudinal no caso dos cabos de aço. A deformação do aço propriamente dita e a deformação estrutural. A deformação propriamente dita (objetiva) pode ser elástica ou inelástica. A deformação estrutural é variável e depende das características construtivas dos mesmos.

Conforme Irvine (1981) apud Costa (2014), a deformação estrutural deve ser removida na maioria das aplicações estruturais de cabos. Esta deformação é removida por meio de um processo de pré-esticamento, quando se aplica, em um ou mais ciclos, certo nível de força de tração ao cabo (em torno de 55% da sua resistência

à ruptura estimada) e a mantem por um determinado período de tempo, suficiente para permitir o ajustamento das partes componentes do cabo. Esse processo de pré-esticamento possibilita tanto a estabilização as propriedades elásticas do material como o consequente aumento do módulo de rigidez do conjunto.

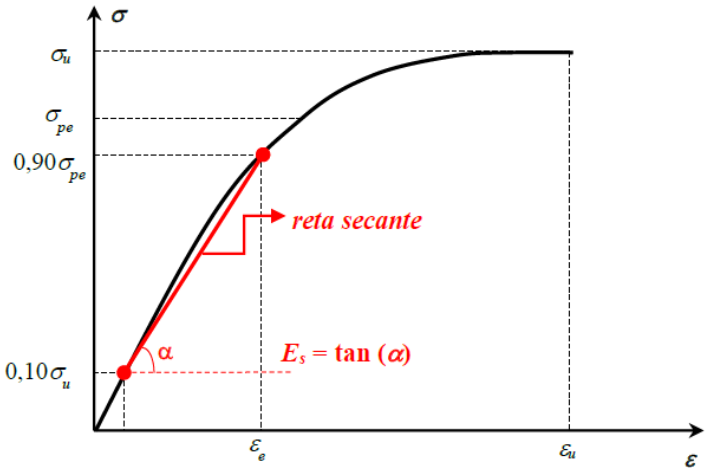
O módulo de rigidez dos cabos depende de vários fatores:

- Tipo de construção do cabo;
- Tipos de acabamentos do cabo;
- Número de ciclos de pré-esticamento.

O módulo de rigidez pode aumentar cerca de 20% para cabos usados ou cabos novos pré-esticados. De acordo com Irvine (1981), as curvas típicas do gráfico de tensão *versus* deformação dos cabos não possuem patamar nem ponto de escoamento definidos. Uma maneira de determinar o limite de escoamento é traçar uma reta paralela à curva no ponto correspondente a 0,2% de deformação e a resistência à ruptura correspondendo a uma deformação em torno de 3%. O limite elástico para cabos de aço usuais é de aproximadamente 50% da sua força de ruptura.

Segundo a norma 19-10 (ASCE, 2010)**,** o módulo de elasticidade (E_s) do cabo corresponde à secante à curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) entre os pontos que definem 10% da resistência à ruptura (σ_u) e 90% da resistência ao pré-esticamento (σ_{pe}), como ilustra a Figura 5.

Figura 5 – Módulo de elasticidade secante segundo a ASCE 19-10 (2010)



Fonte:Adaptado do ASCE (2010)

Vários experimentos científicos procuram determinar uma melhor aproximação para as curvas tensão *versus* deformação dos cabos, dentre eles se podem citar:

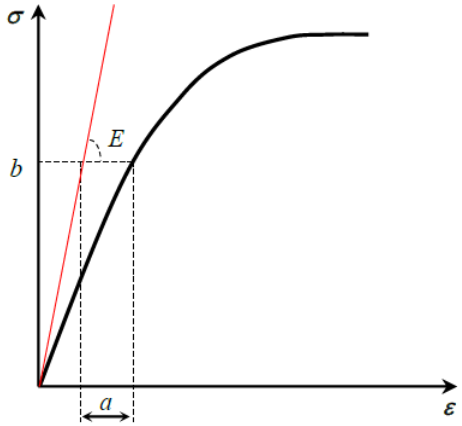
A) Curva de Ramberg e Osgood

Ramberg e Osgood (1943) apud Costa (2014) sugeriram a representação completa da curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) de um material qualquer, por uma única expressão, definida na Equação (2.1), representada no gráfico da Figura 6 e utilizando três parâmetros:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} + a\left(\frac{\sigma}{b}\right)^n \tag{2.1}$$

onde, *a*, *b* e *n* são constantes do material e *E* é o módulo de elasticidade.

Figura 6 – Curva tensão (σ) versus deformação (ε) conforme Ramberg e Osgood (1943)



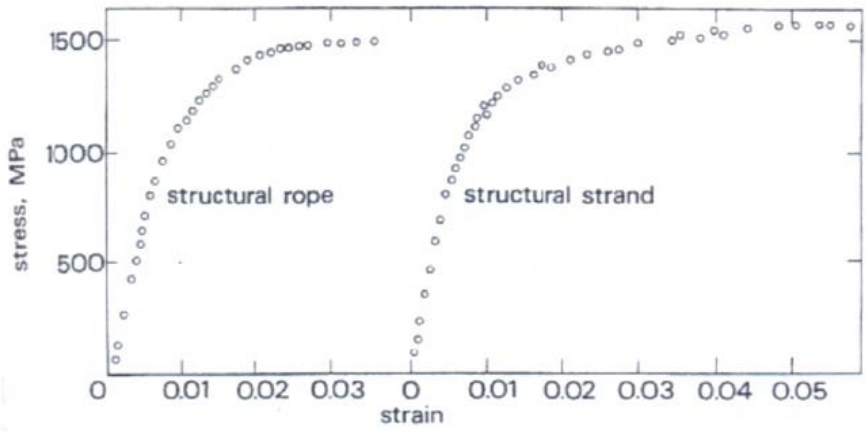
Fonte: Costa (2014)

B) Curva de Jonatowski e Birnstiel

Jonatowski e Birnstiel (1967) apud Costa (2014) apresentaram a curva tensão-deformação obtida por meio dos resultados de ensaios de cabos e cordoalhas de 25,4 mm de diâmetro, conforme ilustra a Figura 7.

JONATOWSKI, J.J.; BIRNSTIEL, C. Inelastic stiffened suspension space structures. Journal of the Structural Divison, v. 96, nº. ST6, p. 1143-1166, 1970.

Figura 7 – Curva tensão *versus* deformação para cabos e cordoalhas obtidas de ensaio de Jonatowski e Birnstiel (1967)



Fonte: Irvine (1981) apud Costa (2014)

A expressão dada pela Equação (2.2) representar a curvas tensão-deformação obtidas dos ensaios.

$$\sigma = \frac{E\,\varepsilon}{\left(1+\left|\frac{E\varepsilon}{\sigma_u}\right|^n\right)^{\frac{1}{n}}} \tag{2.2}$$

onde, E é o módulo de elasticidade; n a constante que define a forma da curva e σ_u a tensão última.

No caso de material elastoplástico perfeito $n \geq 10$ e σ_u é igual à tensão de escoamento σ_y.

C) Curva de Greenberg

Greenberg (1970) apud Costa (2014) utilizou uma expressão algébrica para representar a curva tensão-deformação, dada pela Equação (2.3).

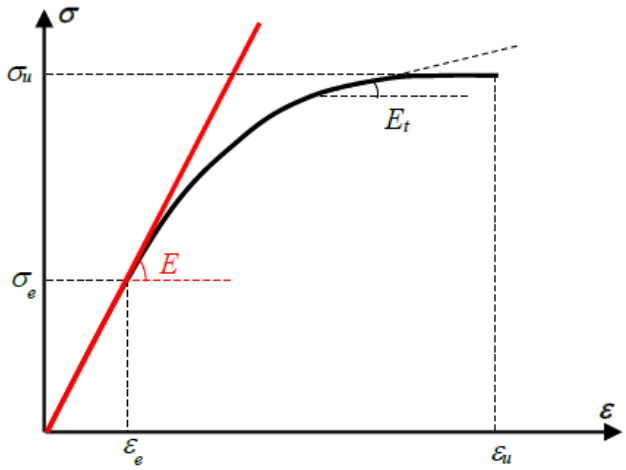
$$\bar{\sigma} = (\sigma_u - \sigma_e)\left\{1 - \left[1 - \left(\frac{\varepsilon-\varepsilon_e}{\varepsilon_u-\varepsilon_e}\right)^m\right]\right\} \tag{2.3}$$

onde a força de pré-esticamento é considerada igual a 50% da força última; o módulo de elasticidade (E) igual a 165,5 GPa; a deformação última (ε_u) igual a 3% e a tensão última (σ_u) igual a 1,414 GPa.

GREENBERG, D.P. Inelastic analysis of suspension roof structures. Journal of the Structural Division, v. 96, nº 5, p. 905-930, 1970.

A Figura 8 ilustra a curva da tensão *versus* deformação conforme a teoria de Greenberg. A região elástica da curva tensão *versus* deformação é linear e descrita pela lei de Hooke. Na região inelástica a tensão é composta de duas parcelas: a tensão elástica limite (σ_e) e a tensão inelástica ($\bar{\sigma}$), ou seja: $\sigma = \sigma_e + \bar{\sigma}$ onde a relação tensão-deformação inelástica é expressa pela Equação (2.3), onde *m* é a constante que define a forma da curva. Alcançada a deformação última, o comportamento do cabo torna-se plástico, o módulo de elasticidade nulo e a tensão constante: $\sigma = \sigma_u$.

Figura 8 - Curva tensão versus deformação conforme Greenberg (1970)



Fonte: Greenberg (1970) apud Costa (2014)

D) Curva de Murray e Willems

Murray e Willems (1970) apud Aguiar (1999) realizaram vários ensaios com materiais de uso estrutural, carregando axialmente, além do limite elástico, cordoalhas com diferentes diâmetros. Cada amostra foi pré-esticada com aproximadamente 55% da carga última nominal para remover a deformação estrutural. Cada ciclo de pré-esticamento consistiu em aplicação lenta da carga, manutenção por cerca de 20 minutos e retirada lenta. Três ciclos completos foram realizados para remover toda a deformação estrutural, sendo obtida uma curva com a região inicial praticamente linear. A conclusão desses autores foi que o melhor resultado das relações tensão-deformação era aquele representado pela Equação (2.1) proposta por Ramberg e Osgood (1943).

MURRAY T.M.; WILLEMS, N. Applicatiom of direct energy minimization to the static analysis of cablebsupported structures. Lawrence, Center for Research in Ingineering Science, University of Kansas. (Studies in engineering mechanics Report n.33). 1970.

A Tabela 2 apresenta os resultados para as cordoalhas ensaiadas. As curvas tensão *versus* deformação que representam o comportamento dessas cordoalhas são mostradas na Figura 9, conforme Costa (2014).

Tabela 2 – Parâmetro para as cordoalhas ensaiadas

Cordoalha	*d* (mm)	*a*	*n*	*b* (MPa)	*E* (GPa)
1x19	4,76	1	10,637	2.365,05	162,75
1x19	19,0	1	8,548	2.222,10	195,16
1x19	25,4	1	9,326	2.144,10	175,85
1x37	31,8	1	7,873	2.469,66	175,16

Fonte: Costa (2014)

Por meio dos resultados de vários ensaios realizados por esses autores, é recomendado os valores de módulo de elasticidade longitudinal (*E*) e dos parâmetros *n* e *b* para as cordoalhas 1 x 19 e 1 x 37 com diâmetros menores que 31,8 mm, conforme apresentados na Tabela 3 As curvas tensão *versus* deformação correspondentes a estas cordoalhas estão representadas na Figura 10.

De acordo Irvine (1981) apud Costa (2014), a região linear da curva típica tensão *versus* deformação para cabos e cordoalhas estruturais é limitada à aproximadamente 50% da sua resistência última. Para elaboração de um projeto mais criterioso e econômico a região não linear material também deve ser considerada o que justifica, do ponto de vista teórico, o desenvolvimento da análise do comportamento de sistemas estruturais de cabos incluindo o efeito da não linearidade do material.

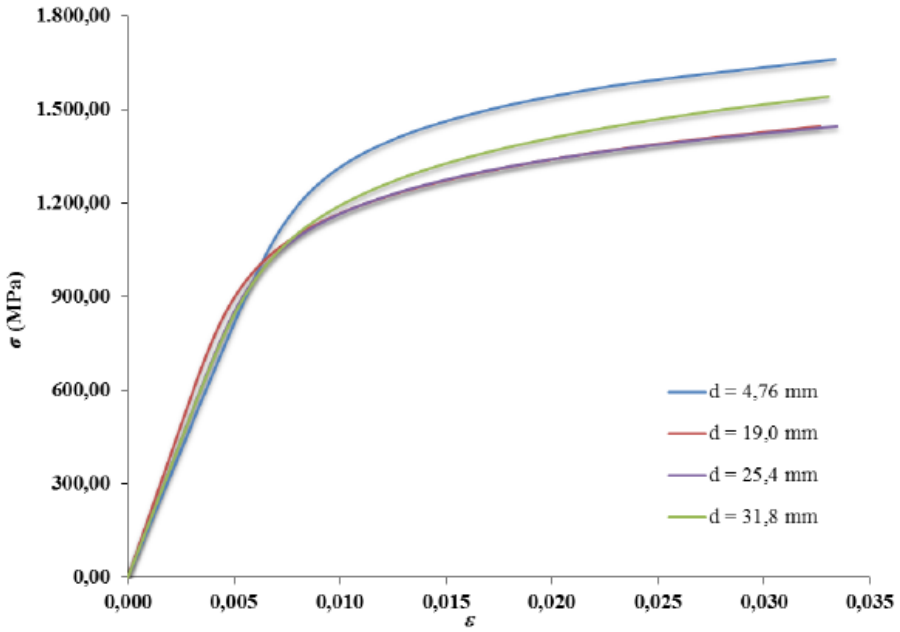
Tabela 3 – Parâmetros recomendados para as cordoalhas

Cordoalha	*a*	*n*	*b* (MPa)	*E* (GPa)
1 x 19	1	9,35	2.136,76	165,50
1 x 37	1	12,00	1.965,36	165,50

Fonte: Costa (2014)

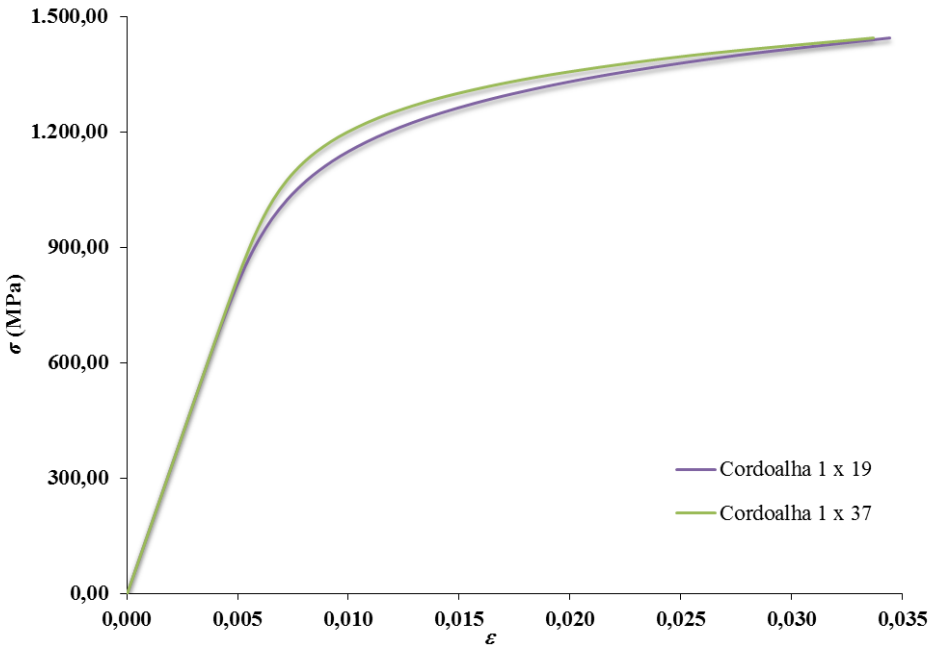
IRVINE, H.M. Cable structures. Cambridge Ma./London, The MIT Press. 1981. 259 p.

Figura 9 – Curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) para cordoalhas ensaiadas por Murray e Willems (1970)



Fonte: Costa (2014)

Figura 10 – Curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) recomendada por Murray e Willems (1970)

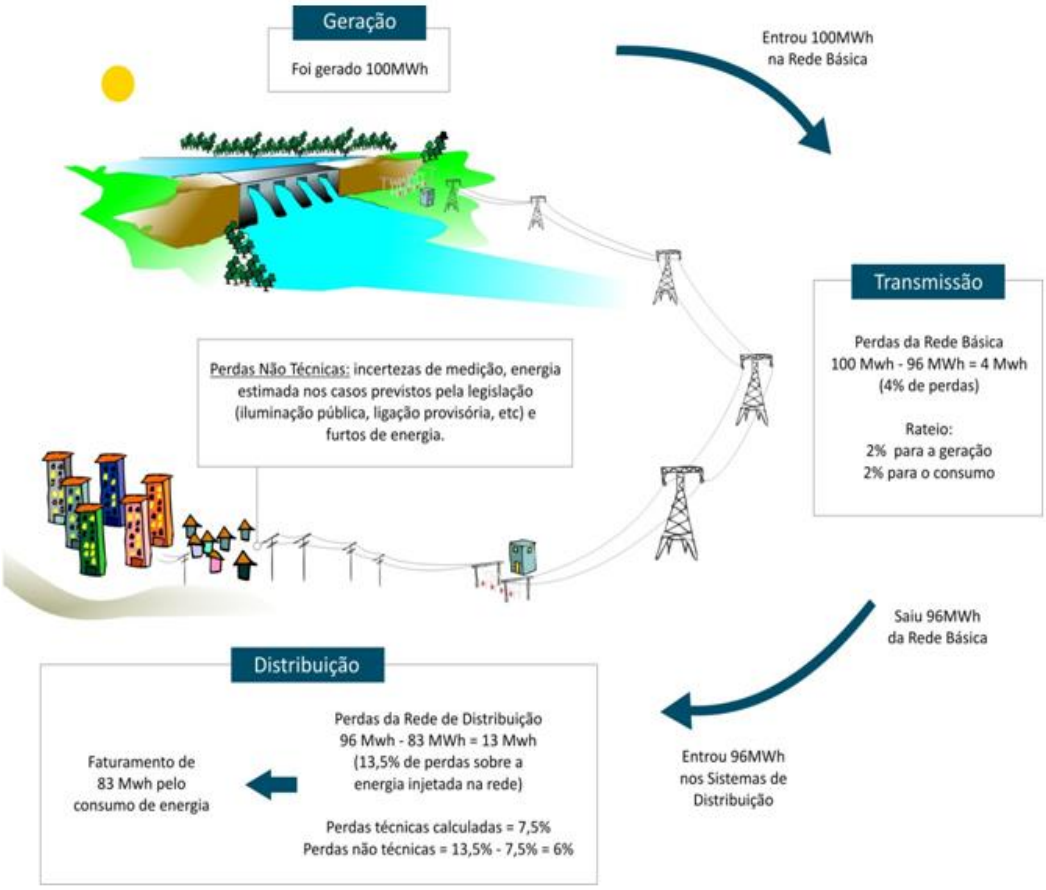


Fonte: Costa (2014)

2.4 TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

O sistema elétrico constitui-se do conjunto formado por usinas, linhas de transmissão, subestações e outros equipamentos. O sistema é composto por basicamente 3 etapas: Geração - onde algum tipo de energia é transformado em energia elétrica, transmissão - onde a energia elétrica é transportada em altas tensões, e distribuição - onde a energia é entregue ao consumidor final. A Figura 11 ilustra, de forma esquemática, as três etapas principais da atividade elétrica.

Figura 11 – Etapas principais da atividade elétrica



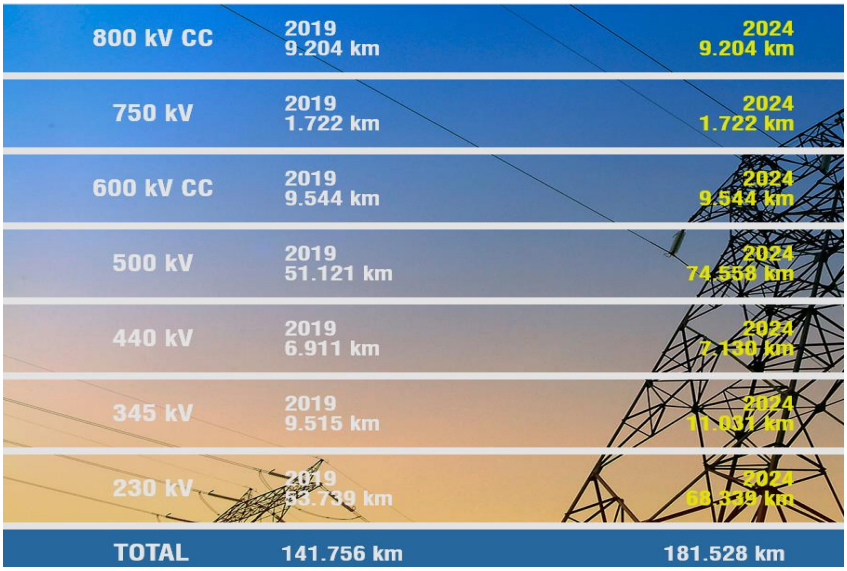
Fonte: http://www2.aneel.gov.br/area.cfm?idArea=801&idPerfil=4

A geração da energia elétrica pode ocorrer em usinas classificadas conforme os recursos naturais que utilizam, como por exemplo, hidroelétrica, termoelétrica, eólica, nuclear e solar. Devido às condições naturais dessas usinas ou de suas instalações físicas, muitas vezes elas estão localizadas distantes das regiões consumidoras da energia gerada, o que requer a etapa da transmissão.

A transmissão da energia elétrica é realizada por meio de linhas aéreas ou subterrâneas. Quando utilizadas as linhas aéreas, elas apresentam, em geral, condutores nus, os quais são suportados por estruturas, das quais são separados por isoladores. Quando utilizadas as linhas subterrâneas, elas apresentam cabos isolados, instalados em redes de dutos.

Conforme o Operador Nacional do Sistema Elétrico (ONS, 2020), a produção e transmissão de energia elétrica no Brasil compõem num sistema de grande porte, com predominância de usinas hidroelétricas e com múltiplos proprietários. O sistema é interligado em um sistema único denominado “Sistema Interligado Nacional – SIN” o qual é constituído por quatro subsistemas: Sul, Sudeste/Centro-Oeste, Nordeste e a maior parte do Norte. Uma extensa malha de transmissão faz a interconexão permitindo a transferência de energia entre os subsistemas. A Figura 12 apresenta a extensão atual e prevista da rede básica de transmissão classificada de acordo com o nível de tensão de sua operação.

Figura 12- Extensão da Rede Básica de Transmissão

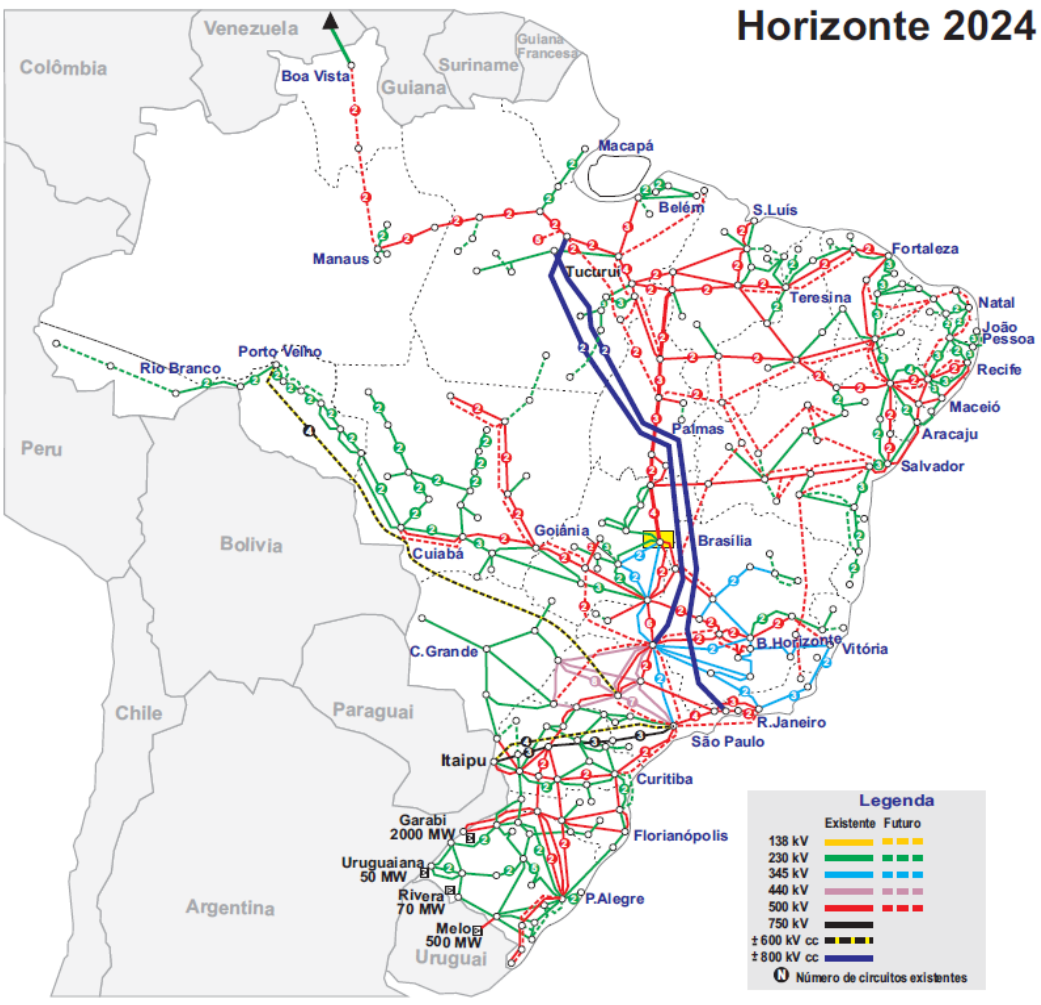


Fonte: http://www.ons.org.br

No Brasil o sistema elétrico é planejado de forma a ser capaz de suportar a perda de qualquer um de seus elementos sem interrupção de fornecimento de energia, perda de estabilidade ou violação dos padrões da qualidade da energia como frequência e tensão. Quanto as interrupções temporárias do suprimento de energia, elas podem ter causas variadas tais como defeitos de equipamentos, condições desfavoráveis da meteorologia, queimadas próximas as linhas de transmissão, falhas

no sistema de proteção e controle entre outras. Com objetivo de minimizar as chances de ocorrência de perturbações de grande porte, um trabalho permanente de observação, análise e diagnostico é desenvolvido. A rede de transmissão tem uma contribuição indispensável no sucesso dessas ações (ONS, 2020). A Figura 13 apresenta o Mapa do Sistema de Transmissão com horizonte para 2024.

Figura 13 – Mapa do Sistema de Transmissão – Horizonte 2024



Fonte: http://www.ons.org.br

Segundo a Associação Brasileira de Distribuidores de Energia Elétrica (ABRADEE, 2020), as linhas de transmissão no Brasil são classificadas de acordo com o nível de tensão de sua operação, medida em milhares de Volts (Kilo Volt – KV). Um código representa a faixa de tensão de todo o conjunto da linha de transmissão e é apresentado como se segue:

A1 – tensão de operação igual ou superior a 230 kV

A2 – tensão de operação de 88 kV a 138 kV

A3 – tensão de operação de 69 kV

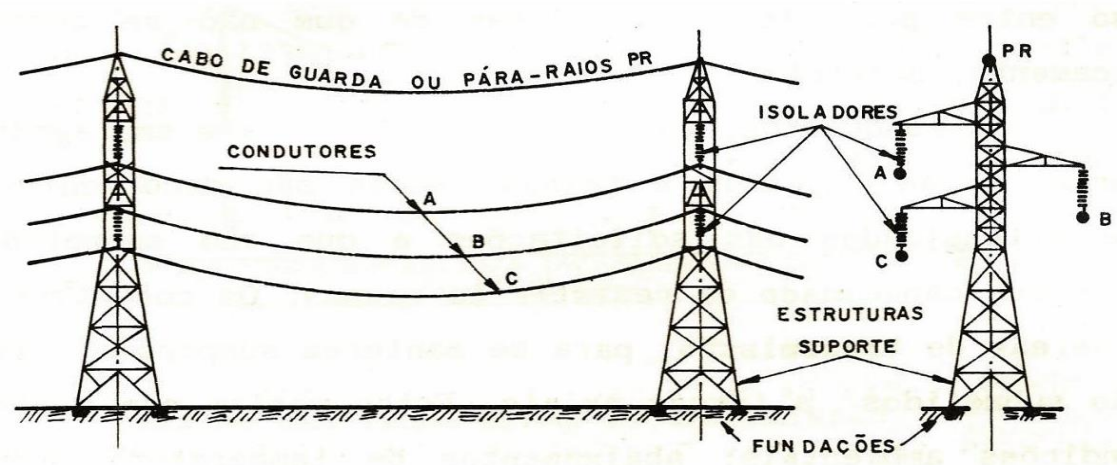
A classe A1 representa o sistema de transmissão interligado, o Sistema Interligado Nacional (SIN), denominado também de rede básica. Nesta classe existem 156 concessionárias dos serviços públicos de transmissão que administram mais de 145 mil quilômetros de linha de transmissão. As empresas de transmissão também operam instalações de tensão inferior a 230 kV, chamadas de Demais Instalações da Transmissão (DIT). Uma resolução normativa (758/2017) obrigou as concessionárias de transmissão a passar a propriedade e a responsabilidade desses ativos para as distribuidoras a partir de janeiro de 2019.

As classes A2 e A3 representam redes denominadas de subtransmissão que, diferente das redes de transmissão propriamente ditas, são administradas pelas empresas de distribuição.

2.4.1 Componentes das Linhas de Transmissão

As linhas de transmissão de energia são consideradas obras de grande porte, compostas por torres, cabos condutores, cadeias de isoladores, cabos para-raios e fundações, com objetivo de transportar a energia elétrica das unidades geradoras até as subestações de energia nos centros urbanos para posteriormente distribuição aos consumidores. Os principais elementos que compõem uma linha de transmissão de energia elétrica estão ilustrados na Figura 14 e descritos, detalhadamente, a seguir:

Figura 14 – Principais elementos das linhas de transmissão



Fonte: Labegalini *et al.* (1992) apud Costa (2014)

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão. 2ª Ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1992.

A) Estruturas de suportes ou torres

As torres funcionam como pontos de suspensão ou de ancoragem dos cabos condutores e dos cabos para-raios, garantindo uma distância segura entre os cabos condutores energizados de fases ou circuitos diferentes, entre os condutores e a própria estrutura e entre condutores e o solo.

Essas torres são formadas, na maior parte, por estruturas metálicas em treliças espaciais, que representam a solução mais econômica para essa situação, isso devido à leveza das peças, à rapidez na montagem, à facilidade de transporte para os locais que geralmente são de difícil acesso. Aliado a essas vantagens tem-se o fato de possuírem composição modular, o que permite um melhor ajuste nos locais de sua implantação (COSTA, 2014).

B) Cadeias de isoladores

As cadeias de isoladores são componentes responsáveis pelo isolamento elétrico dos cabos condutores das linhas de transmissão em relação aos seus suportes. São dimensionados em função das solicitações elétricas a que estão submetidos e usualmente fabricados em porcelana vitrificada, vidro temperado ou material sintético composto.

C) Fundações

As fundações são responsáveis pela transmissão dos esforços nas torres para o solo. Os tipos de fundações mais utilizados em torres são as sapatas e os tubulões. O emprego de tais estruturas de fundações em torres de linhas de transmissão, contudo, exigem atenção as suas particularidades, principalmente quanto a verificação ao arrancamento e tombamento.

