

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE
TORRES DE TRANSMISSÃO TUBULARES VIA
SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL**

TATIANNA VENTORIM GABRIELLI

ORIENTADOR: Prof. Dr. Francisco de Assis das Neves

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Estruturas Metálicas.

Ouro Preto,
Maio de 2004.

“Que Deus não permita que eu perca o ROMANTISMO,
mesmo eu sabendo que as rosas não falam.

Que eu não perca o OTIMISMO,
mesmo sabendo que o futuro que nos espera não é assim tão alegre.

Que eu não perca a VONTADE DE VIVER,
mesmo sabendo que a vida é, em muitos momentos, dolorosa..

Que eu não perca a vontade de TER GRANDES AMIGOS,
mesmo sabendo que, com as voltas do mundo, eles acabam indo embora de nossas vidas...

Que eu não perca a vontade de AJUDAR AS PESSOAS,
mesmo sabendo que muitas delas são incapazes de ver, reconhecer e retribuir esta ajuda.

Que eu não perca o EQUILÍBRIO,
mesmo sabendo que inúmeras forças querem que eu caia.

Que eu não perca a VONTADE DE AMAR,
mesmo sabendo que a pessoa que eu mais amo, pode não sentir o mesmo sentimento por mim...

Que eu não perca a LUZ e o BRILHO NO OLHAR,
mesmo sabendo que muitas coisas que verei no mundo, escurecerão meus olhos...

Que eu não perca a GARRA,
mesmo sabendo que a derrota e a perda são dois adversários extremamente perigosos.

Que eu não perca a RAZÃO,
mesmo sabendo que as tentações da vida são inúmeras e deliciosas.

Que eu não perca o meu FORTE ABRAÇO,
mesmo sabendo que um dia meus braços estarão fracos...

Que eu não perca a BELEZA E A ALEGRIA DE VER,
mesmo sabendo que muitas lágrimas brotarão dos meus olhos e escorrerão por minha alma...

Que eu não perca a vontade de DOAR ESTE ENORME AMOR
que existe em meu coração, mesmo sabendo que muitas vezes ele será submetido e até rejeitado.

Que eu não perca a vontade de SER GRANDE,
mesmo sabendo que o mundo é pequeno...

E acima de tudo...

Que eu jamais me esqueça que Deus me ama infinitamente, que um pequeno grão de alegria e esperança dentro de cada um é capaz de mudar e transformar qualquer coisa, pois....

A VIDA É CONSTRUÍDA NOS SONHOS E
CONCRETIZADA NO AMOR!”

Francisco Cândido Xavier

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus simplesmente por tudo!

Ao meu pai e a minha mãe, pelo apoio, pela confiança e pelo amor incondicional. Enfim por vocês serem a minha base, o meu apoio e o meu exemplo!

Aos meus irmãos, Bruno e Daniella, pelo carinho e amizade. Dizem que amigo é aquele irmão que agente escolhe. Eu por sorte, mesmo sem escolher, ganhei amigos no lugar de irmãos!

Ao meu tio Marcos, pela atenção, torcida, confiança e carinho.

Ao meu amigo Edézio, com quem muito aprendi de engenharia e também da vida. Por me mostrar que o conhecimento não vale de nada quando é guardado pra si.

Aos meninos da Ox, Deilton, Cassius e Germano, por serem os amigos de toda hora. Por estarem juntos tanto nas horas boas quanto nas difíceis.

Ao Luiz Heleno pela amizade e apoio. As amigas: Andréia, Cristiane, Eliane, Meire, Renata e Xyninha, que mesmo distante continuam sendo grandes amigas.

A Silvana, Fernanda e Simone, companheiras de república. E a Fabíola, pela força e pelo companheirismo.

Aos inúmeros amigos que conquistei aqui: Aldo, Ana Amélia, Carolina, Cidinha, Fabiana, Fernanda, Fernando, Gisele, Katita, Lucas, Marcelo, Paulo, Roberto, Rodrigo, Tumate, Wellington, Willian, e diversos outros que, mesmo não citados, estarão sempre em minha memória.

Ao professor Assis pela orientação e paciência.

Ao professor Ricardo, ao Sr Walter Dornellas e a todos os professores do PROPEC.

Aos professores Assis, João e Marcílio, pela amizade.

A minha amiga Adriana e a sua família, por me fornecerem um segundo lar em Ouro Preto, onde as portas sempre estiveram abertas e onde eu sempre fui tão bem recebida.

RESUMO

O que se verifica na literatura técnica/científica é que existem pouquíssimos trabalhos relativos às torres de transmissão em perfis tubulares em contraposição ao que acontece com esse tipo de estrutura desenvolvida em perfis do tipo cantoneira.

Desta forma, para levar a cabo os estudos propostos, realizou-se inicialmente uma pesquisa bibliográfica sobre os principais trabalhos existentes na literatura técnica-científica sobre o comportamento de torres de linhas de transmissão autoportantes em perfis-cantoneira. Uma vez entendido o comportamento dessas estruturas e identificados os carregamentos e combinações de carregamentos que devem ser considerados, foi estabelecido um procedimento de dimensionamento para as torres constituídas de perfis tubulares. Não existe uma norma específica para o dimensionamento desse tipo de torre, devendo o mesmo ser realizado utilizando as normas de dimensionamento de perfis tubulares gerais, porém estando sempre de acordo com as prescrições referentes às torres de transmissão de energia.

Uma vez estabelecido o procedimento de dimensionamento, foram realizadas várias análises com o objetivo de entender o comportamento estrutural. Para isso, foi investigada a influência dos contraventamentos na capacidade de carga da estrutura; realizado um estudo do colapso progressivo com o intuito de identificar o caminho de colapso destas torres; feita uma análise do problema de flambagem elástica, para caracterização da carga crítica, e a sua relação com a carga de projeto; realizada uma análise não-linear física e geométrica, para grandes deslocamentos e deformações, visando caracterizar a reserva de resistência da estrutura em relação àquela segundo uma análise linear. Finalmente, realizou-se uma análise de vibrações livres da torre em perfis-cantoneira e em perfis tubulares para verificar se as mesmas devem ser analisadas considerando a ação dinâmica do vento.

ABSTRACT

Only few scientific works have been reported on transmission towers made of tubular profiles although angle steel structured towers are commonly studied. This work is based upon a large research of reported works on self sustained transmission towers structures. The main aspects of towers structures behaviour have been discussed and a procedure for the analysis of tubular profiled transmission towers was proposed. Since there isn't a Brazilian standard in this field, the general standard of tubular structures was used. The influence of bracings in the overall load capacity of the structure have been studied. Elastic buckling was analysed to establish the relation of the critical load and the design load. The structure's progressive collapse was used in order to identify the path of collapse. Fully non linear analysis was used to evaluate the improvement of structural resistance when compared with linear analysis. Finally, a dynamic analysis of typical tubular and angle steel transmission tower was made to verify if wind dynamic effect should be always considered.