D) Cabos condutores de energia

Os cabos são responsáveis pelo transporte seguro da energia elétrica. Os condutores são diretamente conectados à cadeia de isoladores que, por sua vez, estão fixados nas torres de suspensão, geralmente por meio de um pino de aço e, são livres para balançar na ocorrência de alguma ação longitudinal ou transversal à linha.

E) Cabos para-raios e aterramentos

Os cabos para-raios e os aterramentos geralmente são de aço galvanizado e estão posicionados acima dos cabos condutores, tendo como função interceptar as descargas atmosféricas e evitar que atinjam os condutores. Os aterramentos ou fios-terra levam as descargas atmosféricas até o solo.

F) Cabos de estais

Os cabos de estais são utilizados em torres estaiadas, atuando como tirantes, sendo estes responsáveis por resistir a uma parcela significativa de esforços horizontais longitudinais e transversais gerados na estrutura, transmitindo-os ao solo por meio das fundações.

G) Ferragens e acessórios

Conjunto de peças que complementam os elementos das linhas de transmissão, principalmente nas cadeias de isoladores. Dentre as principais ferragens e acessórios empregados nas LTs, tem-se as cadeias de ancoragem, as emendas de cabos, os espaçadores para condutores múltiplos, entre outros.

2.4.2 Normas e especificações

Conforme dito anteriormente, as torres de LT ou estruturas de suporte têm a função principal de servirem de suporte para os cabos condutores e para os cabos para-raios. Essas estruturas são dimensionadas para manterem os cabos condutores com distâncias elétricas de segurança, afastadas das partes aterradas, como: a distância do cabo e algum obstáculo no solo, a distância do cabo e a própria estrutura e a distância entre os cabos de fases diferentes. Essas distâncias de segurança são compatíveis com nível de tensão que a linha de transmissão opera.

As torres devem também suportar mecanicamente os esforços transmitidos pelos cabos. O dimensionamento desse tipo de estrutura também depende do nível de tensão de operação da linha, que está associada à capacidade e ao comportamento dos cabos, bem como das dimensões da própria estrutura utilizada. As dimensões da estrutura são definidas em função de considerações das distâncias de segurança e em função do desempenho frente às solicitações elétricas, às descargas atmosféricas e às manobras do sistema (COSTA, 2014).

A NBR 5422 (ABNT, 1985) apresenta as condições básicas para o projeto de linhas aéreas de transmissão. A norma estabelece que, o dimensionamento dos suportes deve considerar o carregamento dos esforços transmitidos pelos cabos a torre, o peso próprio da torre, o peso dos isoladores e ferragens, a pressão de vento atuante na estrutura, nos isoladores e ferragens e a carregamento considerados especiais, como aqueles decorrentes da construção e manutenção da linha e contenção do efeito cascata (queda sucessiva de torres).

As dimensões dos suportes devem garantir as distâncias de segurança, que são os afastamentos mínimos recomendados entre o condutor e seus acessórios energizados e quaisquer partes, energizadas ou não, da própria linha, do terreno ou dos obstáculos atravessados. As distâncias mínimas na torre de transmissão são determinadas em função de estudos que levam em considerações as várias solicitações elétricas a que a linha será submetida, coordenadas com as condições de vento e aos espaçamentos para garantir a segurança dos eletricistas envolvidos na manutenção em linha viva.

No Brasil as linhas de transmissão devem ser orientadas por documentos, normas e diretrizes, das quais as principais são:

- ABNT NBR 5422:1985 - Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica, que mostra as condições básicas para linhas com tensões entre 38 kV e 800 kV;
- ABNT NBR 6123:1990 - Forças devidas ao vento em edificações. Esta norma fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação estática e dinâmica do vento, para efeitos de cálculo de edificações;
- ABNT NBR 6109:1994 - Cantoneiras de abas iguais, de aço, laminadas – dimensões e tolerâncias, que padroniza as dimensões nominais, massas e tolerâncias da série normalizada de cantoneiras de abas iguais de cantos arredondados, de aço, laminadas, além de estabelecer suas características geométricas;
- ASCE 10-97 (ASCE, 2000) – Design of latticed steel transmission structures. Esta norma especifica requisitos para a concepção, fabricação e testes de elementos e ligações para estruturas de transmissão de energia elétrica;
- IEC 60826 (IEC, 2003) - Design criteria of overhead transmission lines. Esta norma apresenta critérios de projetos de linhas de transmissão;

- ABNT NBR 8842:2010 - Suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Resistência ao carregamento – Método de Ensaio, que prescreve o método de ensaio de resistência ao carregamento em suportes metálicos treliçados para linhas aéreas de transmissão de energia elétrica;
- CIGRÉ-Brasil - Comitê Nacional Brasileiro de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - Brochura Técnica - Procedimento de Projeto de Torres Metálicas Treliçadas.

2.4.3 Classificação das Torres de Linhas de Transmissão

As torres de LT têm como finalidade sustentar os cabos condutores e para-raios, respeitando distância de segurança, desempenho e custo. As torres treliçadas de aço têm sido as mais utilizadas como suporte para as linhas de transmissão devido a várias vantagens tais como: leveza, facilidade de transporte e de montagem em locais de difícil acesso. Além disso, tais estruturas são modulares, facilitando a implantação em terrenos de diferentes naturezas, permitindo ajustes nos locais de sua implantação.

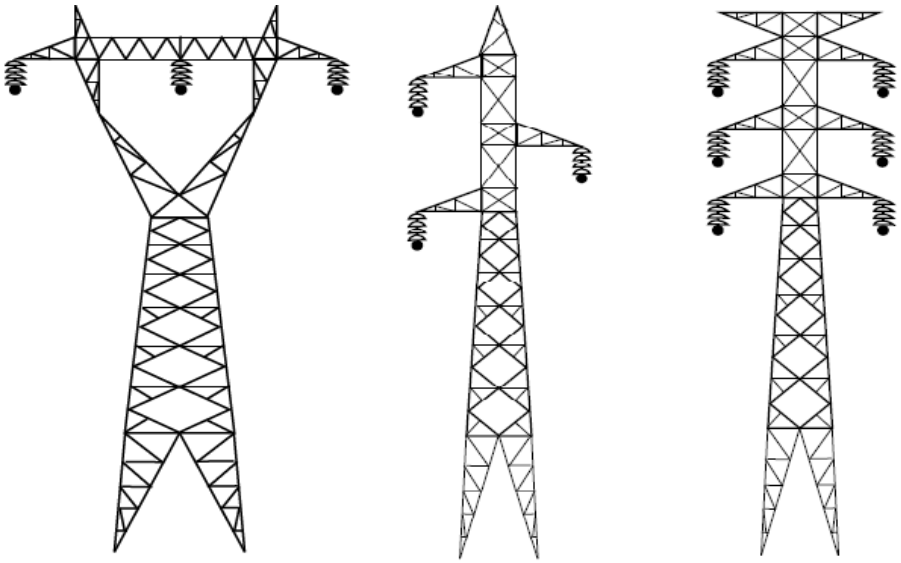
Os projetos dessas torres apresentam uma arquitetura quase padronizada, por isso as torres são classificadas segundo alguns fatores que influenciam na sua concepção estrutural. Os fatores da classificação mais utilizados são apresentados a seguir.

2.4.3.1 Número de Circuitos

As linhas de transmissão no Brasil, em sua maioria, utilizam três fases em corrente alternada, formando o sistema denominado trifásico, sendo que cada uma dessas fases pode ser constituída por um único cabo ou por múltiplos cabos condutores. Quando a linha possui um único circuito as estruturas de suporte serão torres de circuito simples, quando a linha possui dois circuitos as torres serão de circuito duplo. Sendo assim as torres de circuito simples são aquelas em que cada torre possui apenas um conjunto de fases e as torres de circuito duplo são aquelas com dois conjuntos de fases em cada torre (COSTA, 2014).

A Figura 15-a e 15-b ilustram exemplos de torres de circuito simples com disposição horizontal e triangular de condutores, respectivamente. A Figura 15-c ilustra um exemplo de torre de circuito duplo com disposição vertical de condutores.

Figura 15 – Torres de circuitos, simples (a) e (b) e duplo (c)



Fonte: Costa (2014)

2.4.3.2 Disposição dos Condutores

A disposição dos condutores na torre é um fator relevante para o seu projeto e dimensionamento. Há três disposições básicas: horizontal, vertical e triangular; com as quais diferentes valores de campo eletromagnético são associados.

Na disposição horizontal, conforme ilustra a Figura 15-a, os condutores são posicionados em mesmo plano horizontal de forma simétrica ou assimétrica. Esta disposição permite torres de menor altura para um mesmo vão e condutor do que as demais disposições, porém exigem torres mais largas. Essa disposição é mais utilizada em linhas de circuito simples com níveis de alta tensão e extra alta tensão.

Na disposição triangular, conforme ilustra a Figura 15-b, os condutores são dispostos segundo os vértices de um triângulo, que poderá ser equilátero (disposição é eletricamente simétrica) ou outro triângulo qualquer (disposição eletricamente assimétrica). Esse tipo de disposição é empregado em circuitos simples ou duplos e podem ser encontrados em linhas de todos os níveis de tensão. Os condutores são distribuídos de forma que os campos eletromagnéticos de cada fase se equilibrem de melhor forma. Nessa disposição os riscos de indução e curtos por sobretensão elétrica são minimizados.

Na disposição vertical, ilustrada na Figura 15-c, os condutores são instalados no mesmo plano vertical. Essa disposição é utilizada para linhas de circuito duplo e para linhas de transmissão que têm limitações das larguras das faixas de servidão, por exemplo, em linhas urbanas ou vias públicas.

2.4.3.3 Tensão Elétrica da Linha de Transmissão

Segundo Gontijo (1994), a tensão de operação da linha de transmissão é um dado importante para um projeto estrutural de uma torre. Quando se aumenta a capacidade de transporte de energia por meio da elevação do nível de tensão é necessário utilizar cabos condutores com maiores diâmetros. As distâncias elétricas desses cabos às partes não energizadas passam a ser maiores.

2.4.3.4 Função da Torre na Linha de Transmissão

A função de uma torre na linha de transmissão está relacionada aos carregamentos que ela será submetida. Os carregamentos podem conter esforços verticais (peso próprio da torre, peso dos cabos, das cadeias de isoladores, das ferragens), esforços horizontais transversais (pressão do vento sobre os cabos, isoladores e sobre os elementos da própria torre) e esforços horizontais longitudinais, no sentido da linha de transmissão (tração dos condutores e pressão do vento sobre a torre). Assim sendo, as torres são classificadas como:

A) Suspensão

As torres de suspensão são estruturas dimensionadas para resistir aos esforços verticais e horizontais transversais. Excepcionalmente são solicitadas por forças verticais adicionais (decorrentes da montagem e de manutenção), bem como às forças horizontais longitudinais (devido à ruptura de cabos ou condutores). São as mais empregadas nas linhas e utiliza-se esse tipo de torre alinhadas ou com pouco desvio angular.

B) Ancoragem terminal ou total

As torres de ancoragem terminal ou total são estruturas utilizadas no início e no fim de uma linha de transmissão cuja função é de manter os condutores tracionados e evitar o colapso em sequência das torres de suspensão (efeito cascata). As solicitações ocorrem devido às mesmas forças que atuam nas torres de suspensão

adicionadas as forças longitudinais devido aos cabos terminais, na condição de maior intensidade do vento.

C) Ancoragem intermediária ou parcial

As torres de ancoragem intermediária ou parcial são estruturas utilizadas entre as estruturas de suspensão, com espaçamentos variáveis de 5 km a 10 km. Elas servem como ponto de tração dos cabos condutores, são menos reforçadas do que as torres de ancoragem total, resistem apenas aos esforços de tração dos condutores durante a montagem, ou após a ruptura de alguns deles para evitar o efeito cascata.

D) Em ângulo

Estruturas em ângulo são utilizadas quando há necessidade de mudança de direção da linha de transmissão. São dimensionadas para resistir aos esforços verticais, transversais e longitudinais, decorrentes da resultante das forças de tração nos condutores nos alinhamentos que se cruzam.

E) Transposição ou rotação de fases

As torres de transposição ou rotação de fases são estruturas utilizadas para assegurar o equilíbrio eletromagnético das linhas, e com isso a igualdade das quedas de tensões nas fases. A simetria elétrica de uma linha é obtida mediante a rotação das fases.

F) Derivação

Esse tipo de torre é utilizado para que não haja necessidade de interrupção ou seccionamento de algum ponto de uma linha de transmissão quando feitas derivações para alimentar outro ramal.

2.4.3.5 Modelo Estrutural das Torres

Outra classificação das estruturas de linhas de transmissão está relacionada ao sistema estrutural empregado: autoportante ou estaiada.

A) Autoportantes

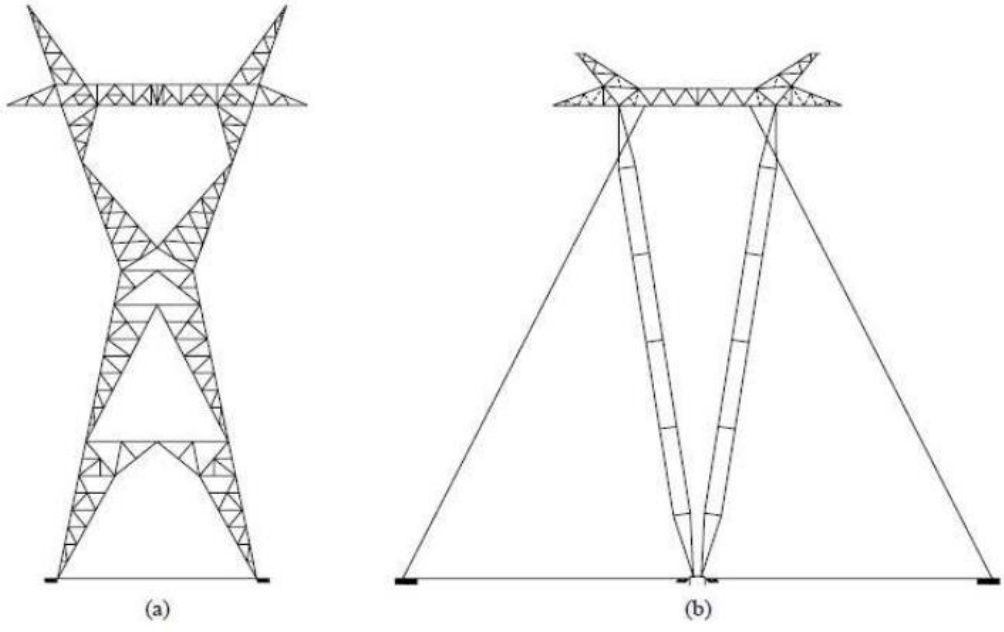
As torres autoportantes (Figura 16-a) têm seu equilíbrio proporcionado pela própria estrutura, sem subestruturas para garanti-lo como os estais (CHAVES,

2004). Dessa forma, são torres de seção transversal quadrada ou triangular, onde as ações externas atuantes sobre a estrutura são transmitidas ao solo por meio dos seus próprios componentes estruturais, não dependendo de cabos para sua estabilização. Elas não exigem grandes espaços para sua instalação. Em geral, suas ligações parafusadas viabilizam a montagem e instalação em qualquer tipo de local, fato esse que representa uma ótima relação custo/benefício.

B) Estaiadas

As torres estaiadas são torres cujo sistema estrutural compõe de treliças espaciais associadas a cabos de aço, conforme exemplo ilustrado na Figura 16-b. Nesse modelo estrutural, a estabilidade da torre é garantida mediante o auxílio de cabos de aço (estais). Essas torres são constituídas por um corpo metálico (de seção transversal quadrada ou triangular) esbelto e modulado denominado mastro, fixado ao solo por cabos pré-tensionados em pontos determinados de sua extensão (Figura 16-b).

Figura 16 - Torres de linha de transmissão: (a) autoportante, (b) estaiada



Fonte: Garcia (2005)

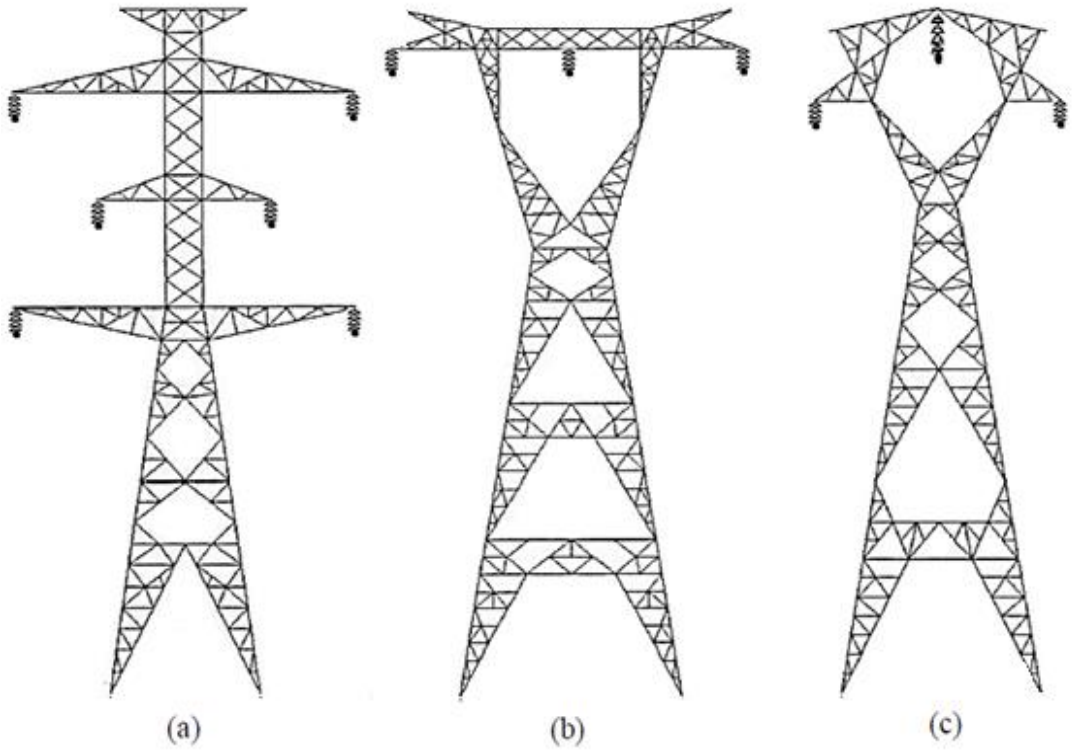
O uso de um tipo de estrutura em detrimento a outra é função da topografia local. As autoportantes são utilizadas em terreno mais acidentados devido a sua forma mais compacta. Quando há terrenos com relevos mais suaves, pode-se empregar a estrutura com estais.

As torres estaiadas são as mais econômicas e fáceis de montar, porém, conforme afirma Labegalini et al. (1992), esse tipo de torre possui como desvantagem a necessidade de maior área perimetral para a instalação dos estais em que suas ancoragens se encontram distantes dos mastros das torres, além de necessitar de uma topografia menos irregular para a introdução dos mesmos.

2.4.3.6 Configuração da Silhueta da Torre

As torres autoportantes mais utilizadas em linhas de transmissão são a tronco-piramidal (Figura 17-a) e a delta (Figura 17-b). A torre tipo delta é utilizada quando se aumenta a distância entre a geração de energia e o centro consumidor. Uma variação da torre tipo delta é conhecida como Cara de gato (Figura 17-c).

Figura 17 - Configuração das torres metálicas treliçadas autoportantes: (a) Tronco-piramidal, (b) Delta, (c) Delta Cara de Gato

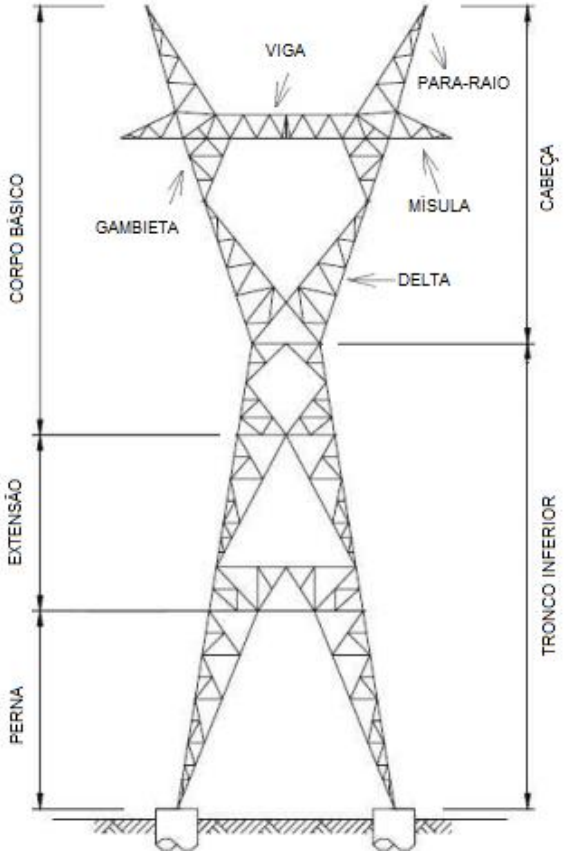


Fonte: Adaptada de Gontijo (1994)

As torres podem ser divididas em duas partes principais: a cabeça e o tronco inferior, sendo compostas por subestruturas. No caso de torres tipo tronco-piramidal, as subestruturas que compõem a cabeça da torre são: os suportes dos cabos para-raios, as mísulas e o tronco da cabeça. Já no caso tipo delta as subestruturas são: os

suportes dos cabos para-raios, as mísulas, a viga, as gambietas e o delta, conforme ilustra a Figura 18. As subestruturas que compõem o tronco inferior, tanto para a torres delta como para a tronco-piramidal, são: o tronco básico inferior, as extensões do corpo básico e as pernas.

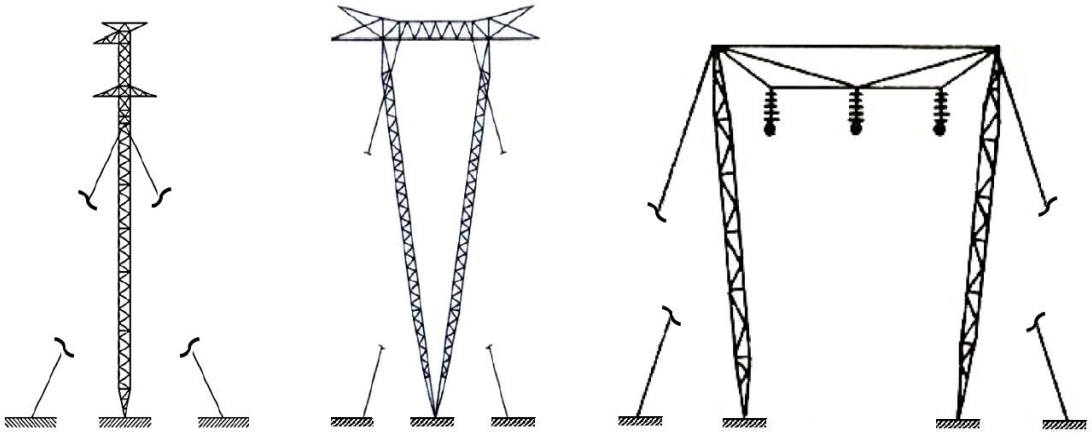
Figura 18 – Torre tipo delta com identificação de constituinte



Fonte: Adaptada de Chaves (2004)

Entre as torres estaiadas existe o formato do tipo monomastro (Figura 19-a) que são utilizadas para transmissão de corrente contínua, as quais permitem alcançar grandes alturas com economia de material na sua construção. Outro formato de torre estaiada é a torre do tipo “V”, sendo uma opção de substituição da torre tipo delta com a vantagem de ganho de custo na construção, conforme ilustra a Figura 19-b. A Figura 19-c ilustra a torre estaiada do tipo “Cross-Rope”, onde comparada às estruturas autoportantes, é caracterizada pelo fato de conseguir ganho de altura na linha de transmissão com um peso reduzido da estrutura.

Figura 19 – Formato das torres metálicas treliçadas estaiadas: (a) Monomastro, (b) “V”, (c) Cross-Rope



Fonte: Adaptada de Costa (2014)

2.4.4 Ações Atuantes nas Torres de Linha de Transmissão

O método de dimensionamento utilizado para torres de transmissão é o método dos estados limites. O método dos estados limites dimensiona uma estrutura de modo que, quando ela está submetida às combinações apropriadas de ações previstas, nenhum estado limite aplicável seja excedido. As principais ações atuantes em torres de LT são:

- As ações permanentes são aquelas que praticamente não variam durante a vida última da torre. As ações permanentes de peso próprio incluem o peso da torre, das cadeias de isolantes, das ferragens, dos acessórios, e o peso dos cabos condutores e para-raios.
- As ações variáveis ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da construção. Para o caso das torres de linhas de transmissão essas ações são constituídas pela ação do vento, de variação da temperatura e ruptura de um ou mais cabos da linha. Há também a deposição de gelo sobre os cabos, torres e isoladores, ações essas que são desconsideradas no Brasil.
- As ações especiais são aquelas que ocorrem durante a construção e manutenção da linha de transmissão. Além do carregamento permanente sobre a torre de transmissão e a ação do vento, as estruturas de LT contemplam carregamentos associados a outras ações acidentais, que poderão ocorrer ao

longo da vida útil da estrutura, como é o caso de manutenção ou troca de cabos dos circuitos.

A NBR 8681 (ABNT, 2003) estabelece os requisitos exigíveis na verificação da segurança de estruturas usuais da construção civil. Ela estabelece definições e critérios de quantificação de ações a serem consideradas no projeto das estruturas construídas com quaisquer materiais usualmente empregados na construção civil. Essa norma classifica as ações em permanentes, variáveis, excepcionais e acidentais.

A NBR 6123 (ABNT, 1988) fixa as condições exigíveis na consideração das forças devidas à ação do vento, para efeitos de cálculo de estruturas. As considerações desta norma são utilizadas da definição dos esforços para os projetos de torre de linha de transmissão. Outas normas utilizadas para determinação de cargas atuantes nas torres são IEC 60826 (2003) e NBR 5422 (ABNT, 1985).

2.4.4.1 Especificidades para Aplicação de Ações nas Torres de Linha de Transmissão

Algumas especificidades são utilizadas para aplicação prática quanto às ações externas em projeto de torres de linhas de transmissão, conforme apresentadas a seguir.

A) Carga de peso próprio

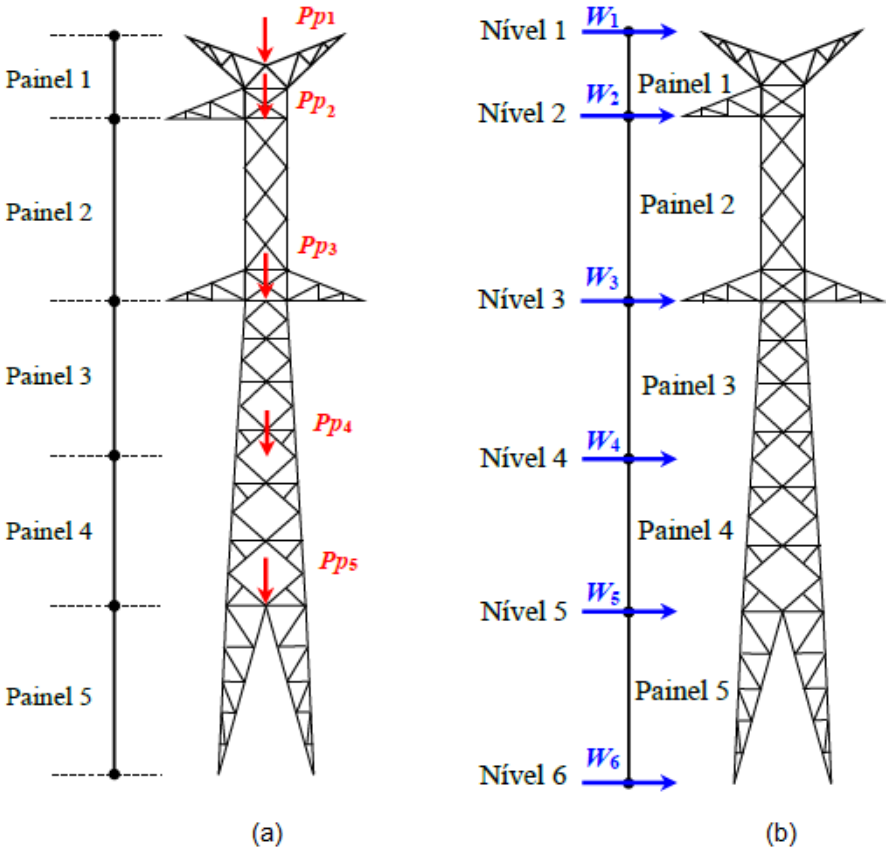
Uma forma de considerar o peso próprio da estrutura é fazendo uma subdivisão da torre em painéis, calcular o peso próprio de todos os elementos estruturais de cada painel, somar a carga total de Peso próprio (*Pp*) do painel e aplicar essas cargas na extremidade superior de cada painel considerado, conforme ilustra a Figura 20-a. Alguns programas computacionais possuem o cálculo automático do peso próprio da estrutura.

B) Ação do vento

A torre é subdividida em painéis distribuídos ao longo de sua altura, conforme ilustra a Figura 20-b. Calcula-se a área da face de cada um dos elementos estruturais de cada painel que, somadas, representa a área total exposta ao vento desse painel. A ação do vento (*W*) em cada painel é o vetor, cujo módulo é o valor a pressão de

vento multiplicada pela sua área exposta. A aplicação da força pode atuar no centro de gravidade de cada painel. Essas ações são verificadas com o vento atuando perpendicularmente (θ = 0° e θ = 90°) às faces da torre e a θ = 45° da face.

Figura 20 – Carregamento na torre devido: (a) ao peso próprio dos painéis, (b) ao vento por níveis de influência de cada painel

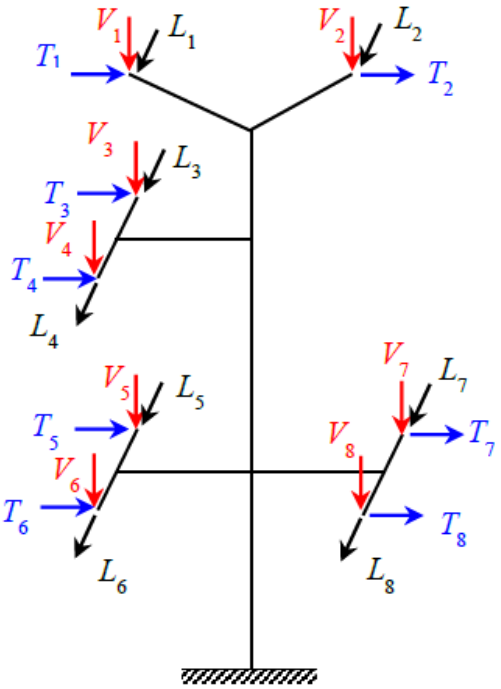


Fonte: Adaptada de Costa (2014)

C) Forças nos pontos de fixação dos cabos

As torres possuem pontos próprios para fixação dos cabos, sendo que os para-raios são ligados diretamente a torre e os condutores são ligados em equipamentos chamados de isoladores. Nesses pontos de fixação são consideradas forças atuantes para o cálculo da torre. A Figura 21 ilustra, esquematicamente, o diagrama de forças atuantes na estrutura, sendo denominado de Árvore de Carregamento.

Figura 21 – Diagramas de carregamento da estrutura nos pontos de fixação dos cabos



Fonte: Costa (2014)

As cargas verticais (*V*) são referentes ao peso próprio dos cabos e acessórios. A carga devido ao peso próprio dos cabos é calculada multiplicando o peso por unidade de comprimento do cabo pelo vão gravante (vão de peso). Vão gravante máximo ou mínimo é definido como a maior ou a menor distância entre os pontos de tangência horizontal de duas catenárias dos cabos condutores, adjacentes à uma determinada torre.