ÍNDICE

| | |
|--|------------|
| Resumo | V |
| Abstract | VI |
| Lista de gráficos | X |
| Lista de figuras | XI |
| Lista de tabelas | XV |
| Lista de símbolos | XVI |
| | |
| 1 – Introdução | 01 |
| 1.1 – Apresentação | 01 |
| 1.2 – Objetivos e perspectivas | 02 |
| 1.3 – Escopo do trabalho | 03 |
| | |
| 2 – Revisão bibliográfica | 05 |
| | |
| 3 – Descrição e caracterização | 12 |
| 3.1 – Introdução | 12 |
| 3.2 – Classificação das torres | 15 |
| 3.3 – Identificação das subestruturas | 16 |
| 3.4 – Tipos e influências dos contraventamentos | 19 |
| 3.5 – Normas e especificações | 21 |
| 3.6 – Cargas atuantes | 22 |
| 3.7 – Hipóteses de cálculo | 23 |
| 3.8 – Modelagem | 23 |
| | |
| 4 – Dimensionamento de torres em perfis cantoneiras e em perfis tubulares --- | 25 |
| 4.1 – Introdução | 25 |
| 4.2 – Cargas aplicadas | 26 |

| | |
|---|-----------|
| 4.2.1 – Cargas devido ao peso próprio da estrutura ----- | 26 |
| 4.2.2 – Cargas nos pontos de fixação dos cabos ----- | 26 |
| 4.2.3 – Cargas de vento na estrutura ----- | 29 |
| 4.3 – Dimensionamento ----- | 33 |
| 4.3.1 – Dimensionamento de barras comprimidas ----- | 35 |
| 4.3.1.1 – Perfis cantoneiras ----- | 35 |
| 4.3.1.2 – Perfis tubulares ----- | 39 |
| 4.3.2 - Dimensionamento de barras tracionadas ----- | 40 |
| 4.3.2.1 – Perfis-cantoneira ----- | 40 |
| 4.3.2.2 – Perfis tubulares ----- | 42 |
| 4.4 – Fluxogramas de dimensionamento ----- | 43 |
| 4.5 – Características de perfis-cantoneira e tubulares ----- | 46 |
| 5 – Modelagem matemática - numérica ----- | 54 |
| 5.1 – Introdução ----- | 54 |
| 5.2 – Metodologia ----- | 54 |
| 5.3 – Modelo estrutural ----- | 57 |
| 5.4 – Modelagem ----- | 65 |
| 5.5 – Dimensionamento da torre em perfil cantoneira e em perfil tubular ----- | 67 |
| 5.6 – Estudo dos contraventamentos ----- | 69 |
| 5.7 – Análise realizadas ----- | 76 |
| 5.7.1 – Colapso progressivo ----- | 76 |
| 5.7.2 – Cargas de flambagem ----- | 78 |
| 5.7.3 – Análise de vibrações livres ----- | 79 |
| 6 – Apresentação e análises de resultados ----- | 82 |
| 6. 1 – Introdução ----- | 82 |
| 6.2 – Dimensionamento tubo x cantoneira ----- | 83 |
| 6.2.1 – Análise de resultados ----- | 92 |
| 6.3 – Contraventamentos ----- | 93 |
| 6.3.1 – Análise de resultados ----- | 99 |

| | |
|--|----------------|
| 6.4 – Flambagem----- | 101 |
| 6.4.1 – Análise de resultados ----- | 107 |
| 6.5 – Colapso progressivo ----- | 108 |
| 6.5.1 – Análise de resultados ----- | 111 |
| 6.6 – Análise de vibrações livres ----- | 111 |
| 6.6.1 – Análise de resultados ----- | 116 |
| 6.7 – Análise não-linear ----- | 117 |
| 6.7.1 – Análise de resultados ----- | 119 |
| 7 – Conclusões e Sugestões ----- | 120 |
| 7.1 – Conclusões finais ----- | 120 |
| 7.2 – Sugestões para trabalhos futuros ----- | 122 |
| 8 – Referências Bibliográficas----- | 124 |
| -- | |

Anexos

Anexo I

Anexo II

LISTA DE GRÁFICOS

CAPÍTULO 4

| | |
|---|----|
| Gráfico 4.1 – Fator de efetividade (α) ----- | 28 |
| Gráfico 4.2 – Relação entre as veloc. médias a 10 m de altura(NBR-5422/1985)- | 31 |
| Gráfico 4.3 – Coeficiente de arrasto (NBR – 5422/1985)----- | 33 |

CAPÍTULO 6

| | |
|---|-----|
| Gráfico 6.1 – Esforço máximo de compressão ----- | 90 |
| Gráfico 6.2 – Esforço máximo de tração ----- | 91 |
| Gráfico 6.3 – Deslocamento para cada etapa de aplicação de carga ----- | 110 |
| Gráfico 6.4 – Gráfico 6.4 – Diagrama tensão x deformação considerado. ----- | 118 |
| Gráfico 6.5 – Gráfico 6.5 – Caminho de equilíbrio ----- | 119 |

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – a) M1, b) M2 e c) M3 (Rao e Kalyanaraman,2000). ----- | 09 |
| Figura 2.2 – Módulo de estrutura treliçada, K-contraventada (Rao e Kalyanaraman, 2000). ----- | 10 |
| Figura 2.3 – Modelo reticulado espacial (Oliveira,2002) ----- | 11 |

CAPÍTULO 3

| | |
|--|----|
| Figura 3.1 – Elementos básicos que compõem torres de transmissões (Rao e Kalyanaraman, 2001).----- | 13 |
| Figura 3.2 – Torres tipo: a)Estaiada, b)Tronco piramidal e c) Tipo delta.(internet) - | 14 |
| Figura 3.3 – Tipo de torre quanto à disposição dos condutores (Gontijo, 1994) --- | 15 |
| Figura 3.4 – Torre tronco piramidal (Gontijo, 1994) ----- | 17 |
| Figura 3.5 – Torre tipo delta (Gontijo, 1994) ----- | 18 |
| Figura 3.6 – a) Contraventamento cruzado (internet) e b) Contraventamento em zig-zag ----- | 19 |

CAPÍTULO 4

| | |
|---|----|
| Figura 4.1 – Esquema ilustrativo das cargas no ponto de fixação dos cabos.----- | 27 |
| Figura 4.2 – Vão gravante e vão de vento ----- | 29 |
| Figura 4.3 – Velocidade básica do vento (m/s) (NBR – 5422/1985) ----- | 32 |
| Figura 4.4 – Ângulo de incidência (NBR – 5422/1985) ----- | 33 |
| Figura 4.5 – Compacidade de perfil cantoneira e tubular ----- | 35 |
| Figura 4.6 – Cálculo da área líquida da cantoneira (Gontijo, 1994). ----- | 41 |
| Figura 4.7 – Organograma de dimensionamento de peças de torres em perfil cantoneira ----- | 44 |
| Figura 4.8 – Organograma de dimensionamento de peças de torres em perfil | 45 |

| | |
|---|----|
| tubular ----- | |
| Figura 4.9 – Centro de cisalhamento e centro de gravidade ----- | 47 |
| Figura 4.10 – Propriedades geométricas dos perfis ----- | 48 |
| Figura 4.11 – Esquema do perfil ----- | 49 |
| Figura 4. 12 – Exemplos de ligações entre perfis cantoneira.----- | 53 |