As forças transversais (*T*) são devidas à ação do vento nos cabos, cadeias de isoladores e ferragens somadas aos componentes transversais das forças de tração dos cabos nas torres de ângulo.

As forças longitudinais (*L*) são referentes à tração dos cabos condutores e para-raios em torres de ancoragem total ou referentes ao rompimento de cabos. A força de rompimento do cabo é aplicada na mísula da torre na direção longitudinal à LT. Essa força corresponde a uma carga estática estabelecida pela força de tração em EDS (Every Day Stress) do cabo. Para um cabo condutor, geralmente se adota uma força de tração em EDS em torno de 20% da UTS (Ultimate Tension Stress).

2.4.5 Ações Combinadas

Uma hipótese de carregamento é definida pela combinação das ações que têm grandes probabilidades de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido. A combinação deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura.

Quatro hipóteses básicas de cálculo são sugeridas para projeto de torres de linhas de transmissão a seguir:

- Hipótese básica I (combinação última normal): nesta hipótese, todos os cabos são considerados intactos com vento máximo em qualquer direção. De forma geral, o vento é verificado nas direções transversal, longitudinal e a 45° do eixo longitudinal da linha de transmissão;
- Hipótese básica II (combinação última especial): nesta hipótese, a ruptura de um cabo para-raios com aplicação de vento com velocidade reduzida é considerada. Quando a torre possui dois para-raios é necessário fazer hipóteses separadas, para o rompimento de cada cabo;
- Hipótese básica III (combinação última especial): nesta hipótese, a ruptura de um cabo condutor em qualquer posição com aplicação do vento com velocidade reduzida é considerada. Para esse caso, um número de sub-hipóteses é gerado igual ao número de condutores;
- Hipótese básica IV (combinação última de construção): nesta hipótese, as cargas construtivas referentes ao lançamento dos cabos condutores e para-raios são consideradas. De forma geral, desconsidera-se a ação do vento nesta hipótese.

3 PROGRAMAS DE ANÁLISE NÃO LINEAR DE ESTRUTURA DE CABOS E TRELIÇAS

Neste capítulo, são apresentadas informações importantes dos programas comercial TOWER (2019) e o acadêmico ASTRAS (2014), utilizados para aplicação da análise avançada em torres estaiadas de linhas de transmissão.

3.1 PROGRAMA TOWER (2019)

O programa de cálculo de torres metálicas para linha de transmissão denominado “TOWER” é um programa comercial desenvolvido pela *Power Line Systems, LCC.,* da cidade de Madison nos Estados Unidos. O programa permite a análise de projeto de estruturas para torres de transmissão e de telecomunicações. O TOWER foi desenvolvido utilizando a linguagem de programação em FORTRAN nos anos 1970 e, desde então, tem passado por constantes aprimoramentos. O programa, baseado no Método de Elementos Finitos, permite realizar a análise linear e não linear geométrica de torres treliçadas em aço (PLS, 2019). Fazendo-se uso da análise linear, os efeitos de segunda ordem devido aos deslocamentos da estrutura são desconsiderados. Realizando-se a análise não linear, o programa considera as não linearidades geométricas, porém permanece utilizando as propriedades lineares do material (PLS, 2019). No manual de instruções do programa “Tower” recomenda-se que as torres estaiadas sejam sempre verificadas considerando a análise não linear geométrica.

3.1.1 Modelagem no Programa TOWER (2019)

O programa TOWER (2019) utiliza conceitos clássicos de análise de elementos finitos para determinar os esforços solicitantes e as tensões axiais em cada componente da torre em vários casos de carregamento. Essas forças são comparadas aos valores permitidos de acordo com especificações próprias do projeto. O modelo matemático usado no programa TOWER envolve nós interconectados por elementos de barras retas (treliça ou viga) ou de cabos (PLS, 2019).

Os elementos de treliça são utilizados para modelar as barras em cantoneiras (ou tubulares) e os isoladores de duas partes capazes de suportar forças de tração e compressão. O programa também possui elementos “T-Only” para modelar barras projetadas para suportar apenas as forças de tração. Opcionalmente, elementos de

viga são utilizados para modelar certas barras como um meio de resolver os mecanismos ou os nós instáveis, atribuindo rigidez aos elementos (PLS, 2019).

Embora os elementos de viga possam ser usados para estabilizar os nós e os mecanismos coplanares, não há verificações do projeto no programa TOWER para os momentos a que esses elementos possam estar submetidos. Não deve haver momentos fletores significativos nas barras da torre treliçada, exceto aqueles provenientes de excentricidades normais de estrutura, sendo esses momentos pré-definidos pelo programa.

A geometria da torre é estabelecida pela posição dos seus nós. Cada nó recebe uma identificação e está posicionado no espaço por coordenadas associadas a um sistema global de coordenadas tridimensionais. A geometria é finalizada por meio de barras conectadas aos nós, que são constituídas por seções transversais em cantoneiras ou seções tubulares. As barras quando utilizadas como elementos de treliça ou de viga resistem tanto às forças de tração quanto de compressão. No entanto, em projetos de torres mais antigos algumas diagonais ou mísulas foram concebidos com base no pressuposto de que elas não poderiam resistir à compressão. Quando as diagonais e as mísulas são projetadas com essa suposição, elas são consideradas como elementos resistentes somente à tração (“T-Only”). Esses elementos são facilmente identificados nos projetos antigos, pois são barras que possuem grandes proporções de esbeltez, ou seja, L/r muito acima do máximo permitido, igual a 250.

Os elementos resistentes somente à tração (“T-Only”) não são adequados quando a análise linear de uma torre treliçada é realizada. O programa recomenda fortemente que se execute uma análise não linear sempre que o modelo incluir elementos "T-Only". Recomenda-se também o uso de elementos de viga para as barras verticais ou quase verticais nas bordas de todos os painéis que incluem elementos "T-Only”. Mesmo que haja um acréscimo do tempo de processamento para a obtenção de resultados na análise não linear, a consideração de elementos de viga evita problemas de convergência causados por um modelo potencialmente instável.

3.1.2 Nós e Mecanismos Coplanares

Um problema recorrente em torres modeladas exclusivamente com elementos de treliça (isto é, sendo modeladas como treliças tridimensionais) está relacionado com os nós e mecanismos coplanares. Em treliças tridimensionais, todos os nós são

tratados como nós universais ideais, conectados por pinos. Um nó considerado coplanar nesses modelos é aquele que está localizado na interseção de barras que estão todos em um mesmo plano. Na análise linear de primeira ordem, os nós coplanares nos modelos treliçados tridimensionais matematicamente não possuem rigidez na direção perpendicular ao plano. Se uma rigidez zero ocorrer em qualquer nó de um modelo, uma divisão por zero será produzida no momento da solução.

A melhor maneira de lidar com os nós coplanares é evita-los, se possível. Por exemplo, não é necessário, e não é prática recomendada, incluir um nó na interseção das barras do suporte transversal, mesmo que as barras reais, geralmente, sejam parafusadas nesse ponto. No entanto, existem muitas situações em que os nós coplanares não podem ser evitados, por exemplo, em torres e mastros em que os montantes são suportadas por diagonais escalonadas.

O programa TOWER descreve alguns métodos para solução dos nós e mecanismos coplanares (e consequente existência de matriz rigidez zero no modelo), como apresentados a seguir:

A) Uso de barras fictícias

Consiste em conectar barras fictícias entre qualquer nó coplanar e outro nó estável na vizinhança. Este é um método tradicional que funciona bem se a análise for de primeira ordem elástica linear. No entanto, quando a análise for de segunda ordem elástica linear, o modelo torna-se instável se as barras fictícias não forem suficientemente rígidas. A barra fictícia deve possuir uma rigidez muito pequena (por exemplo, uma área de seção transversal muito pequena), para não afetar a distribuição de força no modelo.

B) Remoção do grau de liberdade

Esse método só pode ser usado se a direção fora do plano coincidir com qualquer uma das três direções *X*, *Y* ou *Z* e se a análise for linear. Neste caso, o problema de instabilidade pode ser resolvido simplesmente removendo o grau de liberdade conjunto nessa direção.

C) Adicionando molas fictícias

Consiste em adicionar sistematicamente molas fictícias com uma pequena rigidez axial nas direções *X*, *Y* e *Z* em todos os nós. Este método pode ser implementado no

TOWER, mesmo que outros métodos de estabilização de nós também sejam usados. Uma mola fictícia com uma rigidez pequena é inserida nos nós nas três direções *X*, *Y* e *Z*. Isso evita as divisões por zero nos nós coplanares, o que garante uma solução de equilíbrio ao problema. Observando a solução de equilíbrio, é possível identificar os nós ou mecanismos instáveis mediante os valores discrepantes dos resultados apresentados.

D) Usando elementos de viga

O programa recomenda que os elementos de viga sejam usados em determinadas barras de um modelo de torre. O uso de elementos de viga tem a vantagem de eliminar os problemas de nós e mecanismos coplanares e melhorar o cálculo das forças das barras em uma torre real. Isso é importante em torres que contêm barras resistentes apenas a tração (“T-Only”). Portanto, o programa recomenda que todas as barras da torre sejam modeladas como elementos de viga, exceto diagonais e horizontais. Se uma diagonal ou uma horizontal tiver um nó intermediário entre suas extremidades, também deverá ser modelada com elementos de viga.

3.1.3 Estais e cabos

O programa TOWER utiliza elementos de cabo para modelar os estais e os cabos propriamente ditos. Os estais terminam em um ponto de ancoragem fixo, enquanto os cabos são inseridos entre dois nós do modelo. Na análise de primeira ordem elástica linear, os estais e os cabos são modelados internamente como elementos de treliças resistentes apenas à tração (“T-Only”). Na análise de segunda ordem elástica linear, eles são modelados como elementos de cabos tridimensionais. O programa recomenda que seja executada uma análise não linear quando o modelo incluir componentes de cabos.

3.1.4 Isoladores

O programa fornece uma biblioteca com exemplos de isoladores, como também oferece a opção de gerar entradas de novos isoladores nessa biblioteca, usando o comando próprio. O usuário também pode mesclar duas bibliotecas de isoladores diferentes. Dentre as opções fornecidas, tem-se:

A) Grampos

Um grampo é um recurso do programa quando se deseja aplicar cargas concentradas em algum nó da estrutura, como no caso de cabos de aterramento, condutores ou outras situações de fixação na estrutura. O programa considera para o grampo que o mesmo não possui propriedades geométricas e peso próprio, mas possibilita inserir uma força limite.

B) Cadeia de Isoladores

Uma cadeia de isoladores de tensão é, geralmente, usada para isolar um cabo condutor de uma estrutura. Não é modelada como um elemento estrutural, mas como um mecanismo de transferência de carga. A carga no ponto de fixação do isolador na estrutura é a carga na ponta, mais as contribuições do peso do isolador e do efeito do vento.

3.1.5 Construindo um Modelo

Um modelo de torre é formado pela inserção de barras (cantoneira ou seção tubular circular) entre dois nós correspondentes. Existem nós principais que são posicionados no modelo pelas suas coordenadas em um sistema de coordenadas cartesianas tridimensionais, convenção da regra da mão direita, “X, Y, Z” (nós primários), outros nós são posicionados por interpolação ou extrapolação no alinhamento entre dois nós primários (nós secundários) e outros nós que são posicionados automaticamente nas extremidades de estais ou isoladores. Este sistema é o sistema de coordenadas global.

Como o programa TOWER calcula automaticamente o peso próprio da estrutura pela gravidade, é necessário sempre orientar o eixo Z verticalmente para cima, ou seja, na direção oposta à da atração da gravidade. Os eixos X e Y estão, portanto, sempre em um plano horizontal. Também é um requisito que o eixo X seja o eixo longitudinal positivo da estrutura e o eixo Y seja o seu eixo transversal positivo.

Para gerar nós e barras simétricas é imperativo que a origem do sistema (X, Y, Z) esteja no eixo vertical de simetria da torre, ou seja, que o eixo Z seja um eixo de simetria.

Para torres de transmissão, é útil, mas não obrigatório, localizar a origem do sistema (X, Y, Z) no centro tronco básico mais curto da torre, as coordenadas Z dos nós dos pés serão negativas. O principal motivo dessa convenção é modelar rapidamente torres da mesma família. Essas torres, geralmente, têm geometrias idênticas acima do tronco básico mais curto, mas diferem apenas pelas extensões do tronco e das pernas. O nível do solo é ajustado por uma ordenada no eixo Z. Este é o ajuste de altura usado pelo TOWER ao calcular a pressão / velocidade do vento exigido por algumas normas. Esse também é o ajuste de altura usado ao colocar a estrutura no programa de linha de transmissão, chamado PLS-CADD, em um ponto do terreno.

3.1.5.1 Nós da estrutura

O primeiro passo na modelagem de uma estrutura é a entrada dos dados dos nós que definem sua geometria. Esses nós são classificados como a seguir.

A) Nós primários

Nós primários são aqueles posicionados por suas coordenadas globais e são inseridos por meio de uma tabela própria. Deve ser informado o grau de liberdade do nó, caso seja capaz de se mover em qualquer uma das três direções, ele possui três graus de liberdade de translação. Caso o deslocamento de um nó em qualquer uma das três direções X, Y, Z for conhecido ou considerado zero, como em um ponto de apoio, não haverá grau de liberdade nessa direção. Portanto, um nó pode ter um total de 0 a 3 graus de liberdade de translação.

B) Nós secundários

O programa TOWER pode gerar nós secundários por interpolação ou extrapolação entre as posições de dois nós já descritos, geralmente, os nós primários. O posicionamento geométrico de um nó secundário é descrito ao longo da linha reta unindo as articulações primárias.

C) Nós de ancoragem de estais e de isoladores

Os nós de ancoragem de estais são gerados automaticamente a partir da posição do ponto de sua fixação.

3.1.5.2 Conectando as barras

Depois de definidos os nós, os grupos de barras e os painéis da torre, pode ser inserido as barras no modelo utilizando perfis em cantoneiras ou seções tubulares circulares. Os dados da barra são inseridos em tabela própria onde é informado outros códigos da barra, como descrito a seguir.

A) Código de excentricidade C1

Trata-se de um código informado ao programa para determinar a capacidade de compressão da barra levando em conta o efeito das excentricidades em suas extremidades. Os números de 1 a 3 referem-se, respectivamente, a nenhuma excentricidade, a excentricidade em uma ou nas duas extremidades da barra.

B) Código de restrição C2

Trata-se de um código informado ao programa para determinar a capacidade de compressão da barra levando em conta o efeito do vínculo em suas extremidades. Os números de 4 a 6 referem-se, respectivamente, a barra biapoiada, engastada em uma ou nas duas extremidades da barra.

C) Taxa do comprimento RLX, RLY e RLZ

Para cada um dos três eixos locais da barra, *x-x*, *y-y* e *z-z*, há uma consideração do comprimento não contraventado com o comprimento total da barra. O valor é informado por um número que representa a taxa do comprimento da barra no eixo considerado.

3.1.5.3 Conectando estais

Os estais são ligados ao modelo de acordo com os dados na tabela específica do programa. Um estai está preso em uma extremidade a um nó definido da estrutura e em outra extremidade ao ponto de ancoragem no solo.

3.1.5.4 Cargas de peso próprio e áreas de arrasto

As cargas do projeto (verticais e de vento) atuantes em equipamentos ou suportes permanentemente (por exemplo, transformadores), ou as cargas verticais e de vento

de projeto em partes do tronco da torre podem ser manipuladas automaticamente em nós específicos, inserindo os dados na tabela de cargas de peso próprio e áreas de arrasto.

Uma vez que todos os dados da estrutura foram inseridos, o programa pode ser rodado e assim gerar o relatório de resultados. Esse relatório pode ser customizado para apresentar dados de saída conforme necessidade.

3.2 PROGRAMA ASTRAS

O programa “ASTRAS” é o software acadêmico desenvolvido na tese de doutorado de Costa (2014), baseado no programa chamado **PPLANLEP** criado por Lavall (1996). Este programa realiza análises de estruturas de barras como pórticos e treliças no plano, considerando os comportamentos não linear geométrico e não linear do material.

O desenvolvimento do programa ASTRAS iniciou-se em 2012, utilizando-se a linguagem FORTRAN 90 por meio de uma programação procedural, incluindo o elemento de treliça espacial, considerando-se o efeito da variação uniforme de temperatura. Testes utilizando exemplos de treliças da literatura técnica foram realizados, após esse procedimento, iniciou-se a implementação dos elementos de cabos espaciais considerando os efeitos da protensão e da temperatura. Alguns exemplos de estruturas de cabos da literatura foram processados a fim de implementar os algoritmos para interpretar a concatenação das estruturas espaciais de treliças e de cabos para formar a torre estaiada. Depois de realizar testes em estruturas de torres estaiadas de menor porte, foram realizados exemplos aplicados em casos reais de torres metálicas estaiadas para linhas de transmissão. Em 2014 o programa recebeu o nome **ASTRAS** (**A**dvanced **STR**uctural **A**nalysis **S**ystem), o qual permite realizar análises estáticas de estruturas, considerando a não linearidade geométrica e não linearidade do material, para pórticos planos, treliças planas e tridimensionais, cabos planos e tridimensionais e estruturas conjugadas como torre estaiadas (COSTA, 2014).

3.2.1 Aspectos da Implementação Computacional

Para a solução de problemas não lineares de sistemas de cabos e treliças faz-se necessária a utilização e um método que combine os processos incremental e

iterativo. Esses processos usualmente consideram incrementos de cargas com iterações de equilíbrio dentro de cada passo de carga. O desempenho da análise depende do parâmetro de incremento. Dentre os processos incremental e iterativo, dois são os mais utilizados. Um desses processos é o método de Newton-Raphson Puro (NRP), onde a matriz de rigidez tangente é atualizada a cada iteração. O outro processo é o método de Newton-Raphson Modificado (NRM), onde a matriz de rigidez tangente mantém-se constante durante um incremento ou um conjunto de incrementos. O programa ASTRAS utiliza o método NRP para a solução de equações não lineares em função da precisão e eficiência necessária aos problemas a serem analisados (COSTA, 2014).

3.2.1.1 Critérios de Convergência

Quando a solução numérica converge para uma tolerância previamente estabelecida, o processo iterativo se encerra indicando uma nova posição de equilíbrio para a estrutura em análise. Neste caso o critério de convergência foi atendido. Os critérios de convergência são basicamente definidos relacionados com os deslocamentos, forças nodais ou energia incremental interna.

No critério envolvendo os deslocamentos, a convergência da solução numérica é atingida quando a diferença entre os valores dos deslocamentos nodais p_j da iteração corrente (i) e aqueles da iteração imediatamente anterior (i-1) for inferior ou igual ao fator de tolerância (η). Na análise do programa ASTRAS foi adotada a verificação de convergência global, e não a verificação de convergência local (COSTA, 2014).

No critério de forças nodais a convergência é baseada na comparação dos valores das forças residuais em cada iteração. Nesse critério a convergência ocorre quando a razão entre a norma euclidiana das forças residuais $\|\Delta \boldsymbol{\rho}_i\|$ pela norma euclidiana das forças totais aplicadas $\|\boldsymbol{R}_j\|$ for menor ou igual ao fator de tolerância, η. No programa ASTRAS foram implementados os critérios de deslocamento e de forças simultaneamente, e o fator de tolerância adotado (η) igual a 0,1% (COSTA, 2014), conforme o menor valor típico segundo Crisfield (1991).

3.2.1.2 Implementação da Configuração Inicial de Equilíbrio do Cabo

No programa ASTRAS foram implementadas as configurações iniciais de equilíbrio do cabo:

A) Cabo parábola

O cabo está sujeito ao carregamento uniformemente distribuído e a geração dos nós e elementos do cabo se dá a partir da configuração inicial de equilíbrio vinda das equações da parábola.

B) Cabo catenária

O cabo está sujeito ao carregamento do peso próprio e a geração dos nós e elementos do cabo ocorre a partir da configuração inicial de equilíbrio vinda das equações da catenária.

Dessa forma, será apresentado de forma sucinta um breve histórico sobre as formas assumidas pelo cabo em função do carregamento, que foi utilizado como base para a sua configuração inicial no programa ASTRAS, de acordo com Costa (2014).

3.2.1.3 Formulação Analítica dos Sistemas de Cabos Suspensos

Os cabos são elementos estruturais que apresentam comportamento geométrico altamente não linear. Eles são extremamente flexíveis, capazes de resistir somente a forças normais de tração. Teoricamente, as forças normais de compressão, cortantes e os momentos fletores e de torção não são resistidas por um cabo ideal. Em um estudo analítico introdutório são consideradas as hipóteses de que o cabo seja perfeitamente flexível e inextensível. Por ser flexível a força normal de tração atuante será sempre tangente à sua geometria em cada ponto ao longo de sua extensão. Por ser inextensível, o cabo tem o mesmo comprimento tanto antes como depois da aplicação da carga. Assim sendo, uma vez aplicadas às ações externas, a geometria deformada permanece fixa e o cabo ou cada segmento do cabo pode ser considerado como corpo rígido (COSTA, 2014).

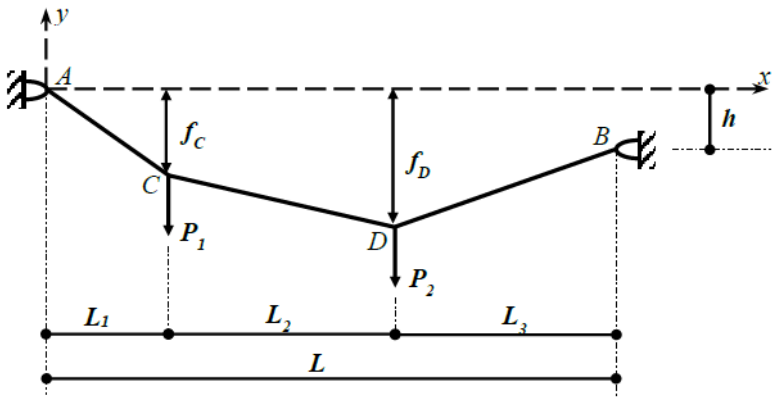
As formas assumidas pelo cabo dependem do carregamento que atua sobre o mesmo. Caso o carregamento externo seja muito maior do que o peso próprio do cabo, este último pode ser desprezado na análise. Portanto, os cabos podem estar sujeitos à carregamentos de forças concentradas, ao carregamento uniformemente distribuído e ao peso próprio.

A) Cabo Sujeito a Forças Concentradas

Considerando o peso próprio do cabo como desprezável, sustentando várias forças concentradas, ele assume a forma de vários segmentos retilíneos. Cada

segmento estará sujeito a uma força de tração constante. A Figura 22 ilustra um cabo de peso próprio desprezável, com apoio desnivelado e sujeito a duas forças concentradas.

Figura 22 – Cabo com apoio desnivelado sujeito a forças concentradas



Fonte: Adaptado de Hibbeler (2011)

Conhecendo-se o desnível *h*, os comprimentos L_1, L_2 e L_3 e as forças P_1 e P_2, o problema fica constituído de nove incógnitas, a saber:

- Três forças de tração em cada um dos três segmentos;
- Quatro componentes das reações nos apoios *A* e *B*;
- Dois deslocamentos ou duas flechas f_C e f_D nos pontos *C* e *D* do cabo.

Para solucionar o problema, podem-se escrever duas equações de equilíbrio em cada um dos pontos *A*, *B*, *C* e *D*, resultando oito equações. Para completar a solução, pode-se extrair informação da geometria do cabo para que se possam escrever as nove equações necessárias, a saber:

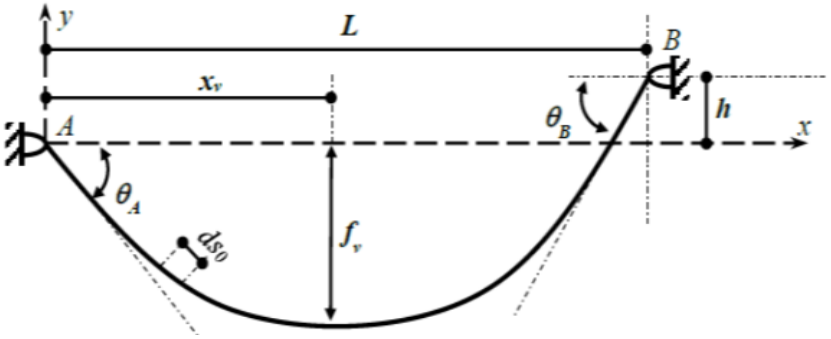
- O comprimento total do cabo que pode ser especificado;
- Um dos deslocamentos f_C ou f_D.

Assim sendo, as equações de equilíbrio são suficientes para a obtenção das incógnitas. Obtidos os deslocamentos em cada ponto de carregamento, o comprimento do cabo pode ser determinado por trigonometria.

B) Cabo Sujeito ao Carregamento Uniformemente Distribuído (Cabo Parábola)

Considerando-se um cabo fixado em dois pontos A e B, conforme ilustra a Figura 23.

Figura 23 – Configuração inicial do cabo



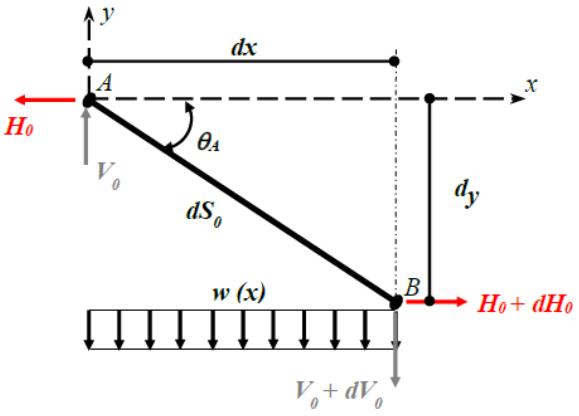
Fonte: COSTA (2014)

O vão é identificado por L, x_V é a distância do ponto A até o vértice da curva do cabo, θ_A é o ângulo da inclinação do cabo no ponto A, θ_B é no ponto B, f_V é a flecha máxima no vértice da curva e h é o desnível entre os pontos de fixação.

Considerando que o cabo seja solicitado por um carregamento uniformemente distribuído ao logo do seu vão, $w\ (x)$, a Figura 24 ilustra o diagrama de corpo livre de um elemento infinitesimal do cabo.

Sendo dS_0 o comprimento do elemento na sua posição de equilíbrio, H_0 e $H_0 + dH_0$, as forças horizontais nas extremidades, V_0 e $V_0 + dV_0$, as forças verticais nas extremidades e θ_A o ângulo de inclinação do elemento de cabo.

Figura 24 – Diagrama de corpo livre de um elemento de cabo sujeito ao carregamento uniformemente distribuído



Fonte: COSTA (2014)

Aplicadas as equações de equilíbrio no elemento, desprezados os termos de ordem superior, as seguintes expressões são determinadas:

$$\sum H = 0 \rightarrow dH_0 = 0 \tag{3.1}$$

$$\sum V = 0 \rightarrow dV_0 = -wdx \tag{3.2}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow \frac{dy}{dx} = y' = \frac{v_0}{H_0} \tag{3.3}$$

Sendo dH_0 igual a zero, pode-se concluir que a força H_0 no cabo é constante. Derivando-se a Equação (3.3) e com auxílio da Equação (3.2), tem-se a Equação (3.4) que é a equação diferencial do elemento de cabo na sua posição de equilíbrio.

$$y'' = -\frac{w}{H_0} \tag{3.4}$$

Integrando-se a Equação (3.4) tem-se a tangente à curva do cabo ou rotação θ_A, dada pela expressão:

$$y' = -\frac{w}{H_0}x + C_1 \tag{3.5}$$

Integrando-se pela segunda vez a Equação (3.5), obtém-se a equação da curva do cabo, representada por uma parábola, dada pela Equação (3.6).

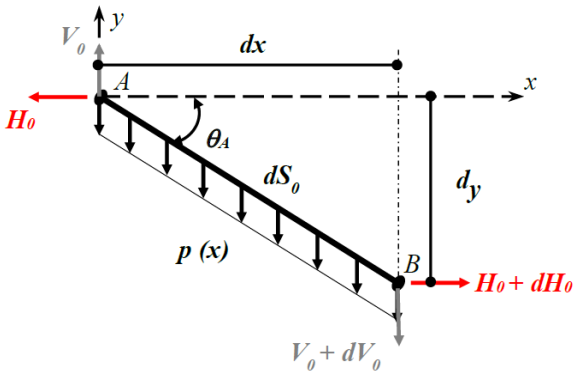
$$y = -\frac{w}{2H_0}x^2 + C_1 x + C_2 \tag{3.6}$$

onde as constantes C_1 e C_2 dependem das condições de contorno do problema.

C) Cabo Sujeito ao Peso Próprio (Cabo Catenária)

Considere-se o cabo AB da Figura 23 submetido somente ao seu peso próprio. A Figura 25 considera o diagrama de corpo livre de um elemento infinitesimal do cabo.

Figura 25 – Diagrama de corpo livre de um elemento de cabo sujeito ao peso próprio



Fonte: Costa (2014)

Sendo *p(x)* o peso próprio do cabo, dS_0 o comprimento do elemento dado pela Equação (3.7), *dx* e *dy* são os comprimentos infinitesimais nas direções *x* e *y*, H_0 e $H_0 + dH_0$ as forças horizontais, V_0 e $V_0 + dV_0$ as forças verticais nas extremidades do elemento, bem como o ângulo θ_A que representa a inclinação do elemento infinitesimal do cabo.

$$dS_0 = \sqrt{1 + (y')^2}\,dx \tag{3.7}$$

Aplicando-se as equações de equilíbrio no elemento e desprezando o termo de ordem superior, podem-se escrever as seguintes expressões:

$$\sum F_H = 0 \rightarrow dH_0 = 0 \tag{3.8}$$

$$\sum F_v = 0 \rightarrow dV_0 = -p\,dS_0 \tag{3.9}$$

$$\sum M_B = 0 \rightarrow \frac{d_y}{d_x} = y' = \frac{v_0}{H_0} \tag{3.10}$$

Da Equação (3.8) pode-se concluir que a força horizontal H_0 no cabo é constante. Derivando-se a Equação (3.10) e com auxílio das Equações (3.7) e (3.8) tem-se a Equação (3.11), que é a equação diferencial do elemento de cabo na sua posição de equilíbrio.

$$y'' = -\frac{p}{H_0}\sqrt{1 + (y')^2} \tag{3.11}$$

Integrando-se a Equações (3.11), tem-se a tangente à curva do cabo ou rotação θ_A, dada pela expressão:

$$y' = \sinh\left(-\frac{p}{H_0}x + C_1\right) \tag{3.12}$$

Integrando a Equação (3.12), chega-se a equação da curva do cabo representada por uma catenária, dada pela Equação (3.13).

$$y = -\frac{H_0}{p}\,consh\left(-\frac{p}{H_0}\,x + C_1\right) + C_2 \tag{3.13}$$

onde as constantes C_1 e C_2 dependem da geometria inicial do cabo e serão definidas considerando-se as variáveis conhecidas *h*, θ_A, x_v e f_v que são apresentadas por Costa (2014).

3.2.1.4 Problema Elastoplástico Unidimensional

A formulação numérica para análise da não linearidade do material considera o comportamento elastoplástico que pode ser idealizado por um diagrama bilinear. No início da ação dos esforços o material se deforma com módulo de elasticidade (E), representado no gráfico tensão *versus* deformação pela tangente do ângulo da reta com a abscissa, até que a resistência ao escoamento (σ_y) seja atingida. Para as tensões superiores a σ_y o material passa a se deformar de forma elastoplástica conforme o módulo tangente (E_t), representado no mesmo gráfico pela tangente do ângulo da reta no trecho de comportamento elastoplástico (α_t). Após o escoamento do material, seu acréscimo de tensão ($d\sigma$) é combinado a um acréscimo de deformação ($d\varepsilon$), que pode ser decomposta em uma parcela elástica e outra plástica. Esse modelo, conhecido como bilinear, pode ser estendido para diagramas tensão *versus* deformação multilineares com objetivo de se considerar diversas leis constitutivas para o aço, bem como as aplicações em estruturas de cabos que apresentam curvas típicas de tensão *versus* deformação não lineares, as quais não possuem patamar ou ponto de escoamento definidos (COSTA, 2014).