CAPÍTULO 5

| | |
|---|----|
| Figura 5.1 – Níveis de aplicação de carga de vento. (valores em metros). ----- | 58 |
| Figura 5.2 – Hipótese de carga 1 (KN) ----- | 60 |
| Figura 5.3 – Hipótese de carga 2A (KN) ----- | 61 |
| Figura 5.4 – Hipótese de carga 2B (KN) ----- | 61 |
| Figura 5.5 – Hipótese de carga 3C (KN) ----- | 62 |
| Figura 5.6 – Hipótese de carga 3D (KN) ----- | 62 |
| Figura 5.7 – Hipótese de carga 3E (KN) ----- | 63 |
| Figura 5.8 – Hipótese de carga 4 (KN) ----- | 63 |
| Figura 5.9 – Hipótese de carga 5 (KN) ----- | 64 |
| Figura 5.10 – Hipótese de carga 6 (KN) ----- | 64 |
| Figura 5.11 – Propriedade elemento beam 44.----- | 65 |
| Figura 5.12 – Vista em perspectiva da torre estudada: a) sem contraventamentos secundários e b) torre completa. ----- | 66 |
| Figura 5.13 – Hipótese de carga 1 e condições de apoio ----- | 68 |
| Figura 5.14 – Condições de apoio e carregamento ----- | 71 |
| Figura 5.15 – Contraventamento 1----- | 71 |
| Figura 5.16 – Contraventamento 2 ----- | 72 |
| Figura 5.17– Contraventamento 3 ----- | 72 |
| Figura 5.18 – Contraventamento 4 ----- | 73 |
| Figura 5.19 – Contraventamento 5 ----- | 73 |
| Figura 5.20 – Contraventamento 6 ----- | 74 |
| Figura 5.21 – Contraventamento 7 ----- | 74 |
| Figura 5.22 – Contraventamento 8 ----- | 75 |
| -- | |

| | |
|--|----|
| Figura 5.23 – Contraventamento 9 | 75 |
|--|----|

CAPÍTULO 6

| | |
|--|-----|
| Figura 6.1 – Estrutura deformada (hipótese 1) (Esc 1:10)..... | 85 |
| Figura 6.2 – Estrutura deformada (hipótese 2a) (Esc 1:20)..... | 86 |
| Figura 6.3 – Estrutura deformada (hipótese 2b) (Esc 1:20)..... | 86 |
| Figura 6.4 – Estrutura deformada (hipótese 3c) (Esc 1:20)..... | 87 |
| Figura 6.5 – Estrutura deformada (hipótese 3d) (Esc 1:10)..... | 87 |
| Figura 6.6 – Estrutura deformada (hipótese 3e) (Esc 1:10)..... | 88 |
| Figura 6.7 – Estrutura deformada (hipótese 4) (Esc 1:10)..... | 88 |
| Figura 6.8 – Estrutura deformada (hipótese 5) (Esc 1:20)..... | 89 |
| Figura 6.9 – Estrutura deformada (hipótese 6) (Esc 1:20)..... | 89 |
| Figura 6.10 – Localização das barras que possuem esforços máximos para a hipótese de carga mais crítica (hipótese 1) | 91 |
| Figura 6.11 – Deformada do modelo de contraventamento 1a (Esc 1:54)..... | 95 |
| Figura 6.12 – Deformada do modelo de contraventamento 2a (Esc 1:20)..... | 95 |
| Figura 6.13 – Deformada do modelo de contraventamento 3a (Esc 1:54)..... | 96 |
| Figura 6.14 – Deformada do modelo de contraventamento 4 (Esc 1:14)..... | 96 |
| Figura 6.15 – Deformada do modelo de contraventamento 5 (Esc 1:14)..... | 97 |
| Figura 6.16 – Deformada do modelo de contraventamento 6 (Esc 1:18)..... | 97 |
| Figura 6.17 – Deformada do modelo de contraventamento 7 (Esc 1:18)..... | 98 |
| Figura 6.18 – Deformada do modelo de contraventamento 8 (Esc 1:14)..... | 98 |
| Figura 6.19 – Deformada do modelo de contraventamento 9 (Esc 1:15)..... | 99 |
| Figura 6.20 – Modo crítico de flambagem para hipótese 1, sem modelar os contraventamentos secundários- $\lambda = 0,38$ (Esc 1:154)..... | 102 |
| Figura 6.21 – Modo crítico de flambagem para hipótese 1, ($\lambda_i = 1,30$) (Esc 1:154)- | 102 |
| Figura 6.22 – Modo crítico de flambagem para hipótese 2a, ($\lambda_i = 1,88$) (Esc 1:167)- | 103 |
| Figura 6.23 – Modo crítico de flambagem para hipótese 2b, ($\lambda_i = 2,68$) (Esc 1:167)- | 103 |
| Figura 6.24 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3c, ($\lambda_i = 2,65$) (Esc 1:167)- | 104 |
| Figura 6.25 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3d, ($\lambda_i = 3,06$) (Esc 1:154)- | 104 |
| Figura 6.26 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3e, ($\lambda_i = 2,61$) (Esc 1:154)- | 105 |

| | |
|--|-----|
| Figura 6.27 – Modo crítico de flambagem para hipótese 4, ($\lambda_i = 1,77$) (Esc 1:167)- | 105 |
| Figura 6.28 – Modo crítico de flambagem para hipótese 5, ($\lambda_i = 4,82$) (Esc 1:154)- | 106 |
| Figura 6.29 – Modo crítico de flambagem para hipótese 5, ($\lambda_i = 5,00$) (Esc 1:167)- | 106 |
| Figura 6.30 – Identificação da sequência colapso ----- | 109 |
| Figura 6.31 – Estrutura deformada para o colapso generalizado (Esc 1,7)----- | 110 |
| Figura 6.32 – 1º forma modal para torre cantoneira – modo de flexão local na direção transversal, 2,5741 Hz.. (Esc 1:5,1).----- | 112 |
| Figura 6.33 – 1º forma modal para torre tubular – modo de flexão local na direção transversal, 2,7925 Hz. (Esc 1:10).----- | 113 |
| Figura 6.34 – 2º forma modal para torre cantoneira – modo de flexão global na direção longitudinal, 2,8955 Hz. (Esc 1:11).----- | 113 |
| Figura 6.35 – 2º forma modal para torre tubular – modo de flexão global na direção longitudinal, 3,0724 Hz. (Esc 1:11).----- | 114 |
| Figura 6.36 – 3º forma modal para torre cantoneira – vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,1099 Hz. (Esc 1:5,1).----- | 114 |
| Figura 6.37 – 3º forma modal para torre tubular – vibração das pernas principais na direção longitudinal e transversal, 3,4479 Hz. (Esc 1:7,7).----- | 115 |
| Figura 6.38 – 4º forma modal para torre cantoneira - vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,3939 Hz. (Esc 1:6,4).----- | 115 |
| Figura 6.39 – 4º forma modal para torre tubular - vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,5825 Hz. (Esc 1:4,5).----- | 116 |

ANEXO 1

Figura A1.1 – Vista frontal

Figura A1.2 – Vista lateral

Figura A1 3 – Cortes

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 4

| | |
|---|----|
| Tabela 4.1 – Coeficientes de rugosidade do terreno (NBR - 5422/1985). ----- | 31 |
| Tabela 4.2 – Coeficientes de correção n (NBR - 5422/1985). ----- | 31 |
| Tabela 4.3 – Valores de Ct (Gontijo, 1994). ----- | 41 |
| Tabela 4.4 – Propriedades geométricas das seções ----- | 49 |

CAPÍTULO 5

| | |
|--|----|
| Tabela 5.1 – Características básicas ----- | 57 |
| Tabela 5.2 – Carga de peso próprio nos níveis.----- | 58 |
| Tabela 5.3 – Carga de vento no diversos níveis. (valores em kN). ----- | 59 |
| Tabela 5.4 – Carregamento aplicado no módulo de contraventamento (kN)----- | 70 |

CAPÍTULO 6

| | |
|---|-----|
| Tabela 6.1 – Propriedades geométricas dos tubos “VALLOUREC & MANNESMANN” ----- | 84 |
| Tabela 6.2 – Propriedades geométricas dos perfis “GERDAU” ----- | 85 |
| Tabela 6.3 – Deslocamentos máximos e mínimos (cm) ----- | 90 |
| Tabela 6.4 – Quadro resumo dos valores obtidos para o dimensionamento em termos dos pesos dos elementos constituintes da torre (kg) ----- | 90 |
| Tabela 6.5 – Pesos e deslocamentos obtidos para os modelos de contraventamento | 93 |
| Tabela 6.6 – Características da modelagem usadas para os contraventamentos ----- | 94 |
| Tabela 6.7 – Razão de flambagem ----- | 101 |
| Tabela 6.8 – Detalhamento do colapso com deslocamentos em (cm). ----- | 109 |
| Tabela 6.9 – Frequências naturais de vibração para a torre (Hz) ----- | 112 |

LISTA DE SÍMBOLOS

LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

A – área da seção;

Ae – Área líquida efetiva da seção transversal;

Ag - Área bruta da seção transversal;

ALT – Altitude média da região de implantação da linha;

An – Área líquida da seção transversal;

Ca – Carga aplicada;

Cat, CaL – Coeficiente de arrasto próprio da face 1 e 2 para um vento perpendicular;

Ci – Carga que causa instabilidade.

Ct – Coeficiente de redução da área líquida;

De – Diâmetro externo do tubo;

Di – Diâmetro interno do tubo;

E – Módulo de elasticidade do aço;

Fu – Limite de resistência à tração do aço;

Fy - Tensão limite de escoamento do aço;

H – Altura em que se encontra o elemento estudado;

Ix – Momento de inércia em relação ao eixo x;

Iy – Momento de inércia em relação ao eixo y;

J – Momento de inércia à torção;

K – Parâmetro que leva em consideração o tipo da condição de extremidade;

Kd – Coeficiente de correção do período de integração;

Ke – Matriz de rigidez elástica linear;

Kge – matriz de rigidez geométrica;

Kg – Coeficiente de ponderação;

Kr – Coeficiente de rugosidade do terreno;

Kt1 – Coeficiente de ponderação para as cargas transversais devidas à ação do vento;

K_{t2} – Coeficiente de ponderação para as cargas transversais devidas à componente transversal da força de tração dos cabos;
K_v – 1,5 para vão gravante máximo e 1,0 para vão gravante mínimo;
L – Comprimento do elemento;
M – Matriz de massa da estrutura;
N_c - Resistência à compressão;
N_{cf} – Número de cabo por fase;
N_{cf} – Número de cabo por fase;
N_t – Resistência à tração;
P_c – Peso do cabo ou pára-raios por unidade de comprimento;
P_{cf} – Peso das cadeias de isoladores e das ferragens de fixação dos cabos;
P_E – Carga crítica de EULER
R – Raio de curvatura;
S_i – Área da cadeia de isoladores projetada ortogonalmente sobre um plano vertical;
S_t, S_L – É a área líquida total de uma face projetada ortogonalmente sobre o plano vertical;
T – Período;
T₀ – Valor máximo de tração no cabo durante a vida útil da linha;
T_c -Tensão resistente de compressão;
U_n – modo de vibração associado.
U_x – Deslocamento na direção x;
U_y – Deslocamento na direção y;
U_z – Deslocamento na direção z;
V_b – Velocidade básica do vento;
V_g – Vão gravante ou vão de peso da estrutura;
V_v – Vão de vento da torre;
Z – Coeficiente que considera o rompimento dos cabos;

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

b – Comprimento da aba da cantoneira;

d – diâmetro nominal do furo acrescido de 2 mm;
dc – Diâmetro do cabo condutor ou pára-raios;
f – Frequência.
g – Espaçamento entre furos na direção perpendicular à força de tração;
kl – Coeficiente de ponderação para cargas longitudinais;
n – Coeficiente de correção da velocidade do vento em função da altura;
q₀ – Pressão de vento;
r – raio de giração mínimo do perfil;
s – Espaçamento entre dois furos na direção paralela à força de tração;
t – espessura da cantoneira;
tc – Temperatura coincidente, em °C;
w – 1,0- torre em ângulo na extremidade da linha; 0,5- torre em ângulo no meio da linha;

LETRAS GREGAS

α – Fator de efetividade;
 γ – Valor do ângulo de mudança de direção da linha da torre;
 λ – Parâmetro de esbeltez;
 λ_c – Parâmetro de carga;
 λ_i – Razão de instabilidade;
 ρ - coeficiente redutor de resistência;
 φ – Ângulo de incidência do vento;
 θ – Ângulo de incidência do vento;
 ω_n – frequência natural de ordem n.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – APRESENTAÇÃO

Devido à abundância de recurso hídrico, grande parte da energia gerada no Brasil provém das inúmeras usinas hidrelétricas, que são as principais fontes de energia do país. As usinas nem sempre estão perto das regiões onde será utilizada a energia por ela gerada, logo a energia é levada para as mais diversas localidades do país e até para o exterior através de linhas de transmissão. As linhas de transmissão passam dentro de grandes cidades, de florestas, estradas, etc, e para não causar problemas tais como, interferência em rádios e televisões, ruído, impacto ambiental e até possíveis danos à saúde devido aos campos eletromagnéticos, vários aspectos devem ser considerados no projeto das linhas. O projeto visa uma linha de transmissão que tenha perdas energéticas mínimas, custo reduzido, segurança e menor impacto ambiental possível. As linhas são suportadas por torres de transmissão de energia, que são objeto deste estudo.

Torres de transmissão de energia elétrica (T.E.E.) são estruturas treliçadas, geralmente constituídas com perfis-cantoneira de aço tanto para as pernas principais quanto para os membros de contraventamento. As ligações são realizadas parafusando diretamente uma cantoneira na outra ou por meio de chapas de ligação (gusset plates). A fim de diminuir o comprimento destravado e aumentar a resistência à flambagem das pernas principais e dos contraventamentos primários, esses membros são contraventados lateralmente por contraventamentos secundários. Para obtenção da capacidade de carga de projeto, essas torres, em geral, são analisadas usando métodos estáticos lineares, supondo as ligações concêntricas e articuladas e os membros sujeitos apenas a forças axiais e a pequenas deformações. Devido a essas suposições, os esforços nos contraventamentos secundários são considerados insignificantes, e a sua resistência e rigidez mínima são definidas por normas técnicas.

Porém, as pernas e os contraventamentos principais não são carregados apenas axialmente, nem os esforços nos contraventamentos secundários são insignificantes devidos os seguintes efeitos:

- As pernas principais são geralmente contínuas em cada módulo;
- Normalmente a ligação é feita em apenas uma das abas da cantoneira, logo a transferência de força é excêntrica;
- As ligações são semi-rígidas devido à deformação local da aba da cantoneira causada pela força concentrada do parafuso;
- A deformação dos membros comprimidos aumenta com o momento fletor (efeito $P-\Delta$).

Embora alguns desses efeitos não sejam observados nas torres em perfis tubulares, devido às peculiaridades da sua seção transversal. Muitos dos efeitos acima citados devem ser considerados e outros devem ser investigados especificamente para este tipo de perfil.

Nos capítulos seguintes será feita referência aos efeitos expostos acima.

1.2 – OBJETIVOS E PERSPECTIVAS

Em geral, as Torres TEE são modeladas como treliças espaciais, sendo que a continuidade das pernas principais sugere uma análise como pórtico espacial com as diagonais rotuladas nas extremidades. Alguns projetistas analisam estas estruturas levando em conta os efeitos não-lineares físicos e geométricos. Geralmente, a modelagem de torres de transmissão é realizada como treliça espacial, com carregamento estático e sem considerar os efeitos não-lineares. O uso de perfis-cantoneira faz necessário o uso de um grande número de contraventamentos secundários, para assim reduzir os comprimentos destravados dos elementos. Já o perfil tubular, devido às suas propriedades geométricas, que apresentam vantagens em relação aos perfis-cantoneira, pode levar a uma redução da quantidade de contraventamentos secundários.

Não bastasse a desvantagem estrutural em relação aos perfis tubulares, há o agravante de que as cantoneiras são conectadas por apenas uma das abas, além do mais, a conexão é sempre excêntrica, e na grande maioria realizada por apenas um parafuso. Este tipo de ligação, fora do setor elétrico, é evitado e às vezes até proibido.