3.2.1.5 Análise Incremental no Comportamento Elastoplástico

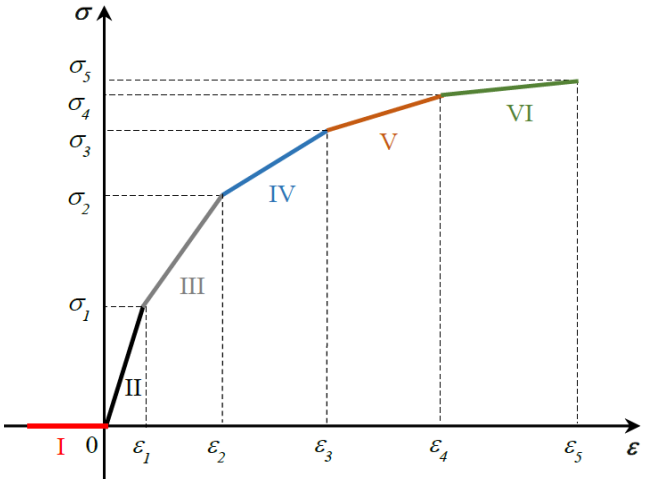
No processo incremental-iterativo para a solução do problema não linear é muito importante a etapa que realiza a análise incremental das tensões e deformações considerando o comportamento elastoplástico.

O programa ASTRAS propõe-se um diagrama tensão *versus* deformação dividido em seis trechos lineares, tornando-se possível a simulação numérica do comportamento elastoplástico dos mais diversos tipos de aço. Este modelo pode ser aplicado a quaisquer materiais que trabalhem somente à tração (elemento de cabo) ou que trabalhem à tração e compressão (elementos de barra), neste caso o trecho I é desconsiderado, conforme ilustra a Figura 26.

Durante esse processo, tem-se a etapa na qual se calculam os deslocamentos e forças nodais e, a partir desses, são calculadas as deformações, as tensões e as forças residuais. Os componentes de deformação e tensão correspondentes são armazenados a partir dos valores obtidos em cada uma das iterações. Essa tarefa, aparentemente simples, torna-se complexa devido ao fato que os elementos da estrutura evoluem seu estado de tensão-deformação, percorrendo a curva de sua lei

constitutiva a cada incremento do carregamento, por assumir comportamento físico diverso ao transpor trechos com rigidezes diferentes quando da reaplicação de forças residuais (COSTA, 2014).

Figura 26 – Diagrama tensão-deformação multilinear

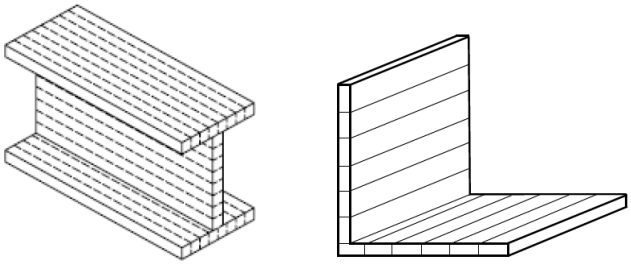


Fonte: Costa (2014)

3.2.1.6 Modelo das Fatias

O programa ASTRAS utiliza o modelo das fatias para definir a seção transversal dos elementos, o que consiste em dividir a seção transversal em um número de fatias para determinar o coeficiente da matriz de rigidez, que é função da propriedade do material (EA) e das forças normais (N). As seções transversais implementadas no programa ASTRAS são do tipo retangular, circular, cantoneira, cruz, perfis “T”, “C”, “I”. A Figura 27 exemplifica seções transversais típicas divididas em fatias.

Figura 27 – Seções transversais em perfil divididas em fatias para o elemento



Fonte: Costa (2014)

Cada fatia é considerada como uma fibra da seção transversal na análise do problema elastoplástico. Quando a tensão no centro da fatia ultrapassa a resistência

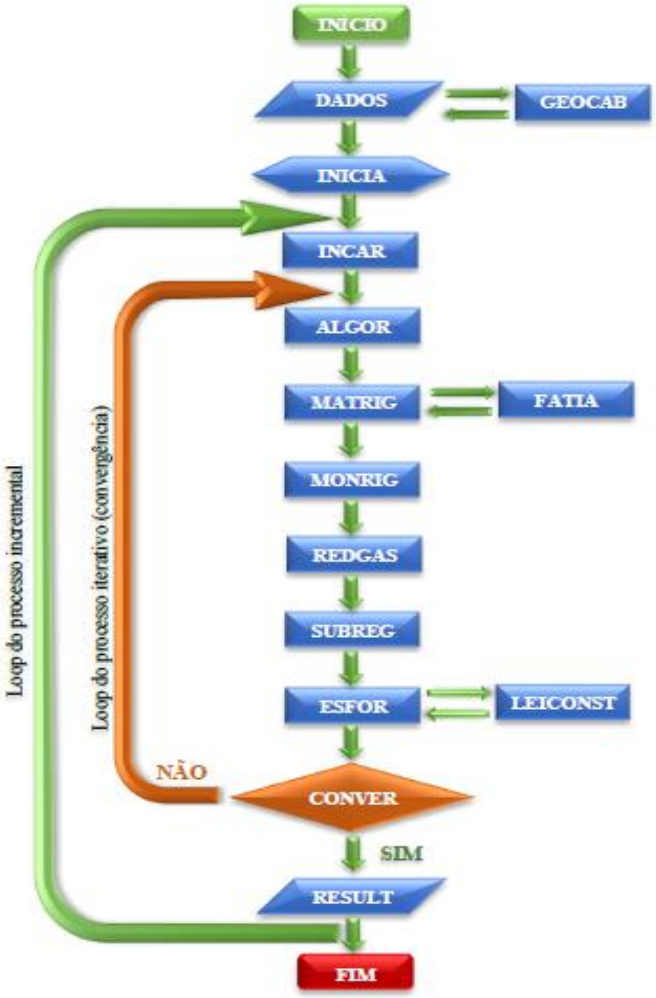
ao escoamento, toda ela passa a ser considerada elastoplástica e o módulo de elasticidade longitudinal (E) passa a ser o módulo tangente (E_t).

Por fim, após inserir as informações da estrutura a ser analisada, o relatório de saída com os dados de entrada e resultados são fornecidos por arquivos de texto ou apresentados graficamente por tons distintas de cores, representado as intensidades dos esforços solicitantes e deslocamentos generalizados da estrutura.

3.2.2 Fluxograma do Programa

O programa ASTRAS possui duas partes. O programa principal estabelece a sequência das sub-rotinas e controla os processos incremental e iterativo. As sub-rotinas executam os procedimentos para a análise não linear geométrica e do material. A Figura 28 ilustra o fluxograma geral indicando a sequência dos procedimentos.

Figura 28 – Fluxograma geral para análise não linear incremental e iterativa



Fonte: Costa (2014)

Segue uma breve descrição sobre as funções de cada sub-rotina no processo utilizando a formulação para análise avançada de sistemas estruturais formados por estruturas de cabos e de treliças espaciais aplicado a torres metálicas estaiadas.

Os parâmetros característicos do problema são coletados e atribuídos às variáveis a partir da entrada de dados na tela do computador e da leitura de um arquivo de texto. As informações básicas: modelo da estrutura, número de elementos e nós, o tipo e características da seção transversal, as coordenadas dos nós (*X, Y* e *Z*), a incidência dos elementos, as vinculações e carregamentos nodais, os fatores limitantes referentes às iterações, o coeficiente de dilatação térmica, a variação da temperatura, o número de divisões da seção transversal em fatias, as tensões residuais e os parâmetros da lei constitutiva adotada são informados. Para a situação em que se tem a estrutura de cabo, são informados o peso próprio do elemento, a tangente à curva do cabo ou a flecha ou a distância do vértice da curva. Nesta sub-rotina é feita a concatenação do elemento de cabo exato com o elemento de treliça.

Determina a configuração inicial do cabo, que pode ser uma configuração parabólica ou de catenária. Nesta etapa é gerado automaticamente o número de elementos determinados e consequentemente seus nós com suas respectivas identificações. Aqui o cabo é colocado em sua posição original na estrutura.

As variáveis envolvidas no programa são inicializadas e zeradas.

Controla o processo incremental do carregamento e atualiza o vetor de carga correspondente a cada passo do processo, inclusive o vetor de cargas devido a temperatura.

Controla o tipo de algoritmo a ser empregado para a solução do problema, que no caso é o método de Newton-Raphson puro.

MATRIG Determina a matriz rigidez tangente dos elementos envolvidos, por exemplo, de cabo e de treliça espacial, em regime elástico ou elastoplástico, atualizadas em cada iteração do processo.

FATIA Auxilia a sub-rotina MATRIG avaliar o nível de plastificação da seção transversal, através da contribuição de cada fatia no cálculo de propriedades geométricas e nos coeficientes de rigidezes. Considera-se que a fatia da seção transversal plastifica quanto a tensão no centro dessa fatia alcança o valor de escoamento (f_y).

MONRIG Realiza a montagem do vetor de cargas e da matriz de rigidez global da estrutura, considerando a contribuição das matrizes de rigidez de cala elemento da estrutura analisada.

REDGAS Executa os procedimentos necessários ao desenvolvimento da fase de eliminação progressiva do Método de Redução de Gauss para solução do sistema de equações não lineares a cada iteração do processo. Verifica se a matriz de rigidez tangente é positiva definida, através da avaliação do elemento PIVOT, visando a determinação do colapso da estrutura.

SUBREG É feita a substituição regressiva do sistema de equações triangular superior originado pela sub-rotina REDGAS. São calculados os deslocamentos nodais e as reações de apoio, além de atualizar as coordenadas nodais, dos comprimentos e dos cossenos diretores dos elementos da estrutura.

ESFOR Seguindo a formulação numérica estudada, são calculados os deslocamentos correspondentes aos grãos de liberdade nos sistemas cartesiano e corrotacional. Definindo-se as rotações de corpo rígido e seus valores acumulativos. Através da lei constitutiva, são calculados os esforços nodais equivalentes e os esforços residuais que serão reaplicados à estrutura até que a mesma esteja em equilíbrio.

Auxilia a sub-rotina ESFOR percorrendo a lei constitutiva de cada material. É apresentada aqui a lei constitutiva multilinear para materiais que trabalham à tração e à compressão e materiais que somente são regidos pela tração. O programa reconhece automaticamente as particularidades de cada material estudado para que possa percorrer a lei constitutiva corretamente. Levando-se em conta a lei constitutiva determina-se o vetor das forças nodais equivalentes internas e calculam-se as deformações.

Efetua a verificação da convergência da solução do problema através do critério dos deslocamentos ou das forças residuais nodais ou abas, simultaneamente.

Fornece a saída dos resultados da análise da estrutura: as coordenadas nodais, os comprimentos dos elementos e os cossenos diretores atualizados, os deslocamentos nodais e as reações de apoio segundo o sistema global de referência, os esforços solicitantes nas extremidades de cada elemento e as deformações elásticas, plásticas e totais e as tensões em cada fatia nas extremidades de cada elemento.

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO PARA VALIDAÇÃO DOS RESULTADOS

Para aprimorar o conhecimento dos programas TOWER e ASTRAS, além de verificar a importância da análise avançada, exemplos práticos da literatura de estruturas treliçadas (plana e espacial), e de estruturas de cabos planos são inicialmente abordados. Posteriormente, um estudo de uma torre estaiada real é apresentado. Para todas as estruturas são obtidos os resultados das reações de apoio, dos deslocamentos nos nós e dos esforços solicitantes nas barras pelos programas.

Tradicionalmente, o cálculo da maioria das treliças planas e espaciais é realizado com uma análise elástica linear adotando-se o modelo de treliça ideal, ou seja, considerando os nós como articulações perfeitas e os carregamentos externos aplicados nesses nós. Para esses sistemas estruturais a relação resistência/peso eficiente, geralmente, faz com que as estruturas treliçadas sejam as mais econômicas em termos de consumo de material e custo global.

Estruturas de treliça, plana e espacial são analisadas, respectivamente, nas seções 4.1 e 4.2. Os resultados de deslocamentos nos nós e dos esforços nas barras são obtidos considerando-se a análise não linear geométrica, pelos programas TOWER e ASTRAS e considerando-se a análise não linear geométrica e do material, pelo programa ASTRAS. Com o intuito de explorar outros recursos do TOWER, as treliças são analisadas em teoria de 2ª ordem elástica, inserindo nos modelos estruturais, os elementos “Beam”, “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam” para determinadas barras. Os resultados são comparados com os resultados obtidos, utilizando-se os elementos “Truss”.

As estruturas de cabos constituem sistemas estruturais de grande aplicação prática na engenharia. Nas linhas de transmissão os cabos são empregados como elementos que conduzem a energia elétrica entre os vãos das torres e como estais para as torres estaiadas. Na seção 4.3 é apresentada a análise de um cabo suspenso plano, sujeito ao peso próprio e na seção 4.4 é apresentado um exemplo clássico de um cabo plano sujeito ao peso próprio e a uma força concentrada. Apenas os resultados da não linearidade geométrica são considerados no estudo desses cabos.

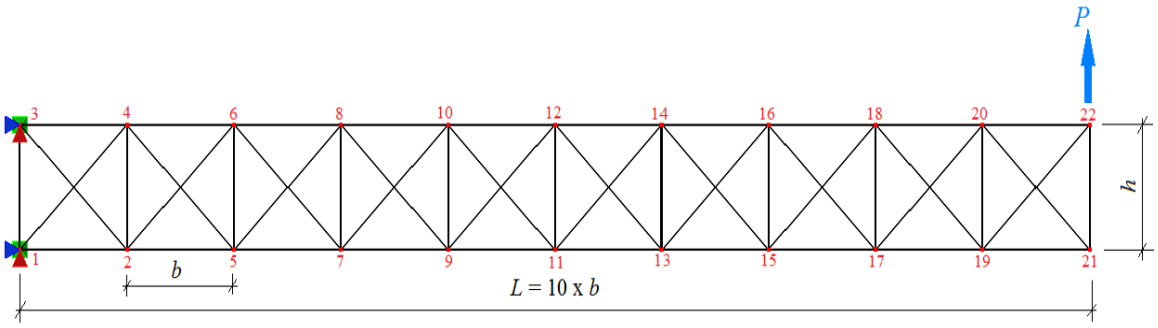
A associação dos sistemas formados por estruturas de cabos e de treliças espaciais resulta nas estruturas de torres treliçadas estaiadas. Dessa forma, para finalizar o trabalho da dissertação e unir todo o conteúdo abordado, um exemplo real

de uma torre metálica estaiada, do tipo monomastro, para linhas de transmissão é apresentado na seção 4.5. Os resultados da análise elástica de 2ª ordem obtidos do programa TOWER são comparados com os resultados do programa ASTRAS. Os resultados da análise avançada, obtidos pelo programa acadêmico, também são apresentados visando avaliar a importância dessa análise em projetos de torres metálicas de linhas de transmissão.

4.1 TRELIÇA PLANA EM GRANDES DESLOCAMENTOS

Na Figura 29 é ilustrada uma treliça plana em balanço com uma força vertical *P* aplicada em sua extremidade livre igual a 355,84 kN. Essa figura indica também a numeração dos nós, o comprimento das barras que compõem os banzos inferior e superior sendo *b* igual a 50,8 cm, o comprimento total (*L*) igual a 10b e a altura da treliça (*h*) igual ao comprimento dos banzos. Todas as barras possuem seção transversal com áreas de 6,45 cm^2. Neste exemplo, são apresentados e discutidos os resultados obtidos pelos programas TOWER e ASTRAS por meio de uma análise em teoria de 2ª ordem elástica e considerando-se recursos disponíveis pelo programa TOWER. Posteriormente, são apresentados os resultados da análise 2ª ordem elastoplástica obtida pelo ASTRAS.

Figura 29 – Treliça plana em balanço



Fonte: Costa (2014)

4.1.1 Análise elástica em teoria de 2ª ordem

A análise elástica em 2ª ordem considera a não linearidade geométrica e o comportamento elástico do material. O módulo de elasticidade longitudinal (*E*) do aço é igual a 199.955 MPa, conforme adotado por Costa (2014). Os deslocamentos nas direções horizontais (*H*) e verticais (*V*) dos nós da treliça, obtidos pelos programas TOWER e ASTRAS são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Deslocamentos nos nós da treliça – Análise de 2ª ordem Elástica

NÓ	DESLOCAMENTOS (cm)					
	TOWER Truss		ASTRAS		Diferença percentual	
	DESL.H	DESL.V	DESL.H	DESL.V	DESL.H	DESL.V
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
2	1,279	1,536	1,276	1,537	-0,26	0,05
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
4	-1,295	1,435	-1,298	1,433	0,19	-0,14
5	2,291	5,535	2,285	5,536	-0,25	0,02
6	-2,573	5,277	-2,578	5,275	0,20	-0,04
7	2,947	11,720	2,939	11,717	-0,28	-0,03
8	-3,920	11,230	-3,928	11,228	0,20	-0,02
9	3,202	19,770	3,191	19,773	-0,33	0,02
10	-5,383	19,030	-5,394	19,024	0,20	-0,03
11	3,043	29,410	3,029	29,408	-0,46	-0,01
12	-6,980	28,400	-6,994	28,394	0,20	-0,02
13	2,480	40,330	2,464	40,330	-0,65	0,00
14	-8,704	39,070	-8,720	39,072	0,19	0,00
15	1,549	52,250	1,530	52,256	-1,27	0,01
16	-10,530	50,790	-10,544	50,791	0,14	0,00
17	0,296	64,910	0,275	64,910	-7,92	0,00
18	-12,400	63,290	-12,422	63,291	0,17	0,00
19	-1,215	78,020	-1,240	78,026	2,02	0,01
20	-14,270	76,310	-14,292	76,308	0,16	0,00
21	-2,917	91,290	-2,944	91,296	0,93	0,01
22	-16,080	89,620	-16,111	89,619	0,19	0,00

Fonte: Do Autor

Analisando-se os resultados da Tabela 4, obtidos de uma análise de 2ª ordem elástica, observa-se que os resultados dos deslocamentos nas direções horizontais (*H*) e verticais (*V*) obtidos pelo TOWER apresentam uma excelente correlação quando comparados com os resultados obtidos por Costa (2014) com o programa ASTRAS. Os resultados de deslocamentos apresentaram diferenças percentuais menores que 1%, com exceção dos nós 15 e 17, que apresentaram diferenças percentuais de 1,27% e 7,92%, respectivamente, sendo que nesses dois nós, os deslocamentos são de pequenas intensidades.

A Tabela 5 apresenta os resultados das reações de apoio, horizontal (*H*) e vertical (*V*), nos nós 1 e 3 da treliça obtidos pela análise em teoria de 2ª ordem elástica. Verifica-se a excelente correlação entre os resultados obtidos pelo programa TOWER com os resultados do programa ASTRAS, com diferenças percentuais inferiores a 0,73%.

Tabela 5 – Reações de apoio da treliça plana– Análise de 2ª ordem Elástica

REAÇÕES DE APOIO (KN)						
NÓ	TOWER		ASTRAS		Diferença percentual	
	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V
1	-3445,74	255,04	-3447,10	255,93	0,04	0,35
3	3445,74	100,80	3447,10	100,07	0,04	-0,73

Fonte: Do Autor

A Tabela 6 apresenta os resultados da força solicitante nos elementos da treliça, obtidos pela análise de 2ª ordem elástica. Novamente, observa-se a excelente correlação entre os resultados obtidos pelo programa TOWER com os resultados do programa ASTRAS, com diferenças percentuais inferiores a 0,7%.

Tabela 6 – Força normal solicitante nos elementos da treliça plana – Análise de 2ª ordem Elástica

FORÇA NORMAL SOLICITANTE (KN)									
EL.	Nós	TOWER	ASTRAS	Dif. %	EL.	Nós	TOWER	ASTRAS	Dif. %
1	1-3	0	0	0	26	10-11	-255,64	-255,75	0,04
2	1-2	3297,57	3298,19	0,02	27	11-13	1545,38	1546,06	0,04
3	2-4	-97,39	-98,17	0,79	28	13-14	-28,39	-28,40	0,07
4	3-4	-3241,29	-3243,47	0,07	29	12-14	-1468,27	-1468,92	0,04
5	1-4	217,48	218,56	0,49	30	11-14	244,58	244,69	0,05
6	2-3	-283,30	-282,18	-0,4	31	12-13	-247,63	-247,73	0,04
7	2-5	2954,95	2956,34	0,05	32	13-15	1198,12	1198,66	0,04
8	5-6	-70,31	-70,29	-0,03	33	15-16	-22,56	-22,57	0,06
9	4-6	-2873,90	-2875,12	0,04	34	14-16	-1121,18	-1121,68	0,04
10	2-6	213,38	213,39	0	35	13-16	248,54	248,66	0,05
11	4-5	-290,10	-290,35	0,09	36	14-15	-241,21	-241,32	0,04
12	5-7	2598,60	2599,74	0,04	37	15-17	852,17	852,54	0,04
13	7-8	-57,87	-57,92	0,09	38	17-18	-16,40	-16,41	0,06
14	6-8	-2520,71	-2521,85	0,05	39	16-18	-775,83	-776,17	0,04
15	5-8	224,84	224,96	0,05	40	15-18	251,75	251,86	0,04
16	6-7	-275,85	-275,95	0,04	41	16-17	-236,08	-236,19	0,04
17	7-9	2245,63	2246,63	0,04	42	17-19	509,78	510,00	0,04
18	9-10	-46,04	-46,08	0,07	43	19-20	-32,52	-32,52	0,02
19	8-10	-2167,87	-2168,85	0,04	44	18-20	-429,20	-429,39	0,04
20	7-10	232,75	232,86	0,05	45	17-20	250,46	250,58	0,05
21	8-9	-265,17	-265,28	0,04	46	18-19	-235,94	-236,04	0,04
22	9-11	1894,50	1895,34	0,04	47	19-21	145,28	145,36	0,05
23	11-12	-36,29	-36,32	0,07	48	21-22	145,37	145,44	0,05
24	10-12	-1817,11	-1817,92	0,04	49	20-22	-106,18	-106,21	0,03
25	9-12	239,35	239,47	0,05	50	19-22	280,73	280,84	0,04
					51	20-21	-205,30	-205,41	0,05

Fonte: Do Autor

Os resultados apresentados anteriormente foram obtidos utilizando-se o elemento denominado “Truss”, no programa TOWER, para todas as barras. Nestes elementos, atuam apenas forças axiais de tração e compressão, não sendo considerado qualquer momento nas extremidades dos mesmos.

Para a modelagem da estrutura, o programa TOWER possui outros recursos. Um desses recursos é o elemento denominado “Beam”, que atribui uma pequena rigidez nas extremidades das barras com o principal objetivo de estabilizar os nós coplanares da estrutura. Outro elemento de barra, denominado “T-Only”, suporta a força axial somente quando tracionado e nenhuma força axial quando comprimido. Esse tipo de elemento é utilizado para algumas barras diagonais, previamente definidas ou reconhecidas no projeto da estrutura.

Com o intuito de explorar outros recursos do programa TOWER, a treliça plana é novamente analisada inserindo os tipos de elementos “Beam”, “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam”.

A Tabela 7 mostra os resultados dos deslocamentos nas direções horizontal e vertical da treliça plana obtidos pelo programa TOWER utilizando os elementos apresentados anteriormente.

Tabela 7 – Deslocamentos dos nós da treliça plana do programa TOWER – Análise de 2ª ordem Elástica

Nós	DESLOCAMENTOS (cm)							
	Truss		Beam		T-Only-Truss		T-Only Beam	
	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
2	1,279	1,536	1,276	1,537	-50,800	50,900	-102,400	0,559
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
4	-1,295	1,435	-1,292	1,439	-50,800	21,110	-102,800	-0,919
5	2,291	5,535	2,285	5,527	-101,600	101,800	-204,800	-1,310
6	-2,573	5,277	-2,566	5,269	-101,600	71,960	-205,500	-0,399
7	2,947	11,720	2,940	11,690	-152,400	152,700	-307,300	-0,418
8	-3,920	11,230	-3,908	11,210	-152,400	122,800	-308,300	-2,968
9	3,202	19,770	3,196	19,720	-203,200	203,500	-409,800	3,934
10	-5,383	19,030	-5,365	18,980	-203,200	173,700	-410,700	-2,729
11	3,043	29,410	3,040	29,330	-254,000	254,400	-512,200	-5,145
12	-6,980	28,400	-6,956	28,320	-254,000	224,600	-512,900	0,588
13	2,480	40,330	2,482	40,220	-304,800	305,300	-614,500	-2,921
14	-8,704	39,070	-8,671	38,970	-304,800	275,400	-615,300	-1,554
15	1,549	52,250	1,557	52,211	-355,600	356,100	-716,600	-2,621
16	-10,530	50,790	-10,480	50,660	-355,600	326,300	-717,200	-3,951
17	0,296	64,910	0,313	64,730	-406,400	407,000	-819,200	-3,391
18	-12,400	63,290	-12,350	63,120	-406,400	377,200	-819,400	-4,605
19	-1,215	78,020	-1,189	77,810	-457,200	457,900	-921,500	-3,707
20	-14,270	76,310	-14,210	76,100	-457,200	428,100	-921,300	-3,964
21	-2,917	91,290	-2,881	91,040	-472,100	493,800	-1025,000	-3,132
22	-16,080	89,620	-16,010	89,380	-508,000	479,000	-1023,000	-3,064

Fonte: Do Autor

Pode-se observar na Tabela 7 que ao se utilizar o elemento “Beam”, a grande maioria dos nós apresentou um deslocamento ligeiramente menor do que os apresentados considerando o elemento “Truss”. Este fato já era esperado, visto que o elemento “Beam” concede a estrutura uma rigidez maior. No entanto, ao se utilizar os elementos “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam”, ainda que o programa tenha apresentado um relatório de resultados, os deslocamentos foram extremamente majorados, indicando não ser um elemento apropriado a ser utilizado nesse tipo de estrutura analisada, uma vez que o elemento não considera a compressão na barra.

A Tabela 8 mostra os resultados das reações de apoio da treliça plana obtidos pelo programa TOWER utilizando os quatro tipos de elementos.

Tabela 8 – Reações de apoio na treliça plana - TOWER

NÓ	REAÇÕES DE APOIO (KN)							
	Truss		Beam		T-Only Truss		T-Only Beam	
	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V
1	-3445,74	255,04	-3446,24	255,71	0,00	355,84	2586,94	144,05
3	3445,74	100,80	3446,24	100,13	0,00	0,00	3525,76	-109,97

Fonte: Do Autor

Analisando a Tabela 8, pode-se observar que, os resultados das reações de apoio obtidos utilizando-se o elemento tipo “Beam” apresentaram uma consistência de valores quando comparados com os resultados utilizando-se o elemento “Truss”. A pequena diferença dos valores das reações nos nós 1 e 3 se deve à redistribuição dos esforços internos que ocorre na estrutura em função do aumento da rigidez dos nós. No entanto, considerando-se os elementos “T-Only Truss” e “T-Only Beam”, os resultados das reações de apoio foram afetados em função das barras que constituem a treliça não poderem resistir às forças de compressão. Os resultados das reações de apoio não se apresentaram coerentes e, portanto, esses elementos do tipo “T-Only” não devem ser considerados numa análise de estruturas treliçadas.

A força normal solicitante em cada barra da treliça plana é mostrada na Tabela 9 utilizando os recursos do programa TOWER. Pode-se observar na Tabela 9 que, utilizando-se o elemento “Beam”, as barras, na sua grande maioria, apresentaram valores de força normal ligeiramente menores quando comparados com os valores da força normal utilizando-se os elementos “Truss”. Este fato já era esperado, visto que o elemento “Beam” concede a estrutura uma rigidez maior, apresentando momentos

nas extremidades das barras. No entanto, considerando-se os elementos “T-Only Truss” e “T-Only Beam”, ainda que o programa tenha apresentado um relatório de resultados, os valores de força normal nas barras não são coerentes e, portanto, não devem ser considerados como valores reais das estruturas. Percebe-se, portanto, que os elementos do tipo “T-Only” disponibilizados no programa TOWER somente poderão ser utilizados nas barras que são identificadas como aquelas submetidas às forças de tração.

Tabela 9 – Força normal solicitante nas barras da treliça plana – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER

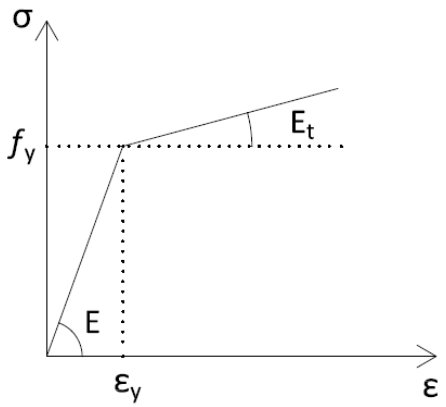
FORÇA NORMAL SOLICITANTE (KN)											
EL.	**Nós**	**Truss**	**Beam**	**T-Only-Truss**	**T-Only-Beam**	**EL.**	**Nós**	**Truss**	**Beam**	**T-Only-Truss**	**T-Only-Beam**
1	1-3	0,00	0,00	0,00	0,00	26	10-11	-255,64	-253,62	0,00	2947,80
2	1-2	3297,57	3290,60	235,48	2129,49	27	11-13	1545,38	1540,39	176,17	1846,57
3	2-4	-97,39	-95,59	0,00	0,00	28	13-14	-28,39	-28,14	0,00	3480,40
4	3-4	-3241,29	-3235,03	0,00	3080,54	29	12-14	-1468,27	-1463,73	177,92	2077,05
5	1-4	217,48	225,37	120,36	387,72	30	11-14	244,58	242,73	1,75	6515,47
6	2-3	-283,30	-290,52	0,00	359,81	31	12-13	-247,63	-245,65	0,00	4436,74
7	2-5	2954,95	2944,19	196,53	1975,79	32	13-15	1198,12	1194,30	171,96	1412,00
8	5-6	-70,31	-69,89	0,00	2316,96	33	15-16	-22,56	-22,35	0,00	0,00
9	4-6	-2873,90	-2864,15	120,36	2679,21	34	14-16	-1121,18	-117,76	179,67	783,62
10	2-6	213,38	210,12	38,96	620,81	35	13-16	248,54	246,68	4,22	111,31
11	4-5	-290,10	-286,00	0,00	968,20	36	14-15	-241,21	-239,29	0,00	993,98
12	5-7	2598,60	2590,12	183,88	2216,97	37	15-17	852,17	849,50	159,32	2505,06
13	7-8	-57,87	-57,29	0,00	0,00	38	17-18	-16,40	-16,34	0,00	0,00
14	6-8	-2520,71	-2512,85	159,32	3178,64	39	16-18	-775,83	-773,51	183,88	1581,38
15	5-8	224,84	223,34	12,66	339,30	40	15-18	251,75	249,85	12,64	0,00
16	6-7	-275,85	-274,00	0,00	258,83	41	16-17	-236,08	-234,20	0,00	0,00
17	7-9	2245,63	2238,21	179,67	2883,68	42	17-19	509,78	508,16	120,36	1835,01
18	9-10	-46,04	-45,64	0,00	0,00	43	19-20	-32,52	-32,06	0,00	0,00
19	8-10	-2167,87	-2161,05	171,96	2163,27	44	18-20	-429,20	-428,03	196,53	860,55
20	7-10	232,75	230,90	4,22	0,00	45	17-20	250,46	248,66	38,96	0,00
21	8-9	-265,17	-263,01	0,00	0,00	46	18-19	-235,94	-234,09	0,00	0,00
22	9-11	1894,50	1888,32	177,92	3987,19	47	19-21	145,28	144,97	0,00	4082,19
23	11-12	-36,29	-35,97	0,00	14559,94	48	21-22	145,37	145,14	0,00	208,56
24	10-12	-1817,11	-1811,45	176,17	1869,57	49	20-22	-106,18	-106,14	235,48	1250,18
25	9-12	239,35	237,53	1,75	0,00	50	19-22	280,73	278,63	120,36	1166,82
						51	20-21	-205,30	-203,22	0,00	1282,40

Fonte: Do Autor

4.1.2 Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem

Para a obtenção dos resultados de deslocamentos nos nós e das forças axiais de tração e de compressão nas barras da treliça, oriundos de uma análise elastoplástica em 2ª ordem pelo programa ASTRAS, uma lei constitutiva bilinear, conforme apresentado por Costa (2014) é adotada. A Figura 30 mostra o diagrama tensão (σ) *versus* deformação (ε), onde f_y é a resistência ao escoamento igual a 206,9 MPa e ε_y é a deformação correspondente ao início do escoamento do material, igual a 0,00103. Os valores do módulo de elasticidade longitudinal (E) e o módulo tangente (E_t) são, respectivamente, iguais a 199.955 MPa e 19.995,5 MPa.

Figura 30 – Lei constitutiva bilinear



Fonte: Do Autor

Na Tabela 10 estão apresentados os resultados dos deslocamentos dos nós da treliça plana obtidos pela análise não linear geométrica (NLG) ou análise de 2ª ordem elástica e os resultados obtidos pela análise não linear geométrica e do material (NLG e NLM) ou análise de 2ª ordem elastoplástica.

Observa-se que a maioria dos valores do deslocamento dos nós obtidos pela análise de 2ª ordem elastoplástica são maiores, em módulo, quando comparados com os valores obtidos pela análise de 2ª ordem elástica, com diferenças significativas entre as análises, variando a diferença percentual das análises entre 29,26% e 182,16% na direção horizontal e entre 34,66% e 59,94% na direção vertical. Portanto, verifica-se a importância da análise avançada para o dimensionamento da estrutura, que considera as não linearidades do material e geométrica.

Tabela 10 – Deslocamentos dos nós na treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

DESLOCAMENTOS (cm)						
NÓ	NLG		NLG e NLM		Diferença percentual	
	DESL.H	DESL.V	DESL.H	DESL.V	DESL.H	DESL.V
1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
2	1,276	1,537	2,686	3,837	52,49	59,94
3	0,000	0,000	0,000	0,000	0,00	0,00
4	-1,298	1,433	-2,933	2,619	55,74	45,28
5	2,285	5,536	3,230	13,108	29,26	57,77
6	-2,578	5,275	-6,780	10,219	61,98	48,38
7	2,939	11,717	0,977	26,143	-200,82	55,18
8	-3,928	11,228	-12,071	21,168	67,46	46,96
9	3,191	19,773	-3,884	41,535	182,16	52,39
10	-5,394	19,024	-18,966	34,598	71,56	45,01
11	3,029	29,408	-10,958	58,358	127,64	49,61
12	-6,994	28,394	-27,350	49,779	74,43	42,96
13	2,464	40,330	-19,775	75,999	112,46	46,93
14	-8,720	39,072	-36,974	66,169	76,42	40,95
15	1,530	52,256	-29,820	94,041	105,13	44,43
16	-10,544	50,791	-47,493	83,369	77,80	39,08
17	0,275	64,910	-40,635	112,202	100,68	42,15
18	-12,422	63,291	-58,539	101,086	78,78	37,39
19	-1,240	78,026	-51,807	130,286	97,61	40,11
20	-14,292	76,308	-69,764	119,066	79,51	35,91
21	-2,944	91,296	-63,030	148,264	95,33	38,42
22	-16,111	89,619	-80,949	137,159	80,10	34,66

Fonte: do Autor

Na Tabela 11 estão apresentados os resultados das reações de apoio da treliça plana obtidos pela análise de 2ª ordem elástica (NLG) e os resultados obtidos pela análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM). Os valores das reações de apoio apresentaram uma variação justificada pelo comportamento bilinear do material

Tabela 11 – Reações de apoio da treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

REAÇÕES DE APOIO (KN)				
NÓ	NLG		NLG e NLM	
	REAC.H	REAC.V	REAC.H	REAC.V
1	-3447,10	255,93	-2119,10	-458,40
3	3447,10	100,07	2119,10	102,40

Fonte: do Autor

Na Tabela 12 estão apresentados os resultados das forças normais solicitantes nos elementos da treliça plana obtidos pela análise de 2ª ordem elástica (NLG) e pela

análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM) pelo programa ASTRAS. As forças normais solicitantes em cada barra apresentaram valores distintos devido à consideração do comportamento bilinear do material que foi atribuído ao modelo na análise de 2ª ordem elastoplástica. Dessa forma, além de considerar o efeito *P-Δ* nas análises de 2ª ordem, a análise elastoplástica considera a redistribuição inelástica dos esforços internos, levando a resultados mais confiáveis da rigidez, da resistência e da estabilidade da estrutura, justificando-se mais uma vez a importância da consideração das não linearidades geométrica e material na análise estrutural.

Tabela 12 – Força normal solicitante nos elementos da treliça plana obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

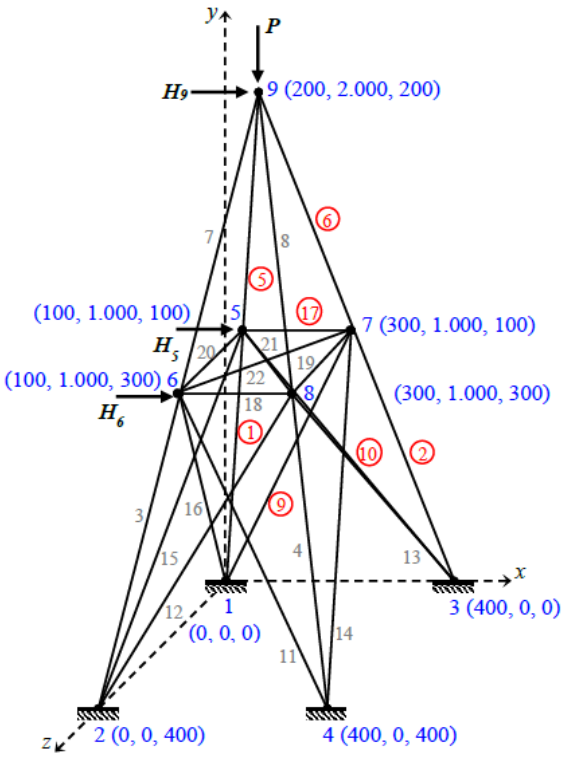
FORÇA NORMAL (KN)							
EL.	**Nós**	**NLG**	**NLG e NLM**	**EL.**	**Nós**	**NLG**	**NLG e NLM**
1	1-3	0,00	0,00	26	10-11	-255,75	-112,52
2	1-2	3298,19	2061,49	27	11-13	1546,06	692,81
3	2-4	-98,17	-375,39	28	13-14	-28,40	-120,40
4	3-4	-3243,47	-1883,62	29	12-14	-1468,92	-480,72
5	1-4	218,56	143,57	30	11-14	244,69	197,74
6	2-3	-282,18	-315,89	31	12-13	-247,73	-73,82
7	2-5	2956,34	1758,09	32	13-15	1198,66	510,97
8	5-6	-70,29	-234,14	33	15-16	-22,57	-105,00
9	4-6	-2875,12	-1506,61	34	14-16	-1121,68	-295,68
10	2-6	213,39	176,09	35	13-16	248,66	189,92
11	4-5	-290,35	-323,99	36	14-15	-241,32	-54,72
12	5-7	2599,74	1423,59	37	15-17	852,54	347,15
13	7-8	-57,92	-184,66	38	17-18	-16,41	-83,56
14	6-8	-2521,85	-1193,45	39	16-18	-776,17	-123,37
15	5-8	224,96	195,97	40	15-18	251,86	180,06
16	6-7	-275,95	-224,80	41	16-17	-236,19	-48,19
17	7-9	2246,63	1145,83	42	17-19	510,00	200,02
18	9-10	-46,08	-150,57	43	19-20	-32,52	-74,31
19	8-10	-2168,85	-917,49	44	18-20	-429,39	48,87
20	7-10	232,86	197,87	45	17-20	250,58	160,67
21	8-9	-265,28	-163,11	46	18-19	-236,04	-60,79
22	9-11	1895,34	903,84	47	19-21	145,36	38,99
23	11-12	-36,32	-134,13	48	21-22	145,44	38,72
24	10-12	-1817,92	-682,97	49	20-22	-106,21	201,58
25	9-12	239,47	198,13	50	19-22	280,84	166,44
				51	20-21	-205,41	-54,77

Fonte: do Autor

4.2 TRELIÇA ESPACIAL

A Figura 31 ilustra uma treliça espacial, representando uma torre piramidal, com base quadrada de 400 cm e altura de 2000 cm. A estrutura é composta de 9 nós com suas respectivas coordenadas no espaço (*x*, *y*, *z*), dadas em centímetros e por 22 barras. Os montantes (barras 1 a 8) apresentam áreas da seção transversal A_1 igual a 35 cm^2 e as demais barras apresentam área A_2 igual a 7,5 cm^2. A estrutura está sujeita às forças vertical *P* igual a 3000 kN, aplicada no nó 9, e horizontais na direção x, H_5 e H_6 iguais a 150 kN e H_9 igual a 37,5 kN, aplicadas nos nós 5, 6 e 9, respectivamente. As barras de aço apresentam módulo de elasticidade *E* igual a 210000 MPa.

Figura 31 – Treliça espacial



Fonte: Costa (2014)

4.2.1 Análise elástica em teoria de 2ª ordem

A Tabela 13 mostra os resultados dos deslocamentos na direção *x*, *y* e *z* dos nós na treliça obtidos pela análise elástica em 2ª ordem pelos programas TOWER e ASTRAS. Pode-se observar nessa tabela que os deslocamentos na direção *x* e *y* apresentam uma boa correlação com diferença percentual máxima de 8,20%. Quanto

aos deslocamentos na direção *z*, por serem valores na ordem de décimos de milímetros, a diferença percentual dos resultados chegou ao máximo de 39,39% e a diferença entre as análises pode ser explicada por erros devido a solução numérica dos resultados.

Tabela 13 – Deslocamentos dos nós na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica

DESLOCAMENTOS (cm)									
NÓ	TOWER			ASTRAS			Diferença Percentual		
	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,00	0,00
2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,00	0,00
3	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,00	0,00
4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,00	0,00	0,00
5	4,4400	-0,8155	-0,0184	4,4456	-0,8703	-0,0132	0,13	6,30	-39,39
6	4,4400	-0,8155	0,0184	4,4456	-0,8703	0,0132	0,13	6,30	-39,39
7	4,4070	-0,6137	-0,0419	4,4020	-0,6685	-0,0367	-0,11	8,20	-14,17
8	4,4070	-0,6137	0,0419	4,4020	-0,6685	0,0367	-0,11	8,20	-14,17
9	4,7740	-1,7140	0,0000	4,7743	-1,8210	0,0000	0,01	5,88	0,00

Fonte: Do Autor

A Tabela 14 apresenta os resultados das reações de apoio nos nós 1 a 4 da treliça. Verifica-se a excelente correlação entre os resultados obtidos pelo programa TOWER com os resultados do programa ASTRAS, com diferenças percentuais inferiores a 0,33%.

Tabela 14 – Reações de apoio da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica

REAÇÕES DE APOIO (kN)									
NÓ	TOWER			ASTRAS			DIFERENÇA PERCENTUAL		
	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z
1	9,65	263,74	37,68	9,62	263,76	37,64	-0,33	0,01	-0,09
2	9,65	263,74	-37,68	9,62	263,76	-37,64	-0,33	0,01	-0,09
3	-178,40	1236,27	153,46	-178,37	1236,24	153,43	-0,02	0,00	-0,02
4	-178,40	1236,27	-153,46	-178,37	1236,24	-153,43	-0,02	0,00	-0,02

Fonte: Do Autor

A Tabela 15 apresenta os resultados da força solicitante nos elementos da treliça espacial. Nota-se a excelente correlação entre os resultados obtidos pelo programa TOWER com os resultados do programa ASTRAS, com diferenças percentuais inferiores a 2,03%.

Tabela 15 – Força normal solicitante nos elementos da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica

FORÇA NORMAL (kN)							
EL.	TOWER	ASTRAS	Diferença percentual	EL.	TOWER	ASTRAS	Diferença percentual
1	-300,007	-300,427	0,14	12	94,038	94,241	0,22
2	-794,422	-794,822	0,05	13	-156,038	-155,821	-0,14
3	-300,007	-300,427	0,14	14	-156,038	-155,821	-0,14
4	-794,422	-794,822	0,05	15	-59,153	-58,941	-0,36
5	-660,315	-660,315	0,00	16	-59,153	-58,941	-0,36
6	-854,638	-854,637	0,00	17	-34,193	-34,244	0,15
7	-660,315	-660,315	0,00	18	-34,193	-34,244	0,15
8	-854,638	-854,637	0,00	19	57,869	57,817	-0,09
9	94,038	94,241	0,22	20	20,773	20,723	-0,24
10	-314,836	-314,610	-0,07	21	2,568	2,517	-2,03
11	-314,836	-314,610	-0,07	22	2,568	2,517	-2,03

Fonte: Do Autor

A modelagem da treliça espacial no programa TOWER foi realizada utilizando-se o elemento “Truss” para todas as barras. A treliça é novamente analisada considerando os elementos “Beam”, “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam” do programa. A Tabela 16 mostra os resultados dos deslocamentos nas direções x, y e z da treliça espacial obtidos pelo programa TOWER utilizando os elementos citados anteriormente.

Tabela 16 - Deslocamento dos nós na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica – TOWER

DESLOCAMENTOS (cm)												
Nó	Truss			Beam			T-Only-Truss			T-Only-Beam		
	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5	4,4400	-0,8155	-0,0184	4,4340	-0,8148	-0,0184	57,6900	-1994,0000	3,7620	30,0500	-1998,0000	0,0559
6	4,4400	-0,8155	0,0184	4,4430	-0,8148	0,0184	57,6900	-1994,0000	-3,7620	76,5200	-1992,0000	-5,5150
7	4,4070	-0,6137	-0,0419	4,4010	-0,6147	-0,0419	-2,4380	-2000,0000	0.8929	9,7120	-2002,0000	5,4150
8	4,4070	-0,6137	0,0419	4,4010	-0,6147	0,0419	-2,4380	-2000,0000	-0,8929	1,7710	-2001,0000	9,2400
9	4,7740	-1,7140	0,0000	4,7800	-1,7140	0,0000	-4,8950	-4000,0000	0,0000	-5,9340	-4001,0000	12,4600

Fonte: do autor

Novamente, pode-se observar que considerado o elemento “Beam” a maioria dos nós apresentou um deslocamento ligeiramente menor ou igual ao deslocamento apresentado quando considerado o elemento “Truss”, conforme já esperado, visto que o elemento “Beam” concede a estrutura uma rigidez maior. Ao se utilizar os elementos

“T-Only-Truss” e “T-Only-Beam”, os deslocamentos foram extremamente incoerentes e insatisfatórios, visto que em nenhuma das barras que compõem a estrutura foi considerada a resistência à força de compressão.

A Tabela 17 mostra os resultados das reações de apoio da treliça espacial obtidos pelo programa TOWER utilizando os referidos elementos de barra. Pode-se observar uma boa correlação dos resultados considerando-se os elementos “Truss” com os resultados considerando-se os elementos “Beam”. No entanto, utilizando-se os elementos “T-Only-Truss” e “T-Only Beam”, os resultados das reações de apoio obtidos não se apresentaram coerentes.

Tabela 17 – Reação de apoio na treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER

NÓ	REAÇÕES DE APOIO (kN)											
	Truss			Beam			T-Only-Truss			T-Only-Beam		
	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z
1	9,65	263,74	37,68	9,65	264,01	37,70	-195,91	1234,85	-134,13	-310,59	1466,47	-158,67
2	9,65	263,74	-37,68	9,65	264,01	-37,70	-195,91	1234,85	134,13	-364,75	2082,48	241,40
3	-178,40	1236,27	153,46	-178,40	1236,00	153,44	27,16	265,16	-26,99	112,61	1277,67	-224,67
4	-178,40	1236,27	-153,46	-178,40	1236,00	-153,44	27,16	265,16	26,99	-7,85	1,64	-3,44

Fonte: do autor

A força normal solicitante em cada barra da treliça espacial é mostrada na Tabela 18 utilizando os recursos do programa TOWER. Novamente, pode-se observar que, considerando os elementos “Beam”, as barras, na sua grande maioria, apresentaram uma força normal solicitante ligeiramente menor do que as apresentadas considerando os elementos “Truss”. Este fato era também esperado, visto que o elemento “Beam” concede a estrutura uma rigidez maior, sendo que esse elemento considera momentos aplicados nas extremidades das barras. Assim como na treliça plana, os resultados das forças axiais solicitantes considerando-se os elementos “T-Only” e “T-Only Beam”, não foram adequados e, portanto, não devem ser considerados como valores reais da estrutura.

Pode-se concluir que, as opções de elementos do tipo “T-Only” no programa TOWER somente poderão ser utilizadas nas barras que são identificadas como aquelas submetidas às forças de tração.

Tabela 18 – Força normal solicitante nas barras da treliça espacial – Análise de 2ª ordem Elástica - TOWER

FORÇA NORMAL SOLICITANTE (KN)				
EL.	**Truss**	**Beam**	**T-Only-Truss**	**T-Only-Beam**
1	-300,01	-299,88	1229,52	725,40
2	-794,42	-794,55	266,68	829,60
3	-300,01	-299,88	1229,52	1939,17
4	-794,42	-794,55	266,68	0,00
5	-660,32	-660,11	1241,33	968,59
6	-854,64	-854,85	267,83	1018,62
7	-660,32	-660,11	1241,33	1843,67
8	-854,64	-854,85	267,83	211,05
9	94,04	93,61	0,00	718,89
10	-314,84	-314,41	0,00	0,00
11	-314,84	-314,41	0,00	0,00
12	94,04	93,61	0,00	50,68
13	-156,04	-156,07	1,26	477,72
14	-156,04	-156,07	1,26	0,00
15	-59,15	-59,13	28,41	140,35
16	-59,15	-59,13	28,41	69,36
17	-34,19	-34,19	0,00	0,00
18	-34,19	-34,19	0,00	0,00
19	57,87	57,84	0,00	3127,29
20	20,77	20,79	0,00	0,00
21	2,57	2,57	0,00	0,00
22	2,57	2,57	0,00	0,00

Fonte: do autor

4.2.2 Análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem

A treliça espacial foi também analisada considerando-se os comportamentos não lineares, geométrico e material por meio do programa ASTRAS. As barras, constituídas de aço, apresentam módulo de elasticidade igual a 210.000 MPa conforme dito anteriormente, resistência ao escoamento σ_y igual a 250 MPa e parâmetro de encruamento *H* igual a 21.000 MPa, representando uma lei constitutiva de comportamento elastoplástico bilinear.

Na Tabela 19 estão apresentados os resultados dos deslocamentos dos nós na treliça espacial obtidos pela análise não linear geométrica (NLG) ou análise de 2ª ordem elástica e os resultados obtidos pela análise não linear geométrica e do material (NLG e NLM) ou análise de 2ª ordem elastoplástica. Observa-se que os valores dos deslocamentos obtidos pela análise de 2ª ordem elastoplástica são maiores em todos os nós quando comparados com os valores de deslocamentos obtidos pela análise de

2ª ordem elástica, com diferenças significativas entre as análises, apresentando uma diferença percentual variando entre 11,99% e 187,20%. Portanto, conclui novamente sobre a importância da análise avançada para o dimensionamento da estrutura, onde se considera as não linearidades, do material e geométrica.

Tabela 19 – Deslocamentos dos nós na treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

DESLOCAMENTOS (cm)									
NÓ	NLG			NLG e NLM			Diferença Percentual		
	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z	DESL.X	DESL.Y	DESL.Z
1	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
2	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
3	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
4	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
5	4,4456	-0,8703	-0,0132	21,0876	-2,9559	-0,0243	78,92	70,56	45,68
6	4,4456	-0,8703	0,0132	21,0876	-2,9559	0,0243	78,92	70,56	45,68
7	4,4020	-0,6685	-0,0367	20,9682	0,7666	-0,0417	79,01	187,20	11,99
8	4,4020	-0,6685	0,0367	20,9682	0,7666	0,0417	79,01	187,20	11,99
9	4,7743	-1,8210	0,0000	1,7192	-2,3316	0,0000	-177,70	21,90	0,00

Fonte: do Autor

Na Tabela 20 estão apresentados os resultados das reações de apoio da treliça espacial obtidos pela análise de 2ª ordem elástica (NLG) e pela análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM). Observa-se que os valores das reações de apoio obtidos pela análise de 2ª ordem elastoplástica são distintos daqueles obtidos pela análise de 2ª ordem elástica, pelo fato daquela análise considerar o comportamento bilinear do material.

Tabela 20 – Reações de apoio da treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

REAÇÕES DE APOIO (kN)									
NÓ	NLG			NLG e NLM			Diferença Percentual		
	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z	REAC.X	REAC.Y	REAC.Z
1	9,62	263,76	37,64	-16,50	276,02	44,53	158,30	4,44	15,47
2	9,62	263,76	-37,64	-16,50	276,02	-44,53	158,30	4,44	15,47
3	-178,37	1236,24	153,43	-152,25	1223,98	152,39	-17,16	-1,00	-0,68
4	-178,37	1236,24	-153,43	-152,25	1223,98	-152,39	-17,16	-1,00	-0,68

Fonte: do Autor

Na Tabela 21 estão apresentados os resultados das forças normais solicitantes nos elementos da treliça plana obtidos pela análise de 2ª ordem elástica (NLG) e pela

análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM) pelo programa ASTRAS. Assim como na treliça plana, nota-se que forças normais solicitantes em cada barra apresentaram valores distintos entre as análises devido à consideração do comportamento bilinear do material atribuído ao modelo na análise de 2ª ordem elastoplástica.

Tabela 21 – Força normal nos elementos da treliça espacial obtidos pela análise em 2ª ordem elástica e elastoplástica pelo ASTRAS

FORÇA NORMAL (KN)			
EL.	**NLG**	**NLG e NLM**	**Diferença Percentual**
1	-300,427	-448,986	33,09
2	-794,822	-803,355	1,06
3	-300,427	-448,986	33,09
4	-794,822	-803,355	1,06
5	-660,315	-809,180	18,40
6	-854,637	-705,859	-21,08
7	-660,315	-809,180	18,40
8	-854,637	-705,859	-21,08
9	94,241	264,813	64,41
10	-314,610	-288,847	-8,92
11	-314,610	-288,847	-8,92
12	94,241	264,813	64,41
13	-155,821	-157,230	0,90
14	-155,821	-157,230	0,90
15	-58,941	-87,818	32,88
16	-58,941	-87,818	32,88
17	-34,244	-66,704	48,66
18	-34,244	-66,704	48,66
19	57,817	65,686	11,98
20	20,723	38,315	45,91
21	2,517	-7,341	134,29
22	2,517	-7,341	134,29

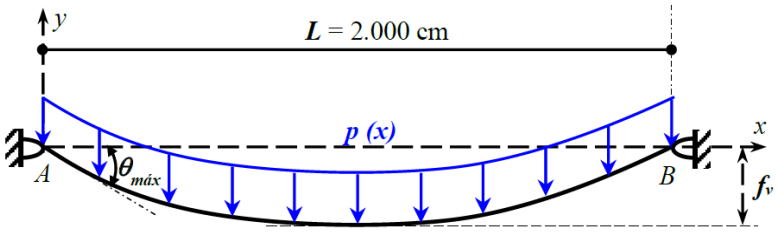
Fonte: do Autor

A partir da observação das Tabelas 20 e 21, verifica-se a necessidade de considerar as não linearidades, geométrica e do material, para o real dimensionamento das estruturas.

4.3 CABO SUBMETIDO AO PESO PRÓPRIO

A Figura 32 ilustra um cabo suspenso submetido ao carregamento distribuído ao longo do comprimento definido pelo seu peso próprio *p(x)* igual a 5,0 N/m. O exemplo tem como objetivo comparar os resultados do programa TOWER com os resultados do programa ASTRAS obtido por Costa (2014) e com os resultados analíticos obtidos por Hibbeler (2011), para obtenção da sua configuração final.

Figura 32 – Cabo suspenso sujeito ao peso próprio



Fonte: Costa (2014)

O cabo catenária é utilizado para a determinação da sua configuração inicial, considerando-se a flecha no vértice da curva (f_v) igual a 600 cm, a área da seção transversal do cabo (*A)* igual a 0,5 cm^2 e o módulo de elasticidade (*E)* igual a 165000 MPa. Para a modelagem nos programas, o cabo foi discretizado com 20 elementos e a carga transformada em forças equivalentes aplicadas nos nós da estrutura, sendo incrementadas de 10%.

A Tabela 22 apresenta os valores obtidos analiticamente por Hibbeler (2011) e pelos programas, para o comprimento do cabo *(S_0)*, a flecha do vértice do cabo *(f_v),* a força de tração máxima no cabo *($T_{máx}$),* a força horizontal *(H_0) e* o ângulo máximo ($\theta_{máx}$). Pode-se verificar a precisão entre os valores dos resultados analíticos e numéricos obtidos pelo programa comercial e acadêmico.

No caso do programa TOWER, o comprimento do cabo *(S_0)* é um dado de entrada do programa e o valor da flecha do vértice do cabo *(f_v)* não foi disponibilizado nos dados de saída nem de entrada. Outra peculiaridade do programa é de não explicitar o ângulo máximo ($\theta_{máx}$). O valor apresentado na Tabela 22 foi obtido pelo cálculo analítico das componentes da reação de apoio.

Tabela 22 – Resultados analíticos e dos programas TOWER e ASTRAS

Variáveis	Analítico	ASTRAS	TOWER
S_0 (cm)	2420,00	2417,91	2420,00
f_v (cm)	600,00	598,50	-
$T_{máx}$ (N)	75,90	72,68	76,00
H_0 (N)	45,90	45,97	45,90
$\theta_{máx}$ (graus)	52,80	50,76	52,81

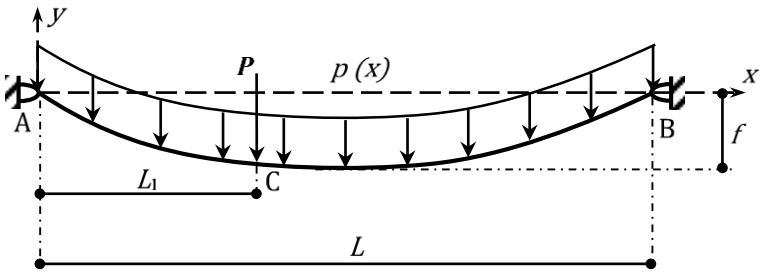
Fonte: Do Autor

Observa-se na Tabela 22 que os valores S_0, f_v, $T_{máx}$ e $\theta_{máx}$ obtidos pelo programa ASTRAS estão distintos dos valores obtidos pela expressão analítica e pelo programa TOWER. Isso se deve ao número de elementos que o cabo foi divido para à análise, que ficou limitado na divisão de elementos gerado pelo programa TOWER.

4.4 CABO SUBMETIDO AO PESO PRÓPRIO E A UMA FORÇA CONCENTRADA

Neste exemplo procurou-se analisar o comportamento do cabo livremente suspenso, no plano *xy*, com o vão *L* igual a 30.480 cm e peso próprio *p(x)* igual a 0,461 N/cm. Uma força concentrada *P* de 35,586 kN está aplicada a uma distância L_1 do apoio A igual a 12.192 cm. A Figura 33 ilustra as condições do exemplo.

Figura 33 – Cabo submetido ao peso próprio e a uma força concentrada



Fonte: Costa (2014)

O cabo apresenta uma seção transversal circular com uma área *A* igual a 5,4839 cm^2, correspondendo a um diâmetro *d* igual a 2,6424 cm e módulo de elasticidade longitudinal *E* igual a 131.000 MPa. Usando a informação da flecha inicial *f* igual a 3.048 cm e do peso próprio, o cabo foi modelado no TOWER e no ASTRAS com 10 elementos e 11 nós, sendo 4 elementos no trecho *AC* e 6 elementos no trecho *CB*. As

configurações iniciais de equilíbrio foram obtidas através das equações da catenária e da parábola.

A Tabela 23 apresenta os resultados dos deslocamentos horizontais (δ_{Cx}) e verticais (δ_{Cy}) do ponto *C* e os tipos de elementos utilizados nos trabalhos de Michalos e Birnstiel (1962), O'Brien e Francis (1964), Saafan (1970), Jayaraman e Knudson (1981), Tibert (1999), Andreu et al (2006), Yang e Tsay (2007), Thai e Kim (2011), Abad et al (2013), Costa (2014) e pelos programas SAP 2000 e TOWER. Pode-se observar uma excelente correlação entre os resultados apresentados.

Tabela 23 – Resultados dos deslocamentos do ponto C

Pesquisadores/ Programas	**Tipo de Elemento**	$\boldsymbol{\delta_{Cx}}$ **(cm)**	$\boldsymbol{\delta_{Cy}}$ **(cm)**
Michalos e Birnstiel (1962)	Treliça	-84,521	-547,207
O'Brien e Francis (1964)	Catenária	-85,954	-562,661
Saafan (1970)	Treliça	-84,552	-547,238
Jayaraman e Knudson (1981)	Treliça	-84,491	-547,146
Jayaraman e Knudson (1981)	Catenária	-85,923	-562,600
Tibert (1999)	Parábola	-86,624	-560,131
Tibert (1999)	Catenária	-85,923	-562,569
Andreu *et al.* (2006)	Catenária	-86,000	-562,600
Yang e Tsay (2007)	Catenária	-85,900	-562,600
Thai e Kim (2011)	Catenária	-85,900	-562,600
Abad et al (2013)	Catenária	-85,500	-559,200
SAP 2000	Catenária	-86,000	-562,600
Costa (2014)	Parábola	-85,776	-557,949
Costa (2014)	Catenária	-85,984	-563,676
TOWER	Catenária	-84,890	-557,700

Fonte: Autor

Observa-se na Tabela 23 que os valores dos deslocamentos do cabo δ_{Cx} e δ_{Cy} obtidos pelo programa TOWER utilizando o elemento de catenária se aproxima mais dos valores obtido pelo ASTRAS que utilizou o elemento de parábola. Verifica-se também que os deslocamentos δ_{Cy} obtidos pelo TOWER são menores que os obtidos pelos outros autores e programas usando os elementos de catenária e parabólicos.

Pode-se concluir que, há uma boa correlação entre todos os resultados dos deslocamentos apresentados na Tabela 23.