Neste trabalho, a proposta é investigar a viabilidade técnica e custo da construção de torres de transmissão, usando perfis de aço tubulares de seção circular. Para isto faz-se inicialmente comparações de peso em aço, esforços internos (membros e ligações) e deslocamentos resultantes para torres em perfis-cantoneira e em perfis tubulares.

Vários fatores levam a este estudo: os perfis tubulares são mais eficientes estruturalmente que os perfis-cantoneira, fato este que pode ser comprovado comparando a resistência de duas colunas quaisquer com a mesma área de seção transversal, uma em perfis-cantoneira e outra em perfil tubular. As cantoneiras são conectadas por apenas uma das abas, perdendo assim cerca de 50% da seção transversal na conexão, além da conexão ser sempre excêntrica, e na grande maioria realizada por apenas um parafuso. Já no caso de perfil tubular há a necessidade de fabricar extremidades especiais que permitem melhores conexões, embora de custo elevado.

Nas Torres TEE, como a que será estudada neste trabalho, os esforços principais são os esforços horizontais oriundos da carga de vento. Nas torres em perfis-cantoneira estes esforços horizontais podem ser maiores que nas torres em perfis tubulares, devido ao coeficiente de arrasto que influencia diretamente na carga de vento. Para torres em perfis-cantoneira pode o coeficiente de arrasto ser 1,7 vez maior que para torres em perfil tubular, dependendo da relação entre a área bruta e a área líquida do painel.

1.3 – ESCOPO DO TRABALHO

A seguir é apresentado o escopo do trabalho, descrevendo o que está sendo abordado em cada capítulo.

No capítulo 2 é realizada uma revisão bibliográfica de trabalhos sobre torres de transmissão de energia, sendo a maior parte dos trabalhos citados referentes a torres em perfis-cantoneira.

No capítulo 3 é apresentado, em detalhes, as classificações das torres, os elementos que constituem a torre, os tipos de contraventamento, as cargas atuantes, as hipótese de cálculo e as normas utilizadas.

No capítulo 4 é descrito o procedimento para cálculo das cargas de projeto. Os procedimentos para dimensionamento de torres em perfis-cantoneira e em perfis tubulares são detalhados e apresentados por meio de fluxograma. Ainda neste capítulo é realizada uma comparação entre os resultados obtidos para as cargas de flambagem, utilizando-se os perfis-cantoneira e tubulares.

No capítulo 5 são apresentados a metodologia do trabalho, o modelo estrutural, os carregamentos considerados, as hipóteses de cálculo, a modelagem utilizada e as análises realizadas. Essas análises compreendem: o estudo da influência dos contraventamentos, a análise de colapso progressivo, análise da carga de flambagem e análise modal da estrutura.

No capítulo 6 são apresentados os resultados das diversas análises e conclusões referentes a cada análise.

E para finalizar, no capítulo 7 são apresentadas as conclusões finais deste trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Na literatura técnica/científica encontram-se pouquíssimos trabalhos relativos às torres de transmissão em perfis tubulares, em contraposição ao que acontece com esse tipo de estrutura projetadas em perfis-cantoneira. Por esse motivo, esta revisão bibliográfica é praticamente toda dirigida a estudos realizados com perfis-cantoneira. Esses estudos servirão de base para estudos similares, porém realizados com perfis tubulares.

Os trabalhos citados se referem às pesquisas desenvolvidas buscando caracterizar a influência da rigidez das ligações, dos efeitos da não-linearidade, da reserva de resistência plástica da estrutura, da consideração da excentricidade das ligações do perfil-cantoneira, da influência do contraventamento, seja simples ou cruzado, dos aspectos refinados de modelagem em elementos finitos de forma a captar o real comportamento dessas estruturas e estimar a capacidade de carga última da estrutura.

Embora existam inúmeros trabalhos na literatura técnica-científica abordando o problema dinâmico de torres de linhas de transmissão, os trabalhos reportados a seguir, na sua maioria, se referem ao comportamento estático deste tipo de estrutura.

ROY (1984) estudou o efeito da rigidez das ligações e o efeito dos grandes deslocamentos em torres altas submetidas a cargas de grande magnitude e concluiu que estas torres são mais flexíveis e os efeitos de segunda ordem mais pronunciados que as torres baixas.

CHUENMEI (1984) e SHAN (1988) usaram elementos de placa para modelar todos os membros da torre, o que é pouco prático para a análise de uma torre completa, devido ao número excessivo de graus de liberdade gerados. RAJMANE (1992) usou elementos de viga-coluna com sete graus de liberdade por nó, incluindo o efeito do empenamento, para analisar os módulos de contraventamento considerando a

excentricidade. RAO e KALYANARAMAN (1997) apresentaram em seu trabalho detalhes de uma análise não-linear de um painel de uma torre treliçada, considerando os efeitos da não linearidade.

ALBERMANI e KITIPORNCHAI (1992), desenvolveram uma técnica analítica não-linear para prever e simular o comportamento estrutural final de torres de transmissão autoportantes sob condições de carga estática. O método considera os efeitos da não-linearidade geométrica e do material e trata os membros da torre como elementos de viga-coluna. O “software” desenvolvido, AK TORRE, foi usado para prever o comportamento final de duas torres testadas em escala real na Austrália.

HOPKINS et al. (1994) apresenta um modelo simplificado do mecanismo de flambagem que ocorre em elementos esbeltos de aço delgados, carregados axialmente à compressão. Este modelo foi usado para prever a carga máxima de flambagem de determinadas estruturas, e as comparações foram feitas com resultados de teste em escala integral. Os resultados obtidos com o método apresentado não são tão exatos quanto àqueles usando o método dos elementos finitos, obtidos a partir de uma análise elasto-plástica e considerando grandes deslocamentos. Entretanto, fornece a carga máxima das torres com aproximação razoável. O programa foi usado para estimar as cargas de colapso de estruturas, que já haviam sido testadas em escala real anteriormente. Os resultados mostraram uma razoável aproximação com aqueles dos testes em escala real, com erro máximo de 15%.

HUI (1996) apresentou detalhes da análise não-linear geométrica de torres de transmissão para traçar o caminho de equilíbrio. Modelou as pernas principais com elementos de viga-coluna e os contraventamentos com elementos de treliça.

RODRIGUES (1999) estudou a ação dinâmica do vento em torres de transmissão do tipo autoportante e estaiada. As torres analisadas entraram em colapso para velocidades de vento inferiores a velocidade de projeto.

VELOSO (2000) realizou uma análise dos sistemas de contraventamento de torres de transmissão e pórticos de subestações de energia. Ela estudou o comportamento dos contraventamentos simples e dos contraventamentos cruzados, efetuados com cantoneiras carregadas por apenas uma aba, a fim de entender a interação entre a diagonal comprimida e a diagonal tracionada. VELOSO (2000), além de

esclarecer questões relativas ao comportamento dos sistemas de contraventamento, também fornece alguns critérios de análise e projeto com cunho prático.

ALBERMANI e KITIPRNCHAI (2003) descreveram em seu trabalho uma modelagem não-linear, levando em consideração vários efeitos para simular e avaliar a resposta última de estruturas de transmissão. Nessa análise, todos os membros são modelados com elementos de viga-coluna, inclusive os contraventamentos secundários. São levados em conta a não-linearidade física e geométrica e a flexibilidade das ligações. Foram realizados os seguintes estudos de caso:

Caso 1 → Foi projetado e testado torres para o novo circuito duplo suspenso de 300KV na Austrália. Oito condições de carregamento foram especificadas para as torres. A torre foi testada em escala real para 100% da carga última de projeto e, como esperado, passou no teste para todas as condições de carregamento. A técnica de análise não-linear previu corretamente a carga e o módulo de colapso;

Caso 2 → A técnica foi usada para reformar torres construídas no princípio de 1980, que entraram em colapso devido à carga de vento maior que a esperada. A análise foi feita para uma carga de vento superior àquela especificada por norma e foram então identificadas as áreas mais susceptíveis a entrarem em colapso. Com base nesses resultados foi realizado um projeto de reforço das torres;

Caso 3 → A atual linha de transmissão de 400KV, projetada a quase 45 anos, foi analisada para suportar linhas de transmissões mais pesadas. Usando essa técnica de análise não-linear, foram detectados os reforços necessários para suportar a nova linha;

Nos casos 2 e 3 não foram realizados testes em escala real devido a inúmeras dificuldades.

RAO e KALYANARAMAN (2000) fizeram uma análise considerando a não-linearidade física e geométrica de torres treliçadas e isoladamente de cantoneiras comprimidas, pertencentes a torres treliçadas, usando o “software” MSC NASTRAN considerando todos os efeitos citados no item 1.1. Os resultados foram calibrados com resultados de teste em escala real e comparados com as recomendações de normas técnicas. As análises realizadas por RAO e KALYANARAMAN (2000) foram divididas em três estudos: cantoneira comprimida, estruturas treliçadas e contraventamento secundário. Os resultados serão descritos a seguir:

- Cantoneiras comprimidas

Cantoneiras sem imperfeições iniciais, comprimidas, carregadas no seu centro de cisalhamento deveriam entrar em colapso por flambagem com o valor de carga crítica dada pela equação de Euler.

O British Standards Institute (1998), ASCE (1991) e o Bureau of Indian Standards (1992) especificam o método que modifica o índice de esbeltez do membro, de acordo com a posição geométrica do membro na altura da torre e com a excentricidade da ligação. Este método leva em conta os efeitos das tensões residuais, imperfeições e condições de contorno.

A aplicação de normas técnicas para o cálculo da resistência teórica das torres de transmissão fornece: resultados conservadores, quando comparada com testes realizados considerando a cantoneira submetida apenas à compressão concêntrica; e resultados não-conservadores, quando comparada com testes em cantoneiras submetidas à compressão excêntrica.

Na análise pelo método dos elementos finitos considerando as não-linearidades, foram levados em conta os efeitos citados no item 1.1. Em membros sob carregamento concêntrico, a amplitude da imperfeição inicial foi de 0.001 vezes o comprimento (comprimento/1000), e em membros com carregamento excêntrico não foi utilizada imperfeição inicial. Foram usados três modelos, como é mostrado e descrito a seguir:

M1 → A cantoneira foi modelada usando elementos viga-coluna ao longo do centróide da seção e o carregamento excêntrico foi aplicado por meio de uma ligação rígida entre o centróide e o ponto de aplicação da carga.

M2 → Os segmentos principais, correspondentes às extremidades do elemento, foram modelados como elemento de viga-coluna, num trecho de 0,2 vezes o comprimento. O trecho central foi modelado com elemento de placa. Quando a transmissão de força é feita por chapas de ligação (*gusset plates*) nas extremidades, um trecho de 0.2 vezes o comprimento, na extremidade, é também modelada com elemento de placa.

M3 → Todo o comprimento é modelado com elementos de placa.

Os modelos M1, M2 e M3 são mostrados na figura 2.1.

O resultado da análise para os três modelos adotados se aproximam bem dos resultados dos testes, sendo os modelos M2 e M3 os que apresentam os melhores resultados.

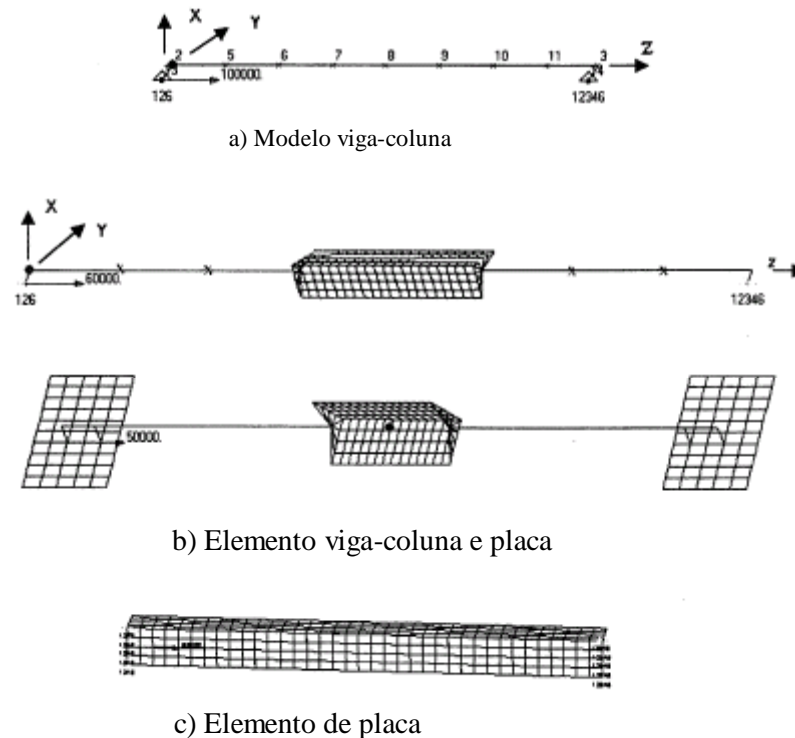


Figura 2.1 – Modelos de cantoneira: a) M1, b) M2 e c) M3 (Rao e Kalyanaraman, 2000)

▪ Estruturas treliçadas

RAJMANI (1992) testou em escala real estruturas treliçadas planas com perfis-cantoneira e NATARAJA (1991) testou em escala real estruturas planas e tridimensionais contraventadas em forma de K e X.

A resistência de estruturas treliçadas baseada em normas técnicas é obtida de uma análise elástica linear de modelos treliçados com ligações concêntricas. Comparando as resistências obtidas das normas com resultados dos testes, vê-se que as normas, ora subestima, ora superestima a resistência.

A análise numérica foi feita usando dois modelos de treliça: o modelo de ligação flexível (FJM) e o modelo de ligação rígida, sendo que o primeiro usou os modelos de cantoneira M1 e M2 e o segundo usou apenas M1. A imperfeição adotada foi de comprimento/1000.

Comparando os resultados da análise numérica com os testes experimentais, verificou-se uma boa concordância entre os seus valores, com erro máximo de 8%.

▪ Contraventamento secundário

Na prática, os contraventamentos secundários são projetados por indicações de normas técnicas, como as especificada a seguir:

British Code (1998)→ A força aplicada no contraventamento secundário é uma porcentagem da força no membro contraventado, sendo esta porcentagem relacionada com a esbeltez do membro. A força no contraventamento secundário deve também ser analisada com uma força de 2,5% daquela verificada na perna principal.

ASCE Manual (1991)→ Restringe a esbeltez do contraventamento secundário a no máximo 330, e sugere que a força no contraventamento secundário seja de 0.5 a 2.5% da força do membro contraventado.

IS:8902 (1992) → Especifica apenas o limite de esbeltez a no máximo 250.