4.5 TORRE ESTAIADA DO TIPO MONOMASTRO

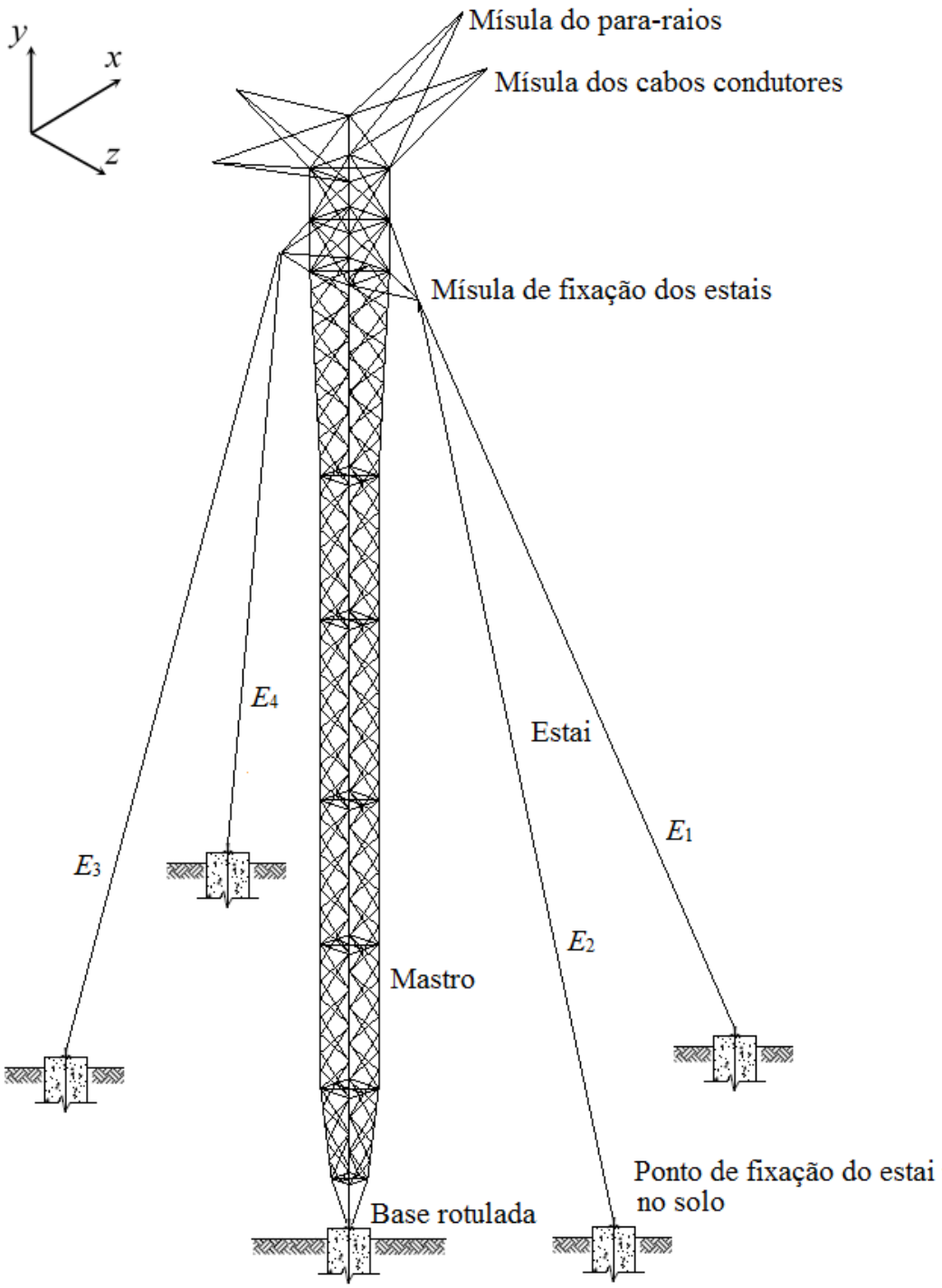
Nesta seção é apresentado um exemplo real de uma torre metálica estaiada, do tipo monomastro, para linhas de transmissão. A torre monomastro é analisada comparando-se os resultados da análise elástica de 2ª ordem obtidos do programa TOWER com resultados do programa ASTRAS. Também são discutidos os resultados da análise elastoplástica obtidos pelo programa ASTRAS. A seguir, são apresentadas as características gerais e de projeto da torre, bem como as forças de vento aplicadas nestas estruturas e as hipóteses de carregamento, que servirão de dados para à análise.

4.5.1 Características Gerais e de Projeto da Torre

A torre estaiada do tipo monomastro é apresentada na Figura 34. Essa figura ilustra uma perspectiva da estrutura com os eixos *x*, *y* e *z* adotados e a silhueta da torre com seus principais componentes. O mastro é constituído por uma estrutura treliçada, rotulado na base, com seção transversal de dimensões variáveis ao longo da sua extensão. Observa-se na Figura 34 que, na parte superior do mastro há duas mísulas para fixação dos cabos para-raios e duas mísulas para suporte dos cabos condutores, além de duas mísulas onde são fixados os quatro estais (E_1, E_2, E_3 e E_4).

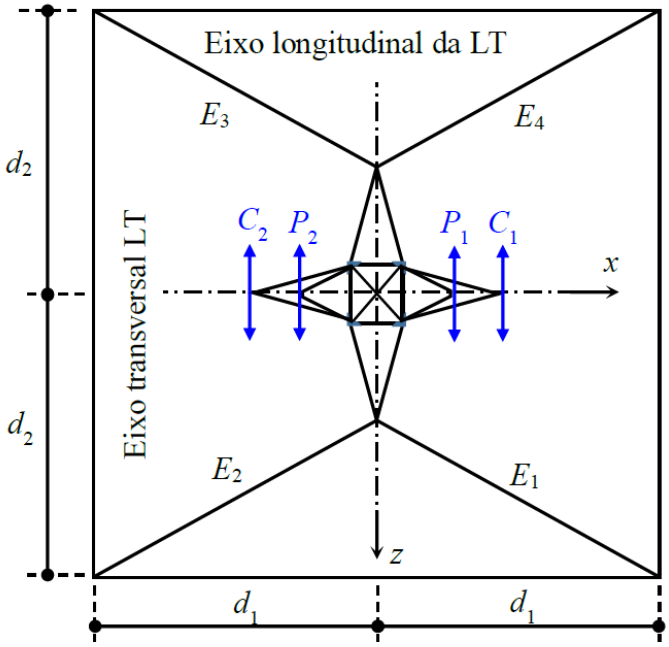
A Figura 35 ilustra o croqui do posicionamento da torre, em relação ao eixo longitudinal da Linha de Transmissão. As distâncias d1, igual a 25,9763 m, e d2, igual a 32,8617 m, são referentes aos pontos de fixação dos estais E_1, E_2, E_3 e E_4 no solo, em relação à origem dos eixos, longitudinal (z) e transversal (x), da LT, respectivamente. Nessa mesma Figura 35 é ilustrada a direção dos cabos condutores de energia C_1 e C_2 e dos cabos para-raios P_1 e P_2.

Figura 34 – Vista espacial da torre estaiada monomastro



Fonte: Costa (2014)

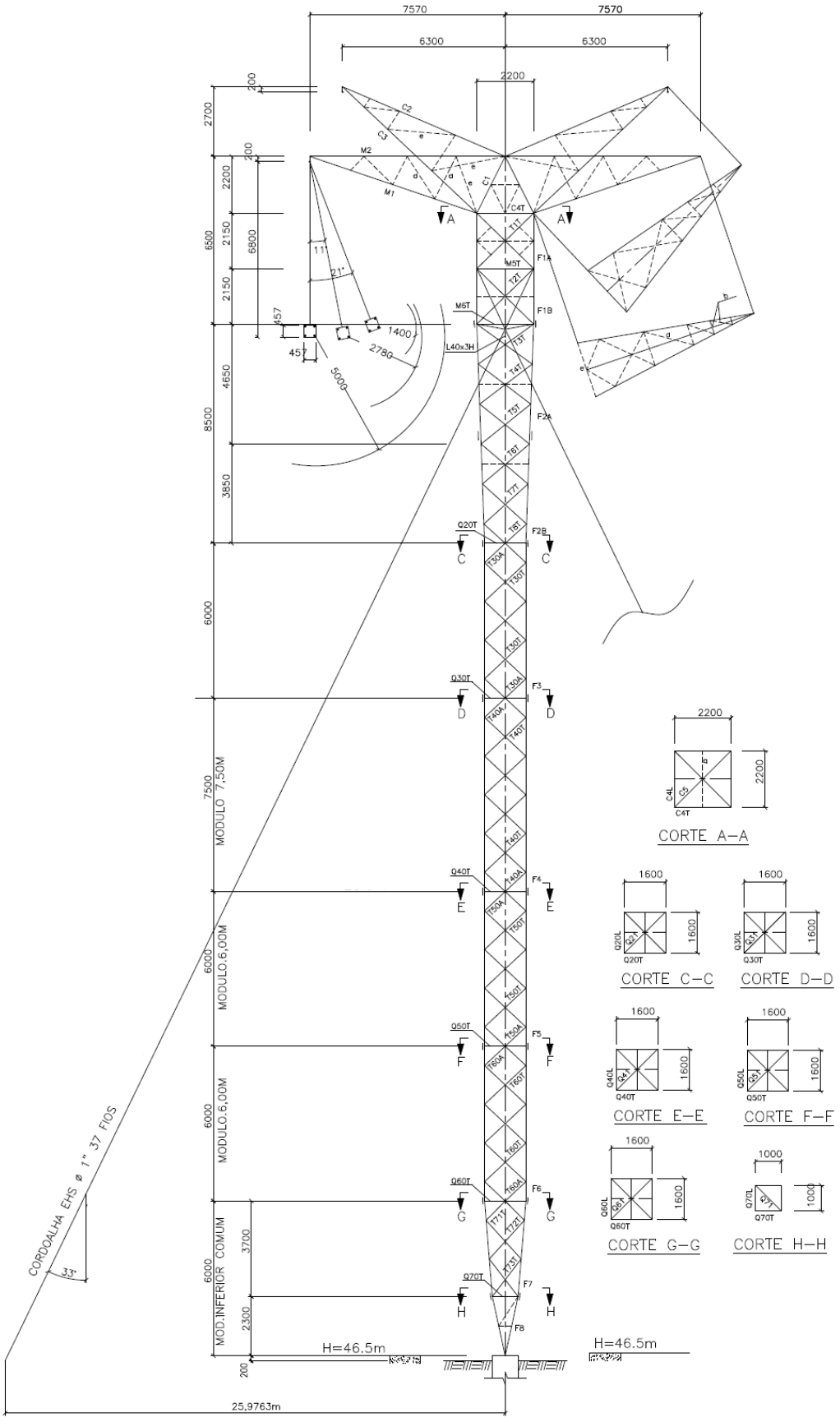
Figura 35 – Croqui do posicionamento do monomastro ao longo da linha de transmissão



Fonte: Costa (2014)

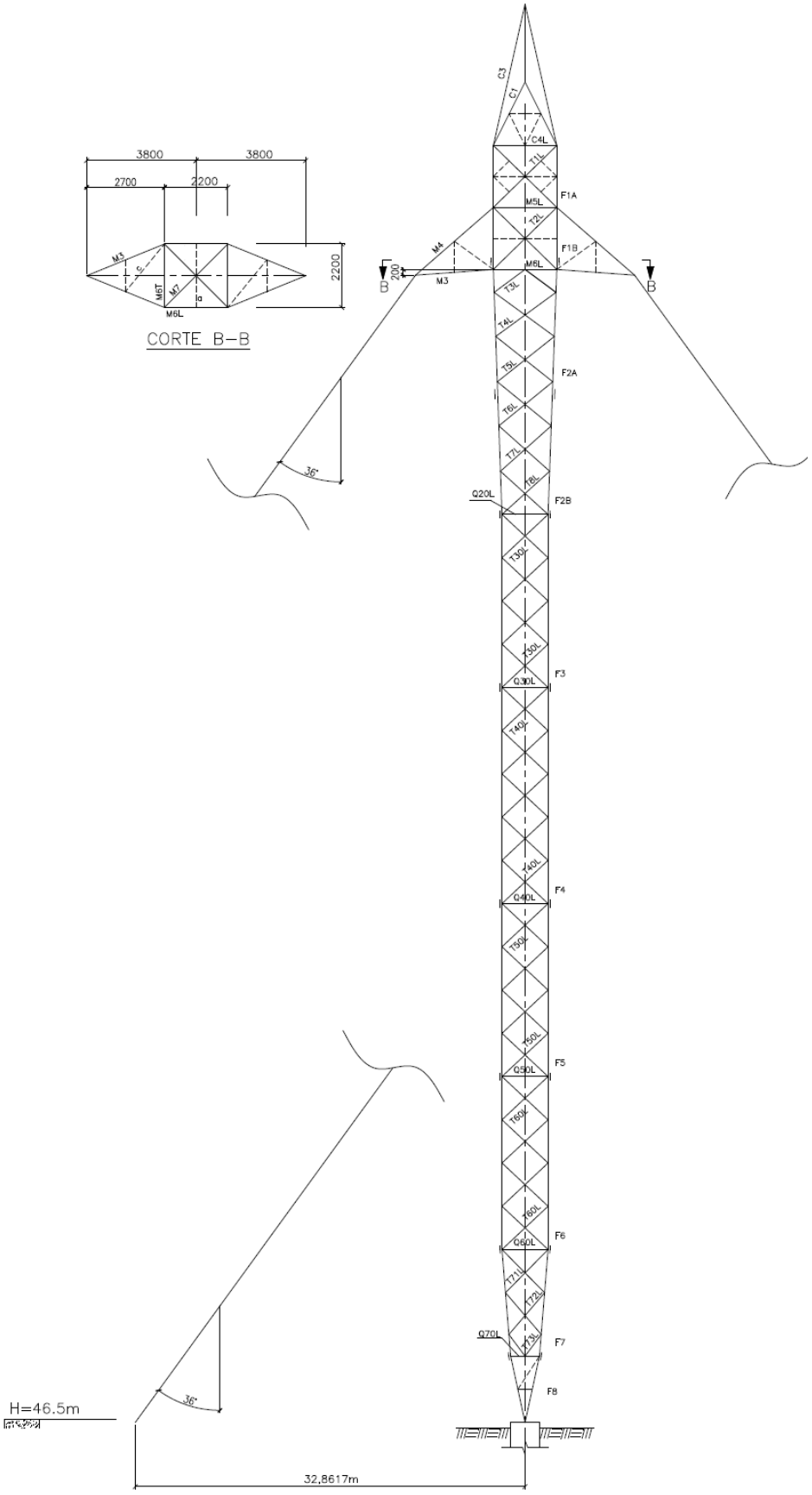
A Figura 36 e a Figura 37 mostram, respectivamente, a vista transversal e a vista longitudinal da torre monomastro. Nessas figuras podem-se obter mais detalhes da silhueta como, por exemplo: as dimensões da torre (em milímetros), os quadros horizontais, os pontos de fixação de estais, os cabos para-raios e os cabos condutores.

Figura 36 – Vista transversal da torre



Fonte: Adaptado de SAE Towers (2014)

Figura 37 – Vista longitudinal da torre



Fonte: Adaptado de SAE Towers (2014)

A torre é constituída por barras em perfis laminados com seção transversal do tipo cantoneira, fabricadas com aço ASTM A572 GR 50 e ASTM A572 GR 60 com resistência ao escoamento f_y igual a 351,50 MPa e 421,80 MPa, respectivamente. O módulo de elasticidade longitudinal (*E*) é igual a 200.000 MPa. Todos os estais são formados por cordoalhas tipo EHS (Extra High Strength) com diâmetro de 25,4 mm de 37 fios de aço e com módulo de elasticidade longitudinal *E* igual a 120.000 MPa e a carga de ruptura igual a 500 kN. A Tabela 24 apresenta as características das barras que compõem a estrutura do mastro da torre.

Tabela 24 – Características das barras da torre estaiada monomastro

Barra	Aço ASTM A572	Perfil	Dimensões (mm) (Aba 1 x Aba 2 x Espessura)
T3T, T4T, T5T, T6T, T7T, T3L, T4L, T5L, T6L, T7L, T8L, T30L, T40L, T50L, T60L, T71T, T71L, T72L, T73L, Q21, Q31, Q41, Q51, Q61, Q71	GR 50	Cantoneira	40 x 40 x 3,0
T8T, T72T	GR 50	Cantoneira	40 x 40 x 4,0
T73T	GR 50	Cantoneira	40 x 40 x 5,0
a, T30A, T30T, T40A, T40T, T50A, T50T, T60A, T60T	GR 50	Cantoneira	45 x 45 x 3,0
B	GR 50	Cantoneira	45 x 45 x 4,0
c, Q20T, Q20L, Q30T, Q30L, Q40T, Q40L, Q50T, Q50L	GR 50	Cantoneira	50 x 50 x 3,0
d, Q60T, Q60L, Q70T, Q70L	GR 50	Cantoneira	50 x 50 x 4,0
e, M7	GR 50	Cantoneira	60 x 60 x 4,0
M6T	GR 50	Cantoneira	65 x 65 x 5,0
C3	GR 50	Cantoneira	75 x 75 x 5,0
T2T, T2L	GR 50	Cantoneira	75 x 75 x 6,0
C5, T1T, T1L	GR 50	Cantoneira	75 x 75 x 7,0
M5T	GR 50	Cantoneira	90 x 90 x 6,0
F8	GR 60	Cantoneira	90 x 90 x 6,0
M5L	GR 50	Cantoneira	90 x 90 x 7,0
F7	GR 60	Cantoneira	90 x 90 x 8,0
C4L, M6L	GR 50	Cantoneira	100 x 100 x 7,0
M3	GR 50	Cantoneira	100 x 100 x 8,0
F1A, F1B, F4, F5, F6	GR 60	Cantoneira	100 x 100 x 8,0
C4T	GR 50	Cantoneira	100 x 100 x 10,0
C1, F2A, F2B, F3	GR 60	Cantoneira	100 x 100 x 10,0
M1	GR 60	Cantoneira	127 x 127 x 9,5
C2	GR 50	Cantoneira	2 x 50 x 50 x 3,0
M4	GR 60	Cantoneira	2 x 75 x 75 x5,0
M2	GR 60	Cantoneira	2 x 75 x 75 x7,0

Fonte: Costa (2014)

Para a solução de mecanismos coplanares foram utilizadas na modelagem da torre o recurso do uso de barras fictícias no programa ASTRAS e o uso de barras fictícias e de elementos de vigas no programa TOWER.

4.5.2 Forças de Vento Aplicadas na Estrutura

O cálculo da área (S_T) de cada painel é o somatório das áreas de cada barra situada na face de aplicação da força de vento transversal. A força de vento transversal (A_T) no centro de gravidade dos painéis é calculada utilizando a área de cada painel mediante a fórmula da norma IEC 60826 (2003) utilizando a Equação (4.1).

$$A_T = q_0 G_T (1 + 0{,}2 sin^2 2\theta)(S_{T1} C_{XT1} cos^2 \theta + S_{T2} C_{XT2} sin^2 \theta) \qquad (4.1)$$

Onde A_T é a força de vento aplicada no centro de cada painel, atuando na direção do vento, em kgf; q_0 é a pressão dinâmica de referência; G_T é o fator de vento combinado; θ é o ângulo de incidência do vento em relação ao eixo transversal da linha de transmissão; S_{T1} e S_{T2} são as áreas líquidas totais de uma face na direção das faces 1 e 2 respectivamente, em m^2; C_{XT1} e C_{XT2} são coeficientes de arrasto próprio das faces 1 e 2, para um vento perpendicular a cada face, cujo valor já leva em conta as faces a sotavento e a barlavento.

A força de vento transversal (W_T) por níveis, conforme ilustra a Figura 38, é determinada considerando-se a influência da força (A_T) em cada nível. A força de vento longitudinal (W_L), para esse exemplo, é nula. A Tabela 25 mostra os valores numéricos para o exemplo analisado.

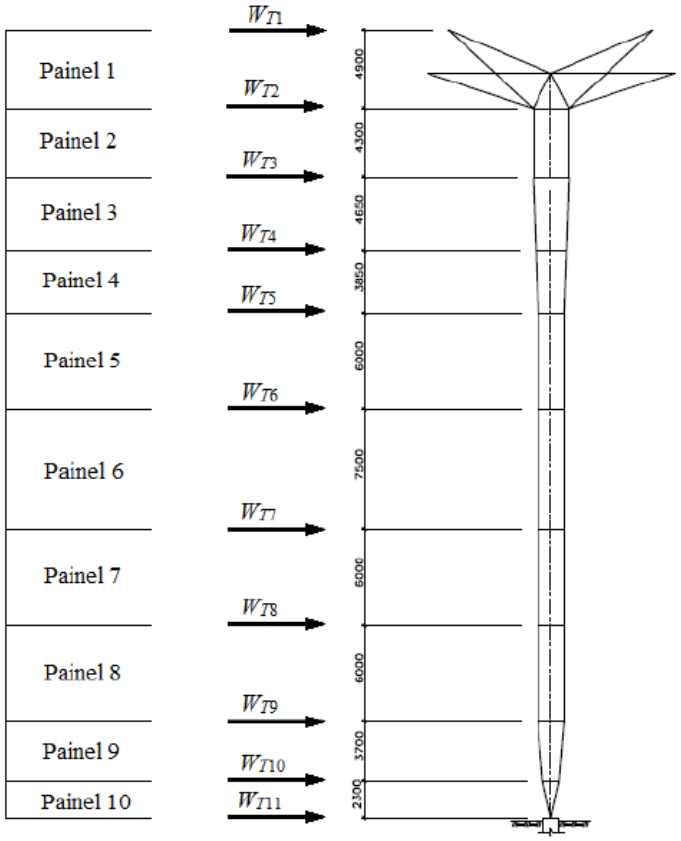
Tabela 25 – Área dos painéis e forças de vento transversal por painel e nível

Painel	S_T (cm^2)	A_T (kN)	*Nível*	W_T (kN)
1	33.620,00	8,89	1	4,45
2	39.080,00	12,64	2	10,77
3	15.600,00	5,78	3	9,21
4	9.720,00	3,62	4	4,70
5	19.840,00	6,51	5	5,07
6	24.600,00	7,68	6	7,10
7	19.840,00	5,80	7	6,74
8	19.840,00	5,41	8	5,61
9	11.290,00	2,78	9	4,10
10	4.360,00	0,84	10	1,81
-	0,00	0,00	11	0,42

Fonte: Costa (2014)

A Figura 38 ilustra a subdivisão em painéis da estrutura em análise, onde são aplicadas as forças devidas ao vento transversal (W_T) em cada nível de influência de cada área do painel da torre.

Figura 38 – Forças transversais devido ao vento na torre monomastro



Fonte: Costa (2014)

4.5.3 Cargas de Peso Próprio

Para consideração do peso próprio da estrutura, a torre foi subdividida em 10 painéis na mesma condição usada para o carregamento do vento, calculou-se o peso próprio de todos os elementos estruturais de cada painel que, somados fornece a carga total de peso próprio (P_P) do painel. Essas cargas foram aplicadas, em favor da segurança, na extremidade superior de cada painel considerado.

4.5.4 Hipóteses de Carregamento

Cinco hipóteses de carregamentos para análise da estrutura são consideradas, a saber:

a) Hipótese I – *Vento transversal extremo (tempo = 250 anos)*: forças decorrentes da ação do vento (*T*) extremo de projeto, atuando transversalmente nos cabos, cadeias de isoladores e estrutura;

b) Hipótese II – *Longitudinal em qualquer ponto de fixação dos cabos condutores*: força longitudinal (*L*) correspondente a 67% da tração EDS (Every Day Stress) do cabo, atuando em qualquer um dos pontos de fixação;

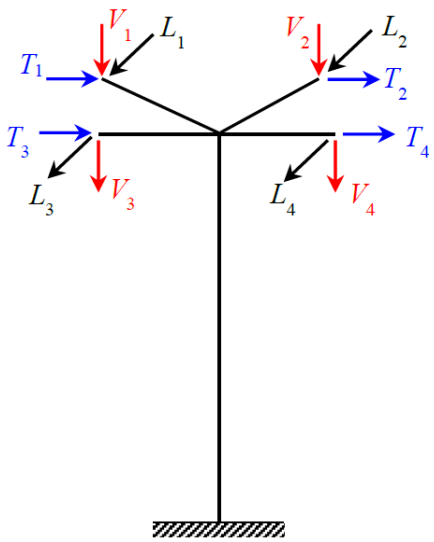
c) Hipótese III – *Longitudinal em qualquer para-raios*: força longitudinal (*L*) correspondente a 115% da tração EDS, atuando em qualquer um dos cabos para-raios;

d) Hipótese IV – *Construção e Montagem*: cargas verticais (*V*) de construção atuando simultaneamente em qualquer combinação possível de fases e para-raios;

e) Hipótese V – *Contenção de cascata*: força longitudinal (*L*) correspondente a 35 % da tração EDS, reduzida, atuando simultaneamente em todos os cabos.

A Figura 39 apresenta o diagrama típico para aplicação dos carregamentos nos pontos de fixação dos cabos.

Figura 39 – Diagrama típico de aplicação do carregamento na torre monomastro



Fonte: Costa (2014)

Os valores numéricos para o exemplo analisado em cada uma das hipóteses estão discriminados na Tabela 26.

Tabela 26 – Valores numéricos das cargas na estrutura por hipótese

Variáveis	Hipótese I	Hipótese II	Hipótese III	Hipótese IV	Hipótese V
	Cargas (kN)				
V_1	7,13	7,13	7,13	12,75	7,13
V_2	7,13	7,13	7,13	12,75	7,13
V_3	117,71	117,71	117,71	180,77	117,71
V_4	117,71	117,71	117,71	0	117,71
T_1	6,97	0	0	0	0
T_2	6,97	0	0	0	0
T_3	91,24	0	0	0	0
T_4	91,24	0	0	0	0
L_1	0	0	15,80	0,95	7,90
L_2	0	0	0	0,95	7,90
L_3	0	119,72	0	16,08	62,54
L_4	0	0	0	0	62,54

Fonte: Adaptado de Costa (2014)

4.5.5 Apresentação e discussão dos resultados da análise de 2ª ordem elástica

Nesta seção são apresentados e discutidos os resultados das forças normais nas principais barras e nos estais, das reações de apoio e dos deslocamentos de alguns

pontos relevantes da estrutura, obtidos da análise de 2ª ordem elástica pelo programa TOWER e ASTRAS. Das hipóteses de carregamento apresentadas na seção 4.6.3, são consideradas as hipóteses I, II e IV, por serem as mais relevantes para o dimensionamento do maior número de barras da estrutura.

4.5.5.1 Forças normais nas barras e estais

Na Tabela 27 e na Tabela 28 são apresentadas, respectivamente, as forças normais máxima tração e compressão nas barras obtidas pelos programas TOWER e ASTRAS. Comparando os resultados obtidos por ambos os programas, pode-se observar uma boa correlação entre os valores obtidos das forças normais solicitantes. As maiores diferenças entre os valores das forças normais são observadas na Tabela 28 nos elementos comprimidos M5TY, M5LP, M6LX situados nos quadros acima e logo abaixo das mísulas do estai. Para todos os demais tipos de barra e para os estais os valores dos resultados se mostram muito próximos.

Tabela 27 – Forças normais solicitantes de máxima tração obtidas pelo TOWER e ASTRAS

FORÇAS NORMAIS SOLICITANTES (kN) - MÁXIMA TRAÇÃO							
Tipo da barra	Grupo	Hipótese Limitante	TOWER		ASTRAS		Relação (b)/(a)
			El.	Força	El.	Força	
MONTANTE	F1	IV	F1AP	244,97	742	244,74	0,999
MONTANTE	F2	IV	F2B5Y	273,24	571	281,15	1,029
MONTANTE	F3	IV	F31Y	270,91	543	279,13	1,030
MONTANTE	F4	IV	F41Y	207,37	431	214,26	1,033
MISULA PARA-RAIOS	C2	I	C2P	33,20	772	33,23	1,001
QUADRO LONGITUDINAL	C4L	IV	C4LX	224,70	747	227,45	1,012
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M1	II	M1Y	195,30	765	195,88	1,003
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M2	IV	M2X	542,06	769	542,59	1,001
MISULA SUPORTE ESTAI	M3	I	M3P	43,07	734	70,36	1,634
MISULA SUPORTE ESTAI	M4	II	M4Y	383,04	741	399,60	1,043
QUADRO TRANSVERSAL	M6T	I	M6TP	59,38	692	42,33	0,713
QUADRO LONGITUDINAL	M6L	I	M6LP	127,14	697	119,39	0,939
QUADRO TRANSVERSAL	Q30	I	Q30LP	8,30	437	9,10	1,097
DIAGONAL LONGITUDINAL	T40L	I	T40L2Y	4,91	414	4,47	0,910
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40A	I	T40A2X	12,85	325	13,59	1,058
DIAGONAL TRANSVERSAL	T50A	IV	T50A2Y	11,96	217	12,75	1,066
DIAGONAL TRANSVERSAL	T6	IV	T6TX	5,94	620	6,11	1,028
ESTAI	GUY 1	II	GUY1	198,47	795	206,54	1,041
ESTAI	GUY 2	I	GUY2	310,13	815	308,75	0,996
ESTAI	GUY 3	II	GUY3	128,18	855	128,03	0,999
ESTAI	GUY 4	I	GUY4	310,13	835	308,75	0,996

Fonte: do Autor

Tabela 28 – Forças normais de máxima compressão obtidas pelo TOWER e ASTRAS

FORÇAS NORMAIS SOLICITANTES (KN) - MÁXIMA COMPRESSÃO							
Tipo da barra	Grupo	Hipótese Limitante	TOWER		ASTRAS		Relação (b)/(a)
			El.	Força	El.	Força	
MONTANTE	F1	I	F1BP	443,36	716	423,26	0,955
MONTANTE	F2	I	F2B3P	547,08	592	546,44	0,999
MONTANTE	F3	I	F31P	541,74	540	543,49	1,003
MONTANTE	F4	I	F41P	465,81	428	466,29	1,001
MONTANTE	F5	I	F51P	376,73	292	376,87	1,000
MONTANTE	F6	I	F61Y	311,96	183	309,65	0,993
MISULA PARA-RAIOS	C2	I	C2X	4,70	775	4,55	0,969
QUADRO LONGITUDINAL	C4L	IV	C4LP	154,73	749	153,11	0,990
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M1	II	M1P	561,78	764	562,90	1,002
MISULA SUPORTE ESTAI	M3	II	M3XY	168,10	738	158,37	0,942
QUADRO TRANSVERSAL	M5T	II	M5TY	55,05	722	81,09	1,473
QUADRO LONGITUDINAL	M5L	IV	M5LP	6,70	723	28,72	4,290
QUADRO LONGITUDINAL	M6L	I	M6LX	72,72	693	193,65	2,663
QUADRO TRANSVERSAL	Q30	IV	Q30LP	5,15	437	4,94	0,959
DIAGONAL TRANSVERSAL	T3	IV	T3TP	5,66	705	5,47	0,966
DIAGONAL LONGITUDINAL	T3L	II	T3LP	1,08	711	0,89	0,824
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40T	I	T40T3Y	14,23	376	13,71	0,963
DIAGONAL LONGITUDINAL	T40L	I	T40L1P	6,53	451	6,81	1,042
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40A	I	T40A2P	17,09	324	14,80	0,866
DIAGONAL TRANSVERSAL	T50A	I	T50A2P	15,13	212	13,65	0,902
DIAGONAL TRANSVERSAL	T6	IV	T6TP	6,54	621	5,92	0,906

Fonte: do Autor

4.5.5.2 Reações de apoio

Os resultados das reações de apoio do mastro e dos estais E_1, E_2, E_3 e E_4 da torre monomastro, obtidos pelos programas TOWER e ASTRAS, estão apresentados na Tabela 29, para as hipóteses I, II e IV de carregamento.

Assim como os resultados obtidos das forças normais, os resultados das reações de apoio nas direções transversal (x), vertical (y) e longitudinal (z) apresentaram uma boa correlação entre os programas. Conforme pode observar na Tabela 29, as maiores diferenças entre os resultados ocorreram na hipótese IV, onde os valores das reações de apoio apresentados pelo programa TOWER foram maiores daqueles obtidos pelo ASTRAS.