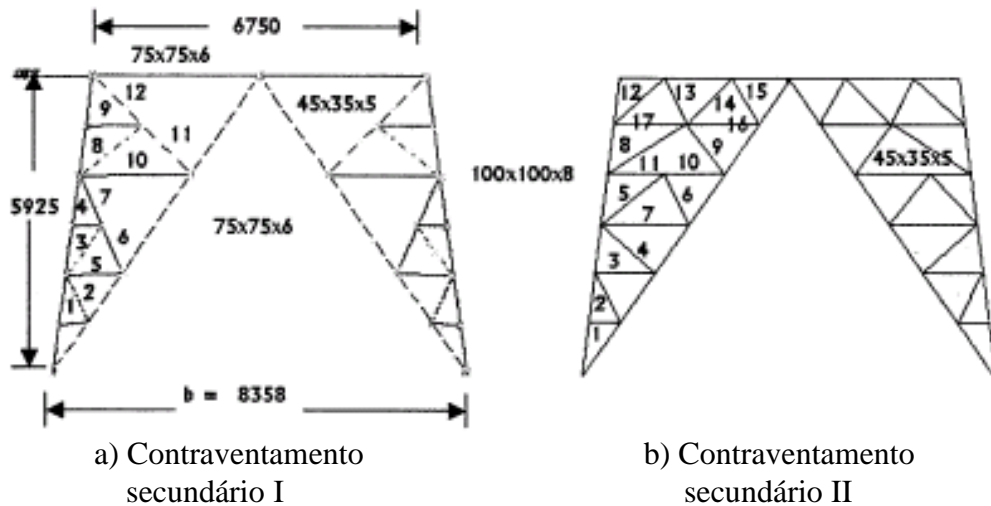


Figura 2.2 – Módulo de estrutura treliçada, contraventada em forma de K (Rao e Kalyanaraman, 2000).

Foi feita uma análise não-linear de um módulo típico de uma estrutura treliçada, tridimensional, contraventada em forma de K, com a finalidade de avaliar as forças nos contraventamentos secundários, como ilustrado na figura 2.2. Esta análise numérica foi

comparada com as indicações das normas técnicas e constatou-se que a especificação da British Code (1998) é pobre em comparação com àquela da ASCE (1991), que tem uma aproximação melhor. Concluiu-se que um bom método para projetar contraventamentos secundários é usar 1.3% da força atuante na perna e limitar a esbeltez ao seguinte intervalo, 250-330.

Em estudo recente OLIVEIRA (2002) estudou o colapso progressivo da estrutura reticular apresentada na figura 2.3 usando tubos de alumínio com 12 mm de diâmetro externo e 1,5 mm de espessura. Considerou que as barras entram em colapso quando atingem a carga limite, que foi medida em ensaios de laboratório. Para simular o colapso, o módulo de elasticidade da barra que entrou em colapso é substituído por módulo de elasticidade reduzido. Com essa simulação, OLIVEIRA (2002) conseguiu reproduzir razoavelmente as curvas teóricas (carga x deslocamento) obtidas na modelagem de SCHIMIDT (1976) para a mesma estrutura.

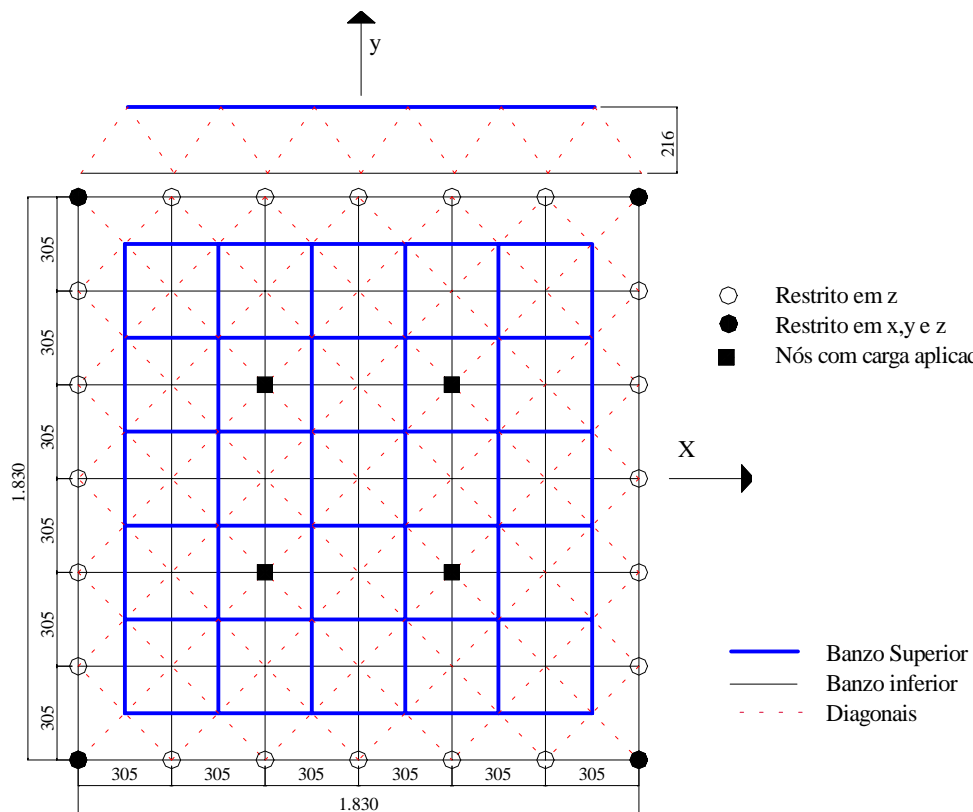


Figura 2.3 – Modelo reticulado espacial (Oliveira, 2002)

CAPÍTULO 3

DESCRIÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DAS TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

3.1 – INTRODUÇÃO

As primeiras linhas de transmissão surgiram no início do século XX. O material inicialmente usado nas estruturas suportes era a madeira, depois passou a ser usado também o concreto armado e o aço. Com o passar do tempo as tensões das linhas de transmissão tornavam-se cada vez maiores, de forma que o uso de estruturas de aço conduzia a soluções mais econômicas.

Com vista a caracterizar o objetivo de estudo deste trabalho, são apresentados ao longo deste capítulo os elementos importantes a serem considerados no projeto e análise de torres de linha de transmissão.

Para isso, serão apresentadas as diversas classificações existentes para as torres. Depois é feita a identificação dos seus elementos constituintes, os tipos de influência dos contraventamentos, as normas e especificações adotadas, as cargas atuantes consideradas, as hipóteses de cálculo para combinações de carregamento e os aspectos relativos às modelagens adotadas para análise estrutural.

Os estudos conduzidos neste trabalho avaliam o comportamento estrutural desse tipo de sistema para análise estática, considerando a torre autoportante como estrutura isolada, mas levando em consideração, nas várias combinações de carregamento, as cargas atuantes devidas à ação do vento nos condutores e nos elementos estruturais.

A configuração geométrica adotada para a torre tubular é a mesma configuração usualmente empregada para a torre de transmissão em perfil-cantoneira. Essa mesma configuração foi adotada, primeiramente, para verificar a “viabilidade” da adoção de perfis tubulares frente ao perfil cantoneira, para uma mesma configuração. Dessa forma pode-se dispor de dados (resultados) que permitam apresentar algumas conclusões

iniciais sobre a possibilidade de emprego desse tipo de perfil nas torres de transmissão de energia. Segundo, devido à inexistência na literatura de trabalhos que reportem à configuração geométrica, de linhas de transmissão, diferentes da usualmente adotada no mundo.

As linhas de transmissão de energia são geralmente estruturas treliçadas de aço com arquitetura praticamente padronizada. Os elementos estruturais básicos que compõem esta estrutura, mostrados na figura 3.1, são: pernas principais, contraventamentos verticais primários e secundários, e contraventamentos horizontais. Essas estruturas podem ser autoportantes ou estaiadas, como mostrado na figura 3.2. No caso das autoportantes, elas podem ser tronco-piramidal ou tipo delta.