Tabela 29 – Reações de apoio obtidas pelo TOWER e ASTRAS

REACÕES DE APOIO (kN)										
Apoio	**Hipótese**	**TOWER (a)**			**ASTRAS (b)**			**Relação (b)/(a)**		
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***X***	***Y***	***Z***
Mastro	I	36,66	783,51	0,00	33,19	783,10	0	0,91	1,00	-
	II	-4,25	796,68	11,7	-4,82	810,77	10,9	1,13	1,02	0,93
	IV	-36,08	420,36	1,31	-36,58	386,61	1,16	1,01	0,92	0,88
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***X***	***Y***	***Z***
E1	**I**	1,42	-1,43	1,64	1,44	-1,46	1,65	1,01	1,02	1,01
	II	95,19	-139,67	101,64	98,63	-145,84	105,67	1,04	1,04	1,04
	IV	16,98	-25,13	18,98	11,81	-17,31	13,22	0,70	0,69	0,70
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***X***	***Y***	***Z***
E2	**I**	-147,95	-218,62	160,42	-146,24	-218,49	159,56	0,99	1,00	0,99
	II	-1,07	-0,90	1,23	-1,05	-0,87	1,20	0,98	0,97	0,97
	IV	-14,84	-21,87	16,60	-8,91	-12,87	9,99	0,60	0,59	0,60
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***X***	***Y***	***Z***
E4	**I**	1,42	-1,43	-1,64	1,44	-1,46	-1,65	1,01	1,02	1,01
	II	58,72	-90,11	-67,41	58,71	-90,23	-67,06	1,00	1,00	0,99
	IV	41,56	-62,49	-46,31	35,94	-53,98	-39,82	0,86	0,86	0,86
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***X***	***Y***	***Z***
E3	**I**	-147,95	-218,62	-160,42	-146,24	-218,49	-159,56	0,99	1,00	0,99
	II	-148,58	-224,40	-166,88	-151,47	-230,64	-170,43	1,02	1,03	1,02
	IV	-7,62	-10,86	-8,56	-2,25	-2,67	-2,54	0,30	0,25	0,30

Fonte: do Autor

4.5.5.3 Deslocamento dos nós

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos, pelos programas TOWER e ASTRAS, dos deslocamentos nas direções transversal (*x*), vertical (*y*) e longitudinal (*z*) para alguns nós mais representativos da estrutura. Os seguintes nós são selecionados para as hipóteses I, II e IV: o topo do mastro, o ponto de fixação dos estais na torre, dos cabos condutores e dos cabos para-raios.

A) Hipótese I

Os resultados dos deslocamentos dos nós, obtidos pelos programas, para a hipótese I são apresentados na Tabela 30.

A hipótese I, analisada nesse item, é caracterizada por vento transversal extremo e, por esse motivo, tem-se a predominância da ação de cargas horizontais na direção transversal (*x*). Em observação a Tabela 30, verifica-se que há uma coerência entre os valores de deslocamentos em todas as direções e o carregamento aplicado. Verifica-se também que, a direção transversal (*x*) apresenta os maiores deslocamentos devido ao carregamento de vento. Os resultados apresentados pelos

programas TOWER e ASTRAS são bem coerentes entre si, ainda que não sejam iguais.

Tabela 30 – Deslocamento dos nós na Hipótese I

Descrição do nó	Nó	DESLOCAMENTO (cm)					
		TOWER			ASTRAS		
		δx	*δy*	*δz*	*δx*	*δy*	*δz*
Fixação dos estais	220	82,470	-4,320	-0,290	65,679	-3,877	-0,147
	221	82,470	-4,320	0,290	65,679	-3,877	0,147
Topo do mastro	237	111,420	-4,170	0,000	91,550	-3,778	0,000
Fixação do condutor	238	111,370	-40,480	0,000	91,654	-36,812	0,000
	239	111,590	26,420	0,000	91,578	23,483	0,000
Fixação do pára-raios	240	122,950	-32,280	0,000	102,021	-29,105	0,000
	241	123,620	22,620	0,000	102,461	20,320	0,000

Fonte: do Autor

B) Hipótese II

Os resultados dos deslocamentos dos nós, obtidos pelos programas, para a hipótese II são apresentados na Tabela 31.

A hipótese II, analisada nesse item, é caracterizada por um cabo condutor rompido. Por esse motivo, uma força longitudinal foi aplicada no nó 238 (ponto de fixação do condutor) simulando a ruptura do cabo. Desta forma, a torre foi solicitada à uma torção, apresentando deslocamentos elevados na direção longitudinal (z) e na direção transversal (x). Os valores apresentados na Tabela 31, obtidos pelos programas, mostram uma coerência entre os deslocamentos em todos os nós e em todas as direções devido ao carregamento aplicado, ainda que não sejam iguais.

Tabela 31 – Deslocamento dos nós na Hipótese II

Descrição do nó	Nó	DESLOCAMENTO (cm)					
		TOWER			ASTRAS		
		δx	*δy*	*δz*	*δx*	*δy*	*δz*
Fixação dos estais	220	-93,040	-8,306	33,90	-85,552	-7,894	30,818
	221	28,210	1,196	44,020	19,495	0,717	38,495
Topo do mastro	237	-36,930	-3,001	47,350	-37,790	-3,009	42,311
Fixação do condutor	238	-47,280	-2,602	176,400	-45,499	-1,995	154,998
	239	-27,220	-9,439	-77,650	-30,635	-10,085	-66,238
Fixação do pára-raios	240	-47,170	-0,562	155,000	-45,987	-0,058	136,013
	241	-30,450	-6,338	-52,870	-33,530	-6,860	-44,500

Fonte: do Autor

C) Hipótese IV

Os resultados dos deslocamentos dos nós, obtidos pelos programas, para a hipótese IV são apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Deslocamento dos nós na Hipótese IV

Descrição do nó	Nó	DESLOCAMENTO (cm)					
		TOWER			ASTRAS		
		δx	***δy***	***δz***	***δx***	***δy***	***δz***
Fixação dos estais	220	-0,760	-1,990	1,630	-1,035	-1,238	-4,236
	221	-12,050	-1,490	1,850	-22,163	-1,918	-3,877
Topo do mastro	237	-22,810	-1,750	2,530	-28,962	-1,692	-4,071
Fixação do condutor	238	-23,180	18,660	-9,240	-29,573	19,836	-25,661
	239	-23,320	-26,800	14,870	-29,217	-27,897	18,112
Fixação do pára-raios	240	-29,800	14,210	-6,800	-36,548	15,181	-21,860
	241	-30,100	-19,210	12,820	-36,455	-20,101	14,047

Fonte: do Autor

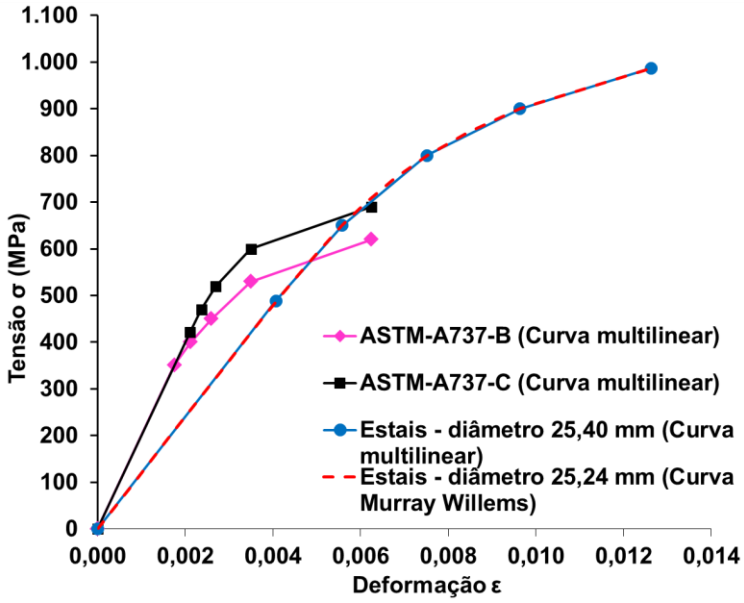
A hipótese IV é caracterizada pela etapa de construção e montagem da linha de transmissão, quando se admite que uma das fases ainda não esteja montada, ocorrendo uma assimetria no carregamento o que causa uma pequena torção na torre. Conforme mostra a Tabela 32, os deslocamentos em todos os nós e em todas as direções se apresentam coerentes com o carregamento aplicado e com valores menores do que os deslocamentos obtidos nas hipóteses anteriores. De maneira geral, os deslocamentos obtidos pelo programa TOWER apresentam valores menores em módulo dos que aqueles apresentados pelo programa ASTRAS.

4.5.6 Apresentação e discussão dos resultados da análise de 2ª ordem elastoplástica

O programa ASTRAS permite realizar, além da análise elástica, a análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem. Portanto foi alterado o tipo de aço utilizado para os aços ASTM-A737-B e ASTM-A737-C visando percorrer a lei constitutiva do material. A Figura 40 apresenta as curvas tensão (σ) *versus* deformação (ε) adotadas na análise elastoplástica para os aços ASTM-A737-B e ASTM-A737-C, utilizados nas cantoneiras e para os estais formados por cordoalhas tipo EHS (Extra High Strength) com diâmetro de 25,4 mm de 37 fios de aço. O comportamento não linear é

aproximado por curvas multilineares, considerando-se cinco e seis trechos lineares, respectivamente, para as cantoneiras e estais. A curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) dos estais foi aproximada pela curva multilinear considerando como referência a lei constitutiva adotada por Murray e Willems (1970) para cordoalhas 1 x 37 (seção 2.3.4), conforme ilustra a Figura 40.

Figura 40 - Curvas σ versus ε multilineares da lei constitutiva para os aços ASTM-A737-B, ASTM-A737-C e estais



Fonte: do Autor

Os valores limites das tensões e deformações que definem cada trecho do comportamento do material e os seus respectivos módulos tangentes estão apresentados na Tabela 33. Para o aço ASTM-A737-B, os valores da resistência ao escoamento e da tensão última são, respectivamente, iguais a 351,5 MPa e 620,0 MPa. Para o aço ASTM-A737-C, os valores da resistência ao escoamento e da tensão última são, respectivamente, iguais a 421,8 MPa e 690,0 MPa. Para os estais, esses valores são, respectivamente, iguais a 488,5 MPa e 986,8 MPa. Uma observação a ser explicitada na análise foi a consideração das mesmas seções transversais das barras em cantoneiras e dos estais da torre monomastro, conforme a seção 4.5.4.

Tabela 33 – Valores da tensão, da deformação e do módulo tangente para os trechos da lei constitutiva dos aços ASTM-A737-B, ASTM-A737-C e estais

	ASTM A737-B			ASTM A737-C			Estais		
Trecho	**σ (MPa)**	**ε**	**E_t (MPa)**	**σ (MPa)**	**ε**	**E_t (MPa)**	**σ (MPa)**	**ε**	**E_t (MPa)**
I	0,0	0,0000	-	0,0	0,0000	-	0,0	0,0000	-
II	351,5	0,0018	200.000	421,8	0,0021	200.000	488,5	0,0041	120.000
III	400,0	0,0021	131.973	470,0	0,0024	184.674	650,0	0,0056	106.913
IV	450,0	0,0026	105.263	520,0	0,0027	151.515	800,0	0,0075	77.717
V	530,0	0,0035	88.889	600,0	0,0035	100.000	900,0	0,0096	47.082
VI	620,0	0,0063	32.727	690,0	0,0063	32.727	986,8	0,0126	28.967

Fonte: do Autor

Nas seções a seguir, são apresentados os resultados das forças normais nas principais barras e nos estais, das reações de apoio e dos deslocamentos nas direções transversal (*x*), vertical (*y*) e longitudinal (*z*) de alguns pontos da estrutura, obtidos das análises de 2ª ordem elástica (NLG) e elastoplástica (NLG e NLM) pelo programa ASTRAS. Das hipóteses de carregamento apresentadas na seção 4.6.3, são consideradas as hipóteses I, II e IV, por serem as mais relevantes para o dimensionamento do maior número de barras da estrutura.

4.5.6.1 Forças normais nas barras e estais

Na Tabela 34 e na Tabela 35 são apresentadas, respectivamente, as forças normais de máxima tração e de máxima compressão nas barras da torre monomastro. Nota-se que, as forças normais solicitantes em cada barra apresentaram valores próximos, apresentando uma diferença percentual variando entre -0,01% e -4,36%, ou até iguais em ambas as análises. Nas condições do projeto original da torre, todas as barras foram solicitadas em tensões abaixo da resistência ao escoamento, motivo pelo qual as análises apresentaram resultados semelhantes.

Tabela 34 – Forças normais de máxima tração – análise elastoplástica ASTRAS

Tipo da barra	Grupo	Hipótese Limitante	NLG		NLG e NLM		Diferença Percentual
			El.	Força (kN)	El.	Força (kN)	
MONTANTE	F1	IV	742	244,74	742	244,74	0,00
MONTANTE	F2	IV	571	281,15	571	281,15	0,00
MONTANTE	F3	IV	543	279,13	543	279,13	0,00
MONTANTE	F4	IV	431	214,26	431	214,26	0,00
MISULA PARA-RAIOS	C2	I	772	33,23	772	33,22	-0,03
QUADRO LONGITUDINAL	C4L	IV	747	227,45	747	227,45	0,00
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M1	II	765	195,88	765	195,86	-0,01
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M2	IV	769	542,59	769	542,59	0,00
MISULA SUPORTE ESTAI	M3	I	734	70,36	734	70,36	0,00
MISULA SUPORTE ESTAI	M4	II	741	399,60	741	399,32	-0,07
QUADRO TRANSVERSAL	M6T	I	692	42,33	692	42,35	0,05
QUADRO LONGITUDINAL	M6L	I	697	119,39	697	119,41	0,02
QUADRO TRANSVERSAL	Q30	I	437	9,10	437	8,72	-4,36
DIAGONAL LONGITUDINAL	T40L	I	414	4,47	414	4,62	3,25
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40A	I	325	13,59	325	13,59	0,00
DIAGONAL TRANSVERSAL	T50A	IV	217	12,75	217	12,75	0,00
ESTAI	GUY 1	II	795	206,54	795	205,86	-0,33
ESTAI	GUY 2	I	815	308,75	815	308,90	0,05
ESTAI	GUY 3	II	855	128,03	855	128,04	0,01
ESTAI	GUY 4	I	835	308,75	835	308,90	0,05

Fonte: do Autor

Tabela 35 – Forças normais de máxima compressão – análise elastoplástica ASTRAS

Tipo da barra	Grupo	Hipótese Limitante	NLG		NLG e NLM		Diferença Percentual
			El.	Força (kN)	El.	Força (kN)	
MONTANTE	F1	I	716	-423,26	716	-423,43	0,04
MONTANTE	F2	I	592	-546,44	592	-546,83	0,07
MONTANTE	F3	I	540	-543,49	540	-544,21	0,13
MONTANTE	F4	I	428	-466,29	428	-466,65	0,08
MONTANTE	F5	I	292	-376,87	292	-377,01	0,04
MONTANTE	F6	I	183	-309,65	183	-309,75	0,03
MISULA PARA-RAIOS	C2	I	775	-4,55	775	-4,56	0,22
QUADRO LONGITUDINAL	C4L	IV	749	-153,11	749	-153,11	0,00
MISULA SUPORTE CONDUTOR	M1	II	764	-562,90	764	-562,82	-0,01
MISULA SUPORTE ESTAI	M3	II	738	-158,37	738	-158,51	0,09
QUADRO TRANSVERSAL	M5T	II	722	-81,09	722	-81,01	-0,10
QUADRO LONGITUDINAL	M5L	IV	723	-28,72	723	-28,72	0,00
QUADRO LONGITUDINAL	M6L	I	693	-193,65	693	-193,77	0,06
QUADRO TRANSVERSAL	Q30	IV	437	-4,94	437	-4,94	0,00
DIAGONAL TRANSVERSAL	T3	IV	705	-5,47	705	-5,47	0,00
DIAGONAL LONGITUDINAL	T3L	II	711	-0,89	711	-0,89	0,00
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40T	I	376	-13,71	376	-13,71	0,00
DIAGONAL LONGITUDINAL	T40L	I	451	-6,81	451	-6,55	-3,97
DIAGONAL TRANSVERSAL	T40A	I	324	-14,80	324	-14,81	0,07
DIAGONAL TRANSVERSAL	T50A	I	212	-13,65	212	-13,66	0,07

Fonte: do Autor

4.5.6.2 Reações de apoio

Na Tabela 36 são apresentados os resultados das reações de apoio da torre. Observa-se que, assim como as forças normais nas barras, os valores das reações de apoio apresentaram valores próximos para ambas as análises.

Tabela 36 – Reações de apoio obtidas pelo ASTRAS

REAÇÕES DE APOIO (kN)										
Apoio	**Hipótese**	**NLG**			**NLG e NLM**			**Diferença percentual**		
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***
Mastro	**I**	33,19	783,10	0,00	33,50	783,22	0,00	0,93	0,02	0,00
	II	-4,82	810,77	10,90	-4,75	809,85	11,00	-1,47	-0,11	0,91
	IV	-36,58	386,61	1,16	-36,58	386,61	1,16	0,00	0,00	0,00
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***
E1	**I**	1,44	-1,46	1,65	1,42	-1,44	1,63	-1,41	-1,39	-1,23
	II	98,63	-145,84	105,67	98,32	-145,35	105,30	-0,32	-0,34	-0,35
	IV	11,81	-17,31	13,22	11,81	-17,31	13,22	0,00	0,00	0,00
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***
E2	**I**	-146,24	-218,49	159,56	-146,37	-218,57	159,62	0,09	0,04	0,04
	II	-1,05	-0,87	1,20	-1,04	-0,87	1,19	-0,96	0,00	-0,84
	IV	-8,91	-12,87	9,99	-8,91	-12,87	9,99	0,00	0,00	0,00
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***
E4	**I**	1,44	-1,46	-1,65	1,42	-1,44	-1,63	-1,41	-1,39	-1,23
	II	58,71	-90,23	-67,06	58,69	-90,24	-67,08	-0,03	0,01	0,03
	IV	35,94	-53,98	-39,82	35,94	-53,98	-39,82	0,00	0,00	0,00
		Rx	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***	***Rx***	***Ry***	***Rz***
E3	**I**	-146,24	-218,49	-159,56	-146,37	-218,57	-159,62	0,09	0,04	0,04
	II	-151,47	-230,64	-170,43	-151,23	-230,20	-170,14	-0,16	-0,19	-0,17
	IV	-2,25	-2,67	-2,54	-2,25	-2,67	-2,54	0,00	0,00	0,00

Fonte: do Autor

4.5.6.3 Deslocamento dos nós

Neste item são apresentados os resultados dos deslocamentos, em centímetros, nas direções transversal (*x*), vertical (*y*) e longitudinal (*z*) de alguns nós da estrutura, obtidos pelo programa ASTRAS utilizando-se a análise de 2ª ordem elástica (NLG) e a análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM). Os nós selecionados foram os mesmos considerados no item 4.5.4.3.

A) Hipótese I

Os resultados dos deslocamentos dos nós considerando a análise da hipótese I são apresentados na Tabela 37. Observa-se que os valores dos deslocamentos dos nós apresentaram valores próximos em ambas as análises, sendo que, na análise em 2ª ordem elastoplástica, os valores em módulo são ligeiramente maiores em todos os nós apresentados.

Tabela 37 – Deslocamento dos nós na Hipótese I

Descrição do nó	DESLOCAMENTOS (cm)						
		NLG			NLG e NLM		
	Nó	*δx*	*δy*	*δz*	*δx*	*δy*	*δz*
Fixação dos estais	220	65,679	-3,877	-0,147	67,181	-3,904	-0,147
	221	65,679	-3,877	0,147	67,181	-3,904	0,147
Topo do mastro	237	91,550	-3,778	0,000	93,313	-3,814	0,000
Fixação do condutor	238	91,654	-36,812	0,000	93,404	-37,143	0,000
	239	91,578	23,483	0,000	93,352	23,744	0,000
Fixação do pára-raios	240	102,021	-29,105	0,000	103,879	-29,390	0,000
	241	102,461	20,320	0,000	104,339	20,525	0,000

Fonte: do Autor

B) Hipótese II

Os resultados dos deslocamentos dos nós considerando a análise da hipótese II são apresentados na Tabela 38. Da mesma forma que na hipótese anterior, nota-se que os valores dos deslocamentos dos nós apresentaram valores próximos nas análises de 2ª ordem elástica (NLG) e de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM).

Tabela 38 – Deslocamento dos nós na Hipótese II

Descrição do nó	DESLOCAMENTOS (cm)						
		NLG			NLG e NLM		
	Nó	*δx*	*δy*	*δz*	*δx*	*δy*	*δz*
Fixação dos estais	220	-85,552	-7,894	30,818	-86,036	-7,949	31,315
	221	19,495	0,717	38,495	20,366	0,772	39,184
Topo do mastro	237	-37,790	-3,009	42,311	-37,550	-3,011	43,003
Fixação do condutor	238	-45,499	-1,995	154,998	-45,462	-2,083	157,043
	239	-30,635	-10,085	-66,238	-30,199	-10,001	-66,901
Fixação do pára-raios	240	-45,987	-0,058	136,013	-45,892	-0,130	137,868
	241	-33,530	-6,860	-44,500	-33,109	-6,791	-44,890

Fonte: do Autor

C) Hipótese IV

Os resultados dos deslocamentos dos nós considerando a análise da hipótese IV são apresentados na Tabela 39. Observa-se que os valores dos deslocamentos dos nós apresentaram valores idênticos para ambas as análises de 2ª ordem, elástica e elastoplástica.

Tabela 39 – Deslocamento dos nós na Hipótese IV

Descrição do nó	DESLOCAMENTOS (cm)						
		NLG			NLG e NLM		
	Nó	*δx*	*δy*	*δz*	*δx*	*δy*	*δz*
Fixação dos estais	220	-1,035	-1,238	-4,236	-1,035	-1,238	-4,236
	221	-22,163	-1,918	-3,877	-22,163	-1,918	-3,877
Topo do mastro	237	-28,962	-1,692	-4,071	-28,962	-1,692	-4,071
Fixação do condutor	238	-29,573	19,836	-25,661	-29,573	19,836	-25,661
	239	-29,217	-27,897	18,112	-29,217	-27,897	18,112
Fixação do pára-raios	240	-36,548	15,181	-21,860	-36,548	15,181	-21,860
	241	-36,455	-20,101	14,047	-36,455	-20,101	14,047

Fonte: do Autor

Considerando-se os resultados das forças normais, das reações de apoio e dos deslocamentos obtidos das análises, elástica e elastoplástica, pode-se observar que, nas hipóteses I e II, os valores ficaram próximos, mas não idênticos, enquanto que, na hipótese IV, todos os valores ficaram idênticos. Para justificar esses resultados, pode-se notar que o comportamento dos estais em cada hipótese foi determinante nas análises, visto que o comportamento das barras permaneceu elástico, ou seja, as barras apresentaram somente deformações elásticas, em todas as hipóteses consideradas. Nas hipóteses I e II, os estais apresentaram deformações elásticas e plásticas, causando a diferença dos resultados nas duas análises. Já na hipótese IV, os estais apresentaram apenas deformações elásticas, justificando-se a identidade dos valores obtidos em ambas as análises.

4.5.6.4 Deformações e tensões dos elementos em análise elastoplástica

Para o projeto de torre monomastro, a definição dos perfis laminados ocorreu analisando-se os elementos de forma agrupada e não considerando cada elemento isoladamente. O objetivo desse agrupamento se deve em decorrência da função que cada módulo desempenha na estrutura da torre. Essa prática otimiza o processo de fabricação e da montagem da torre, de forma que todos os elementos que pertencem a um mesmo módulo recebem a mesma definição do perfil a ser utilizado. A seção transversal do perfil da barra de maior solicitação é considerada para todas as demais barras daquele módulo.

Outra consideração feita na definição da seção transversal dos perfis consistiu nas hipóteses de carga a qual os elementos foram submetidos. Cada elemento deve

resistir à força normal solicitante de cálculo da hipótese mais crítica, ou seja, aquela que apresentar a maior força de tração e aquela que apresentar a maior força de compressão para o elemento. A seção do perfil definida para atender aos esforços do elemento mais crítico é replicada para os demais elementos do módulo do qual ele faz parte. Quando o elemento está submetido a força de compressão, a flambagem é o fator limitante mais relevante na definição da seção transversal.

O programa ASTRAS fornece um arquivo de saída de dados informando as deformações e tensões de cada um dos elementos da estrutura. A Tabela 40 apresenta os valores da deformação elástica, da deformação plástica, da deformação total e da tensão normal de alguns elementos da torre monomastro. Convencionam-se com sinal positivo as tensões normais e as deformações longitudinais quando os elementos estão solicitados à tração e com sinal negativo quando solicitados à compressão. Os elementos da Tabela 40 foram selecionados por apresentarem as maiores tensões em cada tipo de aço e nas três hipóteses consideradas. Na implementação dos dados do programa, as seções transversais foram divididas em oito fatias.

Pode-se perceber na Tabela 40 que todas as fatias das seções transversais dos elementos apresentaram apenas deformações elásticas. Isso é decorrente da condição de tensão solicitada nos elementos ser inferior à resistência ao escoamento do aço. Os demais elementos da estrutura também apresentaram o mesmo comportamento, ou seja, apresentaram apenas deformações elásticas.

A Tabela 41 apresenta os valores da deformação elástica, da deformação plástica, da deformação total e da tensão normal nas fatias para o elemento de cabo utilizado no estai mais solicitado da torre, obtidos pelo programa ASTRAS, utilizando os carregamentos das hipóteses I, II e IV.

Tabela 40 – Deformações e Tensões nos elementos de treliças – análise elastoplástica ASTRAS

Descrição do elemento	Fatia	Deformações			Tensão (MPa)
		Elástica	Plástica	Total	
ASTRAS: 592 Tower: F2B3P aço ASTM-A737-B f_y = 421,8 MPa HIP-I	8	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	7	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	6	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	5	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	4	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	3	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	2	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
	1	-0,0014387	0,0000000	-0,0014387	-287,739
ASTRAS: 734 Tower: M3P aço ASTM-A737-B f_y = 421,8 MPa HIP-I	8	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	7	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	6	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	5	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	4	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	3	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	2	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
	1	0,0002290	0,0000000	0,0002290	45,8096
ASTRAS: 749 Tower: C4LP aço ASTM-A737-B f_y = 421,8 MPa HIP-IV	8	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	7	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	6	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	5	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	4	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	3	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	2	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
	1	-0,0005666	0,0000000	-0,0005666	-113,329
ASTRAS: 769 Tower: M2X aço ASTM-A737-B f_y = 421,8 MPa HIP-IV	8	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	7	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	6	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	5	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	4	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	3	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	2	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024
	1	0,0013551	0,0000000	0,0013551	271,024

Fonte: do Autor

Tabela 41 – Deformações e tensões nos estais – análise elastoplástica ASTRAS

Descrição do elemento	Fatia	Deformações			Tensão (MPa)
		Elástica	Plástica	Total	
ASTRAS: 835 Tower: GUY2 cabo 1x37 f_y = 488,5 MPa HIP-I	8	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	7	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	6	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	5	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	4	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	3	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	2	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
	1	0,0050802	0,0001236	0,0052037	609,623
ASTRAS: 835 Tower: GUY2 cabo 1x37 f_y = 488,5 MPa HIP-II	8	0,0053441	0,0001559	0,0054999	641,288
	7	0,0053441	0,0001559	0,0054999	641,288
	6	0,0053441	0,0001559	0,0054999	641,288
	5	0,0053441	0,0001559	0,0054999	641,288
	4	0,0053441	0,0001559	0,0054999	641,288
	3	0,0053248	0,0001559	0,0054999	641,288
	2	0,0053248	0,0001559	0,0054999	641,288
	1	0,0053248	0,0001559	0,0054999	641,288
ASTRAS: 835 Tower: GUY2 cabo 1x37 f_y = 488,5 MPa HIP-IV	8	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	7	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	6	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	5	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	4	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	3	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	2	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898
	1	0,0000908	0,0000000	0,0000908	10,898

Fonte: do Autor

Observa-se na Tabela 41 que, a tensão atuante no cabo ultrapassou a resistência ao escoamento do material para as hipóteses I e II, consequentemente, o valor da deformação total é dado pela soma dos valores das parcelas correspondentes a deformação elástica e a deformação plástica. Pelo fato da força no cabo não ter sido restringida ao comportamento elástico, observa que o mesmo teve um aproveitamento melhor de sua capacidade sem, contudo, atingir a ruptura. Para a hipótese IV, o estai selecionado como representativo, permaneceu com comportamento elástico.

Para um melhor aproveitamento da capacidade resistente de algumas seções transversais, o projeto original da torre foi modificado. As barras redimensionadas foram aquelas que apresentaram a força de tração como condição de seu

dimensionamento. Para essas barras tracionadas que utilizaram as seções transversais em cantoneiras duplas, as suas dimensões foram alteradas, mas foram mantidos os tipos de aço considerados na análise anterior. Os estais mantiveram a formação por cordoalhas tipo EHS de 37 fios de aço com módulo de elasticidade longitudinal *E* igual a 120.000 MPa, mas com diâmetro reduzido para 20,20 mm, sendo a carga de ruptura igual a 328 kN e peso próprio de 1,98 kg/m. A Tabela 42 mostra os elementos tracionados que tiveram as suas dimensões alteradas.

Tabela 42 – Relação de elementos tracionados alterados na análise elastoplástica do ASTRAS

Elementos da Mísula dos estais	**Elementos da Mísula da cadeia de isoladores**	**Elementos da Mísula do para-raio**	**Elementos dos Estais**
Cantoneira dupla (38,1 x 3,18) mm	Cantoneira dupla (38,1 x 6,35) mm	Cantoneira dupla (12,7 x 3,18) mm	ϕ 20,20 mm
735	766	772	795
737	769	775	815
739			835
741			855

Fonte: do Autor

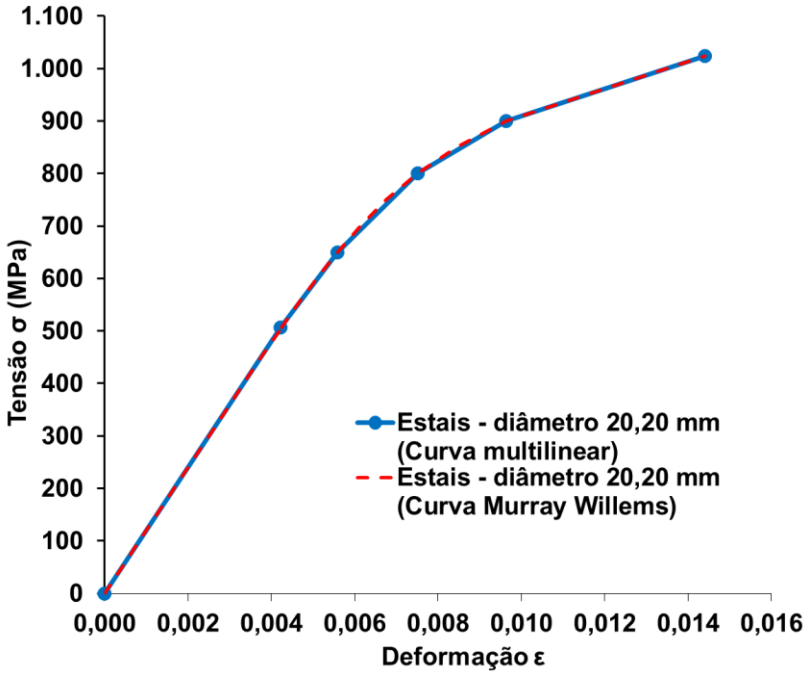
Os valores limites das tensões e deformações que definem cada trecho do comportamento do material dos estais e os seus respectivos módulos tangentes são apresentados na Tabela 43. A curva tensão (σ) *versus* deformação (ε) dos estais foi aproximada pela curva multilinear de seis trechos considerando como referência a lei constitutiva adotada por Murray e Willems (1970) para cordoalhas 1 x 37 (seção 2.3.4), conforme ilustra a Figura 41.

Tabela 43 – Lei constitutiva dos estais

Trecho	$\boldsymbol{\sigma}$ **(MPa)**	$\boldsymbol{\varepsilon}$	$\boldsymbol{E_t}$ **(MPa)**
I	0	0	0
II	506,62	0,004222	120.000,00
III	650	0,005581	105.459,18
IV	800	0,007511	77.717,46
V	900	0,009635	47.082,37
VI	1.023,48	0,014405	25.888,43

Fonte: do Autor

Figura 41 - Lei constitutiva dos estais



Fonte: do Autor

A Tabela 44 apresenta os valores da deformação elástica, plástica e total, bem como a tensão normal nas fatias para algumas barras tracionadas da estrutura, utilizando-se os carregamentos das hipóteses I, II e IV. Observa-se que a tensão solicitante nas barras apresentadas na Tabela 44 ultrapassou a resistência ao escoamento do material e, consequentemente, o valor da deformação total foi obtido pela soma dos valores das parcelas correspondentes a deformação elástica e a deformação plástica. Observa-se que as barras apresentaram um aproveitamento melhor de sua capacidade sem, contudo, atingir a ruptura.

A Tabela 45 apresenta os valores da deformação elástica, da deformação plástica, da deformação total e da tensão normal nas fatias para o elemento de cabo do estai mais solicitado, utilizando os carregamentos das hipóteses I e II. Observa-se que, da mesma forma que ocorreu nas barras, a tensão solicitante no estai ultrapassou a resistência ao escoamento do material e, consequentemente, o valor da deformação total é dado pela soma dos valores das parcelas correspondentes a deformação elástica e a deformação plástica. Pelo fato da tensão nos estais não ter sido restringida ao comportamento elástico, observa-se que o mesmo teve um aproveitamento melhor de sua capacidade sem, contudo, atingir a ruptura. Para a hipótese IV os estais permaneceram na fase elástica do comportamento do material.

Tabela 44 - Deformações e Tensões nas barras – análise elastoplástica ASTRAS do projeto modificado da torre

Descrição do elemento	Fatia	Deformações			Tensão (MPa)
		Elástica	Plástica	Total	
	8	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
ASTRAS: 741	7	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
Tower: M4Y	6	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
Aço ASTM-A737-C	5	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
fy = 421,8 MPa	4	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
fu = 690,0 MPa	3	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
HIP I	2	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
	1	0,0024344052	0,0000470097	0,0024814148	486,881
	8	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
ASTRAS: 741	7	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
Tower: M4Y	6	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
Aço ASTM -A737-C	5	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
fy = 421,8 MPa	4	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
fu = 690,0 MPa	3	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
HIP II	2	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
	1	0,0031466962	0,0012497808	0,0043964770	629,3392
	8	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
ASTRAS: 769	7	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
Tower: M2X	6	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
Aço ASTM -A737-C	5	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
fy = 421,8 MPa	4	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
fu = 690,0 MPa	3	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
HIP IV	2	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588
	1	0,0030812941	0,0009155033	0,0039967974	616,2588

Fonte: do Autor

Tabela 45 - Deformações e Tensões nos estais – análise elastoplástica ASTRAS do projeto modificado da torre

Descrição do elemento	Fatia	Deformações			Tensão (MPa)
		Elástica	Plástica	Total	
	8	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
ASTRAS: 835	7	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
Tower: GUY2	6	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
Cabo 20,2mm	5	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
fy = 506,6 MPa	4	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
fu = 1023,5 MPa	3	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
HIP I	2	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
	1	0,0083005292	0,0050432062	0,0133437354	996,0148
	8	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
ASTRAS: 835	7	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
Tower: GUY2	6	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
Cabo 20,2mm	5	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
fy = 506,6 MPa	4	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
fu = 1023,5 MPa	3	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
HIP II	2	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207
	1	0,0077455513	0,0030261596	0,0107717109	929,4207

Fonte: Autor

Na Tabela 46 São apresentados os resultados dos deslocamentos, em centímetros, nas direções transversal (*x*), vertical (*y*) e longitudinal (*z*) de alguns nós da estrutura considerando as hipóteses I e II, obtidos pelo programa ASTRAS utilizando-se a análise de 2ª ordem elastoplástica (NLG e NLM). Os nós selecionados foram os mesmos considerados na seção 4.5.5.3 desse trabalho.

Tabela 46 – Deslocamento dos nós das Hipótese I e II

Descrição do nó	**DESLOCAMENTOS (cm)**						
		Hipótese I			**Hipótese II**		
	Nó	***δx***	***δy***	***δz***	***δx***	***δy***	***δz***
Fixação dos estais	220	166.394	-7.824	-0.227	-127.288	-11.422	72.028
	221	166.394	-7.824	-0.227	44.328	1.671	84.265
Topo do mastro	237	209.865	7.667	0.000	-46.977	-3.352	74.158
Fixação do condutor	238	209.676	-63.574	0.000	-67.078	-6.186	254.583
	239	210.223	37.788	0.000	-27.694	-11.757	-102.334
Fixação do para-raios	240	227.592	-51.065	0.000	-65.733	-1.974	225.934
	241	228.853	32.629	0.000	-32.893	-6.870	-67.049

Fonte: do Autor

Observando a Tabela 46, os resultados dos deslocamentos em todas as direções dos nós considerando as hipóteses I e II apresentaram, no geral, valores maiores do que os resultados da análise realizada na seção 4.5.5.3 (Tabela 37 e Tabela 38). Isso se deve ao monomastro ter ficado mais flexível devido as alterações das dimensões das seções transversais dos estais, das mísulas de fixação dos estais, dos para-raios e cadeia de isoladores.

5 CONCLUSÃO

Neste capítulo são descritas as considerações finais, as conclusões contendo as contribuições relevantes do trabalho, bem como as sugestões para trabalhos futuros visando-se à continuidade do tema apresentado.

5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os projetos de torres de linhas de transmissão têm exigido a utilização de uma análise estrutural avançada, a qual leva em consideração a não linearidade geométrica e a não linearidade do material. A análise torna-se ainda mais complexa, quando os cabos fazem parte da constituição da estrutura, devido ao comportamento não linear produzido pelas forças normais nos cabos, além das forças externas atuantes durante os grandes deslocamentos a que essas estruturas são submetidas.

Dessa forma, o objetivo desse trabalho foi avaliar as influências das não linearidades geométricas e do material, em sistemas estruturais formados por cabos e treliças espaciais. Inicialmente, foi realizado um estudo sobre o projeto de torres de linhas de transmissão, visando ao entendimento do comportamento global dessas estruturas. Em seguida, uma breve descrição dos programas, comercial TOWER e acadêmico ASTRAS, foi apresentada. Posteriormente, esses programas foram utilizados na análise de exemplos numéricos para verificar a necessidade ou não de se considerar as não linearidades, geométrica e do material, em torres estaiadas de linhas de transmissão.

O programa TOWER permite modelar a estrutura com outros tipos de elementos. Dessa forma, com o intuito de explorar esses recursos que o programa oferece e aplicá-los corretamente na análise, foi adicionado ao trabalho o estudo das treliças plana e espacial considerando os elementos “Beam”, “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam” na análise em 2ª ordem elástica.

5.2 SÍNTESE E CONCLUSÕES

No capítulo 4 deste trabalho, foram realizadas análises de exemplos de treliça plana (item 4.1.1), treliça espacial (item 4.2.1), cabo submetido ao peso próprio (item 4.3) e cabo submetido ao peso próprio e a uma força concentrada (item 4.4) utilizando os programas TOWER e ASTRAS. Em todos esses itens, foi inicialmente considerada a não linearidade geométrica na análise dessas estruturas. A não linearidade do material no primeiro momento não foi considerada decorrente da limitação do

programa comercial TOWER, que não permite a realização dessa análise. Desta forma, os resultados dos esforços solicitantes, das reações de apoio e dos deslocamentos nos nós obtidos pelos programas foram comparados e se mostraram consistentes entre si.

Ao explorar os tipos de elementos oferecidos pelo programa TOWER para modelar as estruturas treliçadas, verificou-se que, ao se utilizar o elemento “Beam”, a grande maioria dos nós das treliças apresentou um deslocamento ligeiramente menor do que os deslocamentos considerando o elemento “Truss”. Este fato já era esperado, visto que o elemento “Beam” concede a estrutura uma rigidez maior. No entanto, ao se utilizar os elementos “T-Only-Truss” e “T-Only-Beam”, os deslocamentos foram extremamente majorados, indicando não ser um elemento apropriado a ser utilizado nesse tipo de estrutura. Os resultados das reações de apoio, utilizando-se os elementos “T-Only Truss” e “T-Only Beam”, não apresentaram resultados coerentes, em função das barras que constituem as treliças não resistirem às forças de compressão. Com relação à força normal solicitante em cada barra das treliças, utilizando-se o elemento “Beam”, as barras, na sua grande maioria, apresentaram valores de força normal ligeiramente menores quando comparados com os valores da força normal utilizando-se os elementos “Truss”. O que novamente era esperado, visto que o elemento “Beam” apresenta maior rigidez que o elemento “Truss”. Considerando-se os elementos “T-Only Truss” e “T-Only Beam”, os valores de força normal nas barras não foram coerentes. Conclui-se, portanto, que os elementos do tipo “T-Only” disponibilizados no programa TOWER, somente poderão ser utilizados nas barras que são identificadas como aquelas submetidas às forças de tração.

Posteriormente, foi realizada a análise elastoplástica em teoria de 2ª ordem nos mesmos exemplos da treliça plana (item 4.1.2) e da treliça espacial (item 4.2.2) utilizando o programa ASTRAS. Os resultados obtidos foram comparados com os resultados da análise elástica do ASTRAS. Os deslocamentos dos nós foram maiores, em módulo, mostrando assim a realidade do comportamento da estrutura, devido ao comportamento bilinear do material que a compõe. Os resultados das forças normais solicitantes nos elementos, bem como as reações de apoio foram distintos entre as análises. A diferença entre os valores decorre da redistribuição de esforços internos dos elementos, levando a resultados mais confiáveis da rigidez, resistência e estabilidade das estruturas.

O exemplo de cabo plano suspenso submetido ao peso próprio (seção 4.3) foi analisado por meio de um processo analítico e pelos programas TOWER e ASTRAS. O objetivo foi comparar os resultados das variáveis como: o comprimento do cabo (S_0), a flecha do vértice do cabo (f_v), a força de tração máxima no cabo ($T_{máx}$), a força horizontal (H_0), o ângulo máximo ($\theta_{máx}$), obtidos pelos programas com os resultados analíticos. Verificou-se que no programa TOWER, o comprimento do cabo (S_0) era considerado como um dado de entrada do programa e o valor da flecha do vértice do cabo (f_v) não era disponibilizado nos dados de entrada e de saída do programa. O TOWER também não explicita o valor do ângulo máximo ($\theta_{máx}$) e neste caso, foi considerado o valor analítico. Os valores das variáveis obtidas pelo programa ASTRAS foram distintas dos valores obtidos pela expressão analítica e pelo programa TOWER. Essa diferença se deve ao número de elementos que o cabo foi divido, limitado na divisão de elementos gerado pelo programa TOWER.

O estudo do comportamento de um cabo plano suspenso submetido à ação do peso próprio e por uma força concentrada (seção 4.4) foi apresentado porque se refere a um exemplo clássico analisado por diversos autores. Neste exemplo vários tipos de elementos foram considerados para representar o cabo (treliça, parábola ou catenária). Observou-se que os resultados dos deslocamentos nas direções *x* e *y* obtidos pelo programa TOWER apresentaram uma excelente correlação com os resultados obtidos pelos diversos autores. Verificou-se que, os valores dos deslocamentos do cabo obtidos pelo programa TOWER utilizando o elemento de catenária se aproximaram mais dos valores obtidos por Costa (2014) considerando o elemento de parábola no programa ASTRAS.

Por fim, foi apresentado um exemplo de uma torre real do tipo monomastro e realizadas a análise em teoria de 2ª ordem elástica (seção 4.5.4) utilizando-se ambos os programas e a análise em teoria de 2ª ordem elastoplástica (4.5.5) usando o programa ASTRAS. Das hipóteses de carregamento da torre foram analisadas as hipóteses I, II e IV, consideradas as mais relevantes para o dimensionamento do maior número de barras da estrutura. Os resultados da análise elástica, em termos de esforços solicitantes nas barras, reações de apoio e deslocamentos nos nós, obtidos pelos programas TOWER e ASTRAS, apresentaram uma boa correlação de valores.

A torre foi posteriormente analisada considerando as não linearidades, geométrica e de material, por meio do programa ASTRAS. O comportamento não linear dos aços das barras e dos estais foi aproximado por curvas multilineares, considerando-se

cinco trechos lineares até o valor da tensão última. Os resultados das forças solicitantes nas barras, das reações de apoio e dos deslocamentos nos nós considerando a análise elastoplástica foram próximos daqueles obtidos pela análise elástica. As deformações e as tensões solicitantes em todas as barras da torre não ultrapassaram, respectivamente, as deformações e tensões de escoamento. Os resultados dos deslocamentos dos nós do estai obtidos da análise elastoplástica foram ligeiramente maiores que os deslocamentos obtidos pela análise elástica. Ao analisar os resultados das tensões e das deformações normais de tração, verificou-se que o cabo sofreu uma parcela de deformação elástica e uma parcela de deformação plástica, devido ao fato da tensão ultrapassar a resistência ao escoamento do material. Isto justifica plenamente o fato dos resultados nas duas análises (elástica e elastoplástica) se mostrarem tão próximos entre si.

No projeto original da torre, a definição dos perfis laminados ocorreu analisando-se os elementos de forma agrupada e não considerando cada elemento isoladamente. Dessa forma, a seção transversal do perfil para a barra de maior solicitação foi considerada para todas as demais barras daquele módulo. Outra consideração feita na definição da seção transversal dos perfis consistiu nas hipóteses de carga a qual os elementos foram submetidos. A seção do perfil definida para atender aos esforços do elemento mais crítico foi replicada para os demais elementos do módulo do qual ele faz parte. Quando o elemento estava submetido a força de compressão, a flambagem foi o fator limitante mais relevante na definição da seção transversal.

Para um melhor aproveitamento da capacidade resistente de algumas seções transversais da torre monomastro, o projeto original foi modificado. As barras redimensionadas foram aquelas que apresentaram a força de tração como condição de seu dimensionamento. O diâmetro dos estais também foi reduzido. Foi identificado nessa análise, quando se considera as NLM e NLG, que os deslocamentos em todas as direções dos nós selecionados apresentaram, de uma forma geral, os valores maiores do que os deslocamentos da análise realizada sem a alteração das dimensões da seção transversal. O valor da tensão solicitante nas barras tracionadas ultrapassou a resistência ao escoamento do material resultando em deformações elásticas e plásticas. A tensão solicitante no estai, que já havia ultrapassado a resistência ao escoamento do material nas hipóteses de carregamento I e II, aumentou consideravelmente, resultando em deformações maiores, sem, contudo, atingir a ruptura. Pode-se concluir que, ao se considerar a não linearidade do material, tem-se

um melhor aproveitamento da capacidade resistente dos elementos estruturais durante a análise, levando a um projeto mais otimizado com relação a definição das seções transversais a serem utilizadas.

Portanto, a utilização de um método de análise que considere as não linearidades, geométrica e de material, pode possibilitar uma redução do consumo de matéria-prima usada na produção do aço, já que esse método permite obter uma resposta mais realista do comportamento estrutural e um dimensionamento menos conservador.

5.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Com a conclusão deste trabalho, mediante os resultados obtidos nas análises e verificada a importância da avaliação dos efeitos das não linearidades geométrica e de material em torres metálicas estaiadas de linhas de transmissão, novas possibilidades de estudo e pesquisa são surgidas para o desenvolvimento como:

- Otimização de projetos de torres de linhas de transmissão utilizando a análise avançada;
- Avaliação do comportamento dinâmico não linear de torres de linhas de transmissão;
- Consideração da interação solo-estrutura na análise avançada de torres de LT;
- O estudo de trechos de linhas de transmissão.

6 REFERÊNCIAS

ABAD, M. S. A., SHOOSHTARI, A., ESMAEILI, V., RIABI, A. N. **Nonlinear analysis of cable structures under general loadings.** Finite Elements in Analysis and Design, v. 73, p. 11-19, 2013.

ABNT. **NBR 5422. Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1985.

ABNT. **NBR 6109. Cantoneiras de abas iguais, de aço, laminadas - dimensões e tolerâncias.** Rio de Janeiro: ABNT, 1994.

ABNT. **NBR 6123. Forças devidas ao vento em edificações.** Rio de Janeiro: ABNT, 1988.

ABNT. **NBR 8681. Ações e segurança nas estruturas - procedimento.** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT. **NBR 8842. Suportes metálios treliçados para linhas de transmissão - Resistência ao carregamento - Método de Ensaio.** Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

ABNT. **NBR ISO 2408. Cabos de aço para uso geral - requisitos mínimos**. Rio de Janeiro: ABNT, , 2008.

ABRADEE. **Associação Brasileira de Distribuidores de Energia Elétrica. Setor Elétrico.** Disponível em: <http://www.abradee.org.br>. Acesso em: 21 fev. 2020.

AGUIAR, E. O. DE. **Contribuição ao estudo de estruturas de cabos para coberturas de grandes áreas livres, considerando as não linearidades física e geométrica**São CarlosTese (Doutorado em Engenharia Civil) — Escola de Engenharia de São Carlos (USP), , 1999.

AL-BERMANI, F. G. A.; KITIPORNCHAI, S. Nonlinear analysis of transmission towers. **Engineering Structures**, v. 14, n. 3, p. 139–151, 1992.

ALMEIDA, A. C. B. **Análise Inelástica de Pórticos Planos Considerando a Plasticidade Distribuída e o Efeito das Tensões Residuais nos Perfis Estruturais de Aço.** Belo Horizonte. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade Federal de Minas Gerais, , 2006.

ANDREU, A., GIL, L., ROCA, P. **A new deformable catenary element for the analysis of cable net structures.** Computers and Structures, v. 84, p. 1882-1890, 2006.

ARAÚJO, T. V.; GRECO, M. **Análise estática para concepção estrutural de torres treliçadas estaiadas de grande porte.** XXXI CILAMCE - Iberian-Latin-American Congress on Computacional Method in Engineering. **Anais**...Buenos Aires: Asociacion Argentina de Mecanica NBRComputacional, 2010

ASCE. **Design of Guyed Transmission Structures, Manual 91**. New York, NY: ASCE, , 1997.

ASCE. **ASCE 10-97. Design of latticed steel transmission structures**. Reston, Virginia: ASCE, , 2000.

ASCE. **ASCE 19-10. Structural applications of steel cables for buildings**. Reston, Virginia: ASCE, , 2010.

ASTM. **A475-03e1. Standard specification for zinc-coated Steel wire strand**. West Conshohocken, Pensilvania: ASTM, , 2009.

CAMPOS FILHO, E. C. **Análise do Comportamento Não-Linear de Estruturas Estaiadas Planas.**Goiânia.Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Goiás., , 2004.

CHAN, SIU-LAI; ZHOU, Z.-H. Elastoplastic and Large Deflection Analysis of Steel Frames by One Element per Member. II: Three Hinges along Member. **Journal of Structural Engineering**, v. 130(4), p. 545–553, 2004.

CHAVES, R. A. **Fundações de Torre de Linhas de Transmissão e de Telecomunicações.**Belo Horizonte.Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Universidade Federal de Minas Gerais, , 2004.

CIGRÉ-Brasil - Comitê Nacional Brasileiro de Produção e Transmissão de Energia Elétrica - **Brochura Técnica - Procedimento de Projeto de Torres Metálicas Treliçadas**. Rio de Janeiro: CIGRE, 2001.

CLARKE, M. J. et al. Advanced analysis of steel building frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 23, n. 1–3, p. 1–29, 1992.

COSTA, R. S. **Formulação para análise avançada de sistemas estruturais formados por cabos e treliças espaciais visando à aplicação em torres estaiadas para linhas de transmissão**Belo HorizonteTese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) — Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia, , 2014.

CRISFIELD, M. A. **Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures.** New York: Wiley, 1991.

DA SILVA, S. S.; SILVA, W. T. M. Nonlinear Analysis of Plane Frames using Corotational Formulation and Plasticity by Layers in a Timoshenko Beam Element. **Blucher Mech. Eng. Proc.**, v. 1, n.1, p. 2900–2918, 2012.

DA SILVA, R. G. L. et al. Formulation for second-order inelastic analysis of steel frames including shear deformation effect. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 151, p. 216–227, dez. 2018.

FOLEY, C. M.; VINNAKOTA, S. Inelastic analysis of partially restrained unbraced steel frames. **Engineering structures**, v. 19, n. 11, p. 891–902, 1997.

FOLEY, C. M.; VINNAKOTA, S. Inelastic behavior of multistory partially restrained steel frames. Part I, **Journal of Structural Engineering.** v. 125, n. 8, p. 854-861, 1999.

GARCIA, O. D. C. **Influência da qualidade da compactação dos reaterros na capacidade de carga de fundações submetidas a esforços de tração.** Tese

(Mestrado) - Programa de PósGraduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro. p. 113, 2005.

GONTIJO, C. R. **Cálculo de Torres para Linhas de Transmissão.** 1ª ed. Belo Horizonte: Instituto de Engenharia Aplicada Editora Ltda., 1994.

GREENBERG, D. P. Inelastic analysis of suspension roof structures. **Journal of the Structural Division**, v. 96, nº 5, p. 905–930, 1970.

HIBBELER, R. C. **Estática - Mecânica para Engenharia.** 12ª ed. São Paulo: Pearson Education do Brasil, 2011.

IEC. **IEC 60826. Design criteria of overhead transmission lines**. Genebra: IEC, , 2003.

IRVINE, H. M. **Cable Structures**. Lodon: The MIT Press, 1981.

IRVINE, H. M.; O'SULLIVAN, M. J. Elastic stability of simple guyed towers. **Applied Ocean Research**, v. 1, n. 4, p. 203–207, 1979.

IU, C. K.; BRADFORD, M. A. Higher-order non-linear analysis of steel structures. Part II: refined plastic hinge formulation. **Advanced Steel Construction**, v. 8, n. 2, p. 183–198, 2012.

IU, C. K.; CHAN, S. L. A simulation-based large deflection and inelastic analysis of steel frames under fire. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 60, n. 10, p. 1495–1524, 2004.

JAYARAMAN, H. B., KNUDSON, W. C. **A curved element for analysis do cable structures.** Computers and Structures, v. 14, nº. 3-4, p. 325-333, 1981

JIANG, J. M.; CHEN, H.; LIEW, J. Y. U. Spread of plasticity analysis of three-dimensional steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. v. 59, 2002.

JONATOWSKI. J. J.; BIRNSTIEL, C. Tensile tests of bridge strand and rope. In: SCHOOL OF ENGINEERING AND SCIENCE, N. Y. U. (Ed.). . **Reseach Division Report**. New York: School of Engineering and Science, New York University, 1967.

JONATOWSKI. J. J.; BIRNSTIEL, C. Inelastic stiffened suspension space structures. **Journal of the Structural Division**, v. 96, nº ST, p. 1143–1166, 1970.

KAHLA, N. BEN. Nonlinear Dynamic Response of a Guyed Tower to a Sudden Guy Rupture. **Engineering Structures**, v. 19, No. 19, p. 879–890, 1997.

KAMARUDIN, S. A.; USMAN, F.; BAHARUDDIN, I. N. Z. Review on analysis and desing of lattice steel structure of overhead transmission tower. **International Journal of Advanced and Applied Sciences.**, v. 5, n.1, p. 73–80, 2018.

KASSIMALI, A.; PARSI-FERAIDOONIAN, H. Strength of cable trusses under combined loads. **Journal of Structural Engineering**, v.113, nº 5, p. 907–924, 1987.

KIM, SEUNG-EOCK; LEE, J. S.; CHOI, S-H; KIM, C.-S. Practical Second-order

Inelastic Analysis for Steel Frames Subjected to Distributed Load. **Engineering Structures**, v. 26, p. 51–61, 2003.

KIM, S.-E.; CHOI, S.-H. Practical second-order inelastic analysis for three-dimensional steel frames subjected to distributed load. **Thin-Walled Structures**, v. 43, n. 1, p. 135–160, 2005.

KIM, S.-E.; LEE, D.-H. Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames. **Engineering Structures**, v. 24, n. 6, p. 735–744, 2002.

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. **Projetos Mecânicos das Linhas Aéreas de Transmissão.** 2ª ed. São Paulo: Edgard Blücher, 1992.

LAVALL, A. C. C. **Uma Formulação Teórica Consistente para a Análise Não linear de Pórticos Planos pelo Método dos Elementos Finitos Considerando Barras com Imperfeições Iniciais e Tensões Residuais nas Seções Transversais**. [s.l.] Tese de Doutorado — Universidade de São Paulo, 1996.

LAVALL, A. C. C. et al. Análise avançada de pórticos de aço conforme as prescrições da ABNT NBR 8800:2008. **Revista da Estrutura de Aço**, v. 2, n. 3, p. 146–165, 2013.

LAVAL, A. C. C.; SILVA, R. G. L.; FACURY, R. H. Comportamento Elastoplástico de Pórticos de Aço Considerando as Ligações Semirrígidas Viga-Pilar. **Revista da Estrutura de Aço,** v. 1, n. 3, p. 147-166, 2012.

LIU, Y. Hybrid-member stiffness matrix accounting for geometrical nonlinearity and member inelasticity in semi-rigid frameworks. **Engineering Structures**, v. 31, n. 12, p. 2880–2895, 2009.

MACHADO, F. C. S.; SILVEIRA, R. A. DA M. Formulação inelástica de segunda ordem para sistemas estruturados em aço. **Revista Escola de Minas**, v. 58, n. 3, p. 267–277, 2005.

MCCALLEN, D. B.; ROMSTAD, K. M. A continuum model for lattice structures with geometric and material nonlinearities. **Computers and Structures**, v. 37, n. 5, p. 795–822, 1990.

MICHALOS, J.; BIRNSTIEL, C. **Movements of a cable due to changes in loading.** ASCE Transactions, v. 127, nº. 3368, p. 267-303, 1962.

MURRAY, T. M.; WILLEMS, N. **Application of direct energy minimization to the static analysis of cable supported structures**. Lawrence: Center for Research in Engineering Science. University of Kansas. (Studies in engineering mechanics Report n.33), , 1970.

NEWMARK, N. M. A Method of Computation for Structural Dynamics. **Journal of the engineering mechanics division1**, v. 85, n.3, p. 67–94, 1959.

NGO-HUU, C.; NGUYEN, P.-C.; KIM, S.-E. Second-order plastic-hinge analysis of space semi-rigid steel frames. **Thin-Walled Structures**, v. 60, p. 98–104, 2012.

NGUYEN, PHU-CUONG; KIM, S.-E. Advanced Analysis for Planar Steel Frames with Semi-rigid Connections using Plastic-zone Method. **Steel Compos. Struct.**, v. 21 n.5, p. 1121–1144, 2016.

NGUYEN, P.-C.; KIM, S.-E. Second-order spread-of-plasticity approach for nonlinear time-history analysis of space semi-rigid steel frames. **Finite Elements in Analysis and Design**, v. 105, p. 1–15, 2015.

NGUYEN, P. C.; KIM, S. E. An advanced analysis method for three-dimensional steel frames with semi-rigid connections. **Finite Elements in Analysis and Design**, 2014.

O'BRIEN, W.T., FRANCIS, A. J. **Cable movements under two-dimensional loading.** Journal of Structural Division, ASCE, v. 90, nº. 3, p.89-124, 1964.

OLIVEIRA, M. B. DE. **Estudo de Cabos Livremente Suspensos**São Carlos.Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) — Escola de Engenharia de São Carlos., , 1995.

OLIVEIRA, M. I. R. DE. **Análise estrutural de torres de transmissão de energia submetidas aos efeitos dinânmicos induzidos pelo vento.**Rio de Janeiro.Dissertação (Mestrado) - Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. 2006.

ONS. **Operador Nacional do Sistema Elétrico.** Disponível em: <http://www.ons.org.br>. Acesso em: 18 fev. 2020.

PLS. **TOWER - Anallysis and Design of Steel Latticed Tower used in Transmission and Communication Facilities.** Disponível em: <http://www.powline.com/products/tower.html>.

QILIN, Z. Incremental finite element solution for nonlinear problems of space trusses. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 20, n. 2, p. 89–104, 1991.

RAMBERG, W.; OSGOOD, W. R. **Description of stress-strain curves by three parameters.** [s.l.] Technical Note., 1943.

RIPPEL, L. I. **Estudo em túnel de vento para arrasto aerodinâmico sobre torres treliçadas de linhas de transmissão.** Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SAAFAN, S. A. **Theoretical analysis of suspension roofs.** Journal of the Structural Division, ASCE, v. 96, nº 2, p. 393-404, 1970.

SARITAS, A.; KOSEOGLU, A. Distributed inelasticity planar frame element with localized semi-rigid connections for nonlinear analysis of steel structures. **International Journal of Mechanical Sciences**, v. 96–97, p. 216–231, 2015.

SILVA, A. R. D. **Sistema computacional para análise avançada estática e dinâmica de estruturas metálicas.** Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil - Departamento de Engenharia Civil - Escola de Minas - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2009.

SILVA, R. G. L. DA. **Análise inelásticas avançada de pórticos planos de aço considerando as influências do cisalhamento e de ligações semi-rígidas**.Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Universidade Federal de Minas Gerais, p. 292, Belo Horizonte, 2010.

SILVA, R. G. L.; LAVAL, A. C. C. Inelastic Behaviour of Partially Restrained Steel Frames. **International Colloquium on Stability and Ductility of Steel Structures,** v. 2, p. 673-680, 2010.

THAI, H.-T.; KIM, S.-E. Practical advanced analysis software for nonlinear inelastic dynamic analysis of steel structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 3, p. 453–461, mar. 2011a.

THAI, H.-T.; KIM, S.-E. Nonlinear inelastic time-history analysis of truss structures. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 67, n. 12, p. 1966–1972, dez. 2011b.

TIBERT, G. **Numerical analyses of cable roof structures.** Doctoral Thesis, Royal Institute of Technology, Department of Structural Engineering, SE- 100 44 Stockholm, Sweden, 1999.

TIMOSHENKO, S. P. LXVI. On the correction for shear of the differential equation for transverse vibrations of prismatic bars. **The London, Edinburgh, and Dublin Philosophical Magazine and Journal of Science**, v. 41, n. 245, p. 744–746, 1921.

VIANA, H. F. **Análise Avançada Dinâmica de Pórticos Planos de Aço.**Belo Horizonte.Dissertação (Mestrado em Engenharia) Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, 2019.

VOGEL, U. Calibrating frames. **Stahlbau**, v. 10, n. Oct, p. 295–301, 1985.

WHITE, D. W. Plastic-hinge methods for advanced analysis of steel frames. **Journal of Constructional Steel Research**, v. 24, n. 2, p. 121–152, 1993.

XU, LI; LIU, Y.; GREIERSON, D. E. Nonlinear Analysis of Steel Framework through Direct Modification of Member Stiffness Properties. **Advanced in Engineering Software.**, v. 36, p. 312–324, 2004.

YANG, Y. B., TSAY, J. Y. **Geometric nonlinear analysis of cable structures with two-node cable element by generalized displacement control method.** International Journal of Structural Stability and Dynamics, v. 7, nº 4, p.571-588, 2007.

ZHOU, Z. H.; CHAN, S. L. Elastoplastic and large deflection analysis of steel frame by one element per member. I one hinge along member. **Journal of Structural Engineering,** v. 130, n. 4, p. 538-544, 2004.

ZUBYDAN, A. H. Inelastic second order analysis of steel frame elements flexed about minor axis. **Engineering Structures**, v. 33, n. 4, p. 1240–1250, 2011.

PPGEC – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil
Av Amazonas, 7675, Belo Horizonte-MG
www.civil.cefetmg.br/mestrado