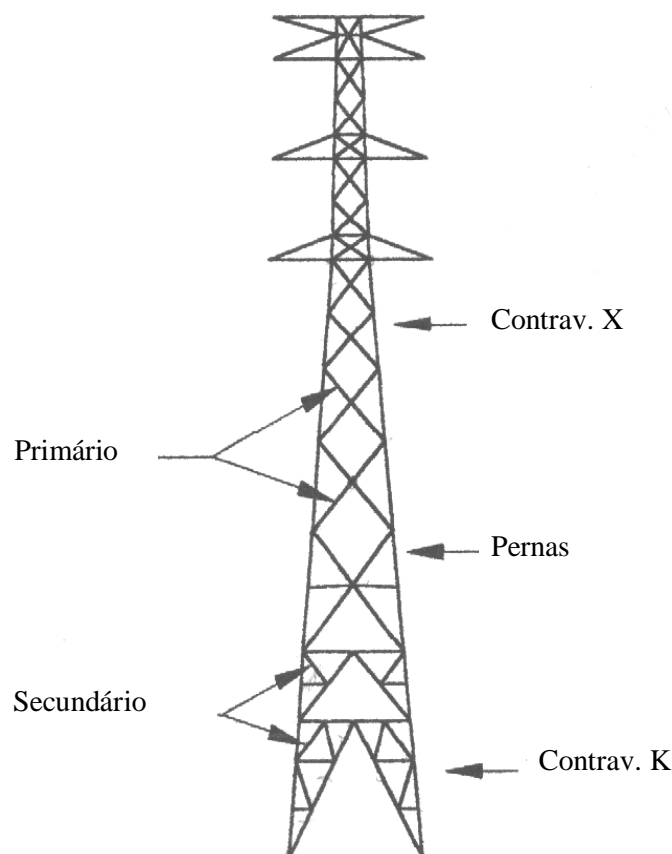


Figura 3.1 - Elementos básicos que compõem as torres de transmissões (Rao e Kalyanaraman, 2001).



a)



b)



c)

Figura 3.2 – Tipo de torres: a) estaiada, b) tronco-piramidal e c) tipo delta (internet).

Cada torre deveria ser projetada e dimensionada separadamente com seus respectivos esforços, porém isso elevaria muito o custo. Por esse motivo elas são projetadas em famílias de torres. Estas famílias de torres, em geral, têm o corpo básico comum a todas às torres e as pernas possuem módulos de alturas variadas para adaptar-se à topografia do terreno. As torres de transmissão são classificadas segundo diversos fatores.

3.2 – CLASSIFICAÇÃO DAS TORRES

I - Quanto à Disposição dos Condutores: Podem ser Triangulares (Figura. 3.3 c), verticais (Figura. 3.3 d) ou horizontais (Figura. 3.3 b).

II - Quanto ao número de circuitos: Podem ser de circuito único (Figura. 3.3 a, b e c) ou circuito duplo (Figura. 3.3 d).

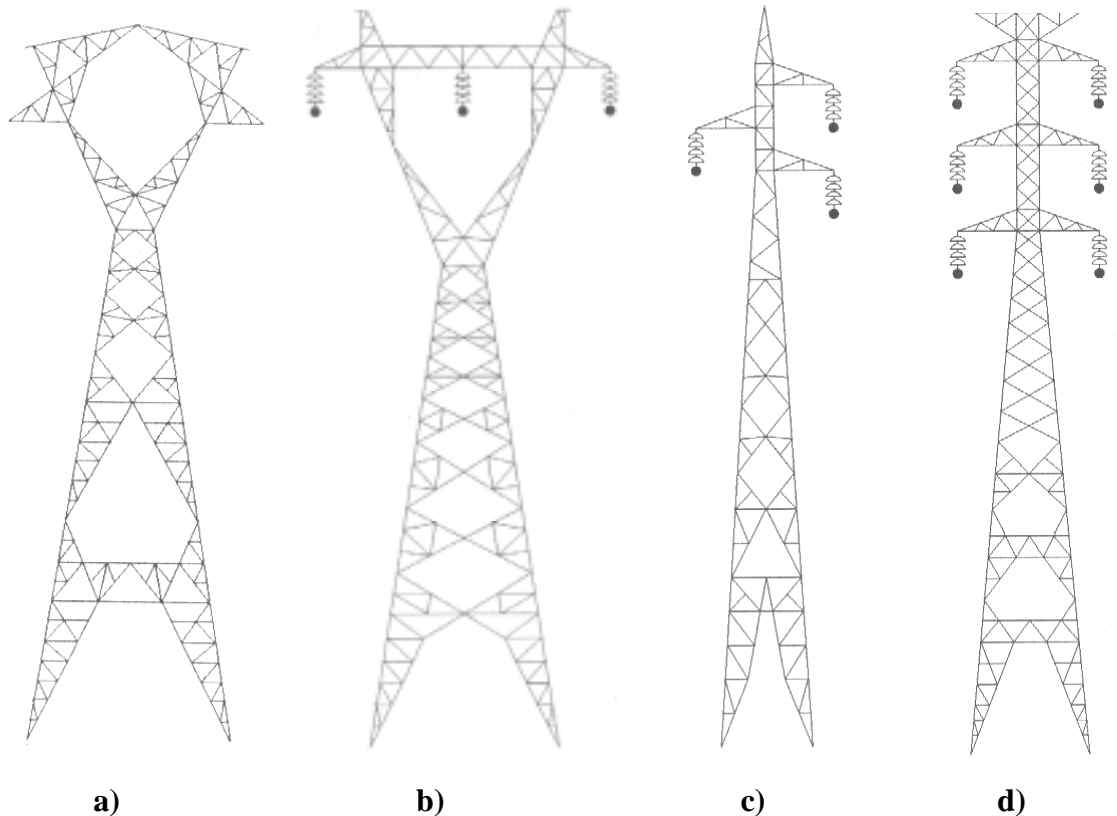


Figura 3.3 - Tipo de torre quanto à disposição dos condutores (Gontijo, 1994)

III - Quanto à função da linha:

Estrutura de sustentação – funciona como sustentação dos cabos condutores e dos cabos pára-raios. É utilizada em maior quantidade em alinhamentos ou pequenos ângulos;

Estrutura de Ancoragem – é utilizada para ancoragem dos cabos. Pode ser classificada como terminal ou intermediária. Servem como ponto de tensionamento, além de evitar o efeito cascata;

Estrutura em ângulo – é utilizada quando é preciso mudar a direção da linha de transmissão;

Estrutura de derivação – é utilizada quando é necessária a derivação de um ponto da linha;

Estrutura de transposição – garante a simetria elétrica de uma linha obtida com a rotação das fases.

IV - Quanto à forma de resistência das estruturas: Podem ser autoportantes ou estaiadas.

V - Quanto à voltagem da linha: No Brasil, as mais utilizadas são: 69 kV, 138, kV 230 kV, 345 kV, 500 kV, e 765 kV.

VI - Quanto ao formato: tronco-piramidal de circuito simples (Figura 3.3 c), tronco-piramidal de circuito duplo (Figura 3.3 d), delta (Figura 3.2 c), delta cara de gato (Figura 3.3 a) e estaiada (Figura 3.2 a).

3.3 – IDENTIFICAÇÃO DAS SUBESTRUTURAS

As torres mais utilizadas em linhas de transmissão são a tronco-piramidal e a delta. As torres podem ser divididas em duas partes principais: a cabeça e o tronco inferior. Essas partes são compostas por subestruturas.

No caso de torres tipo tronco-piramidal, as subestruturas que compõem a cabeça da torre são: os suportes dos cabos pára-raios, as mísulas e o tronco da cabeça. Já no caso tipo delta as subestruturas são: os suportes dos cabos pára-raios, as mísulas, a viga, as gambietas e o delta. 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. Essas subestruturas são mostradas nas figuras 3.4 e 3.5.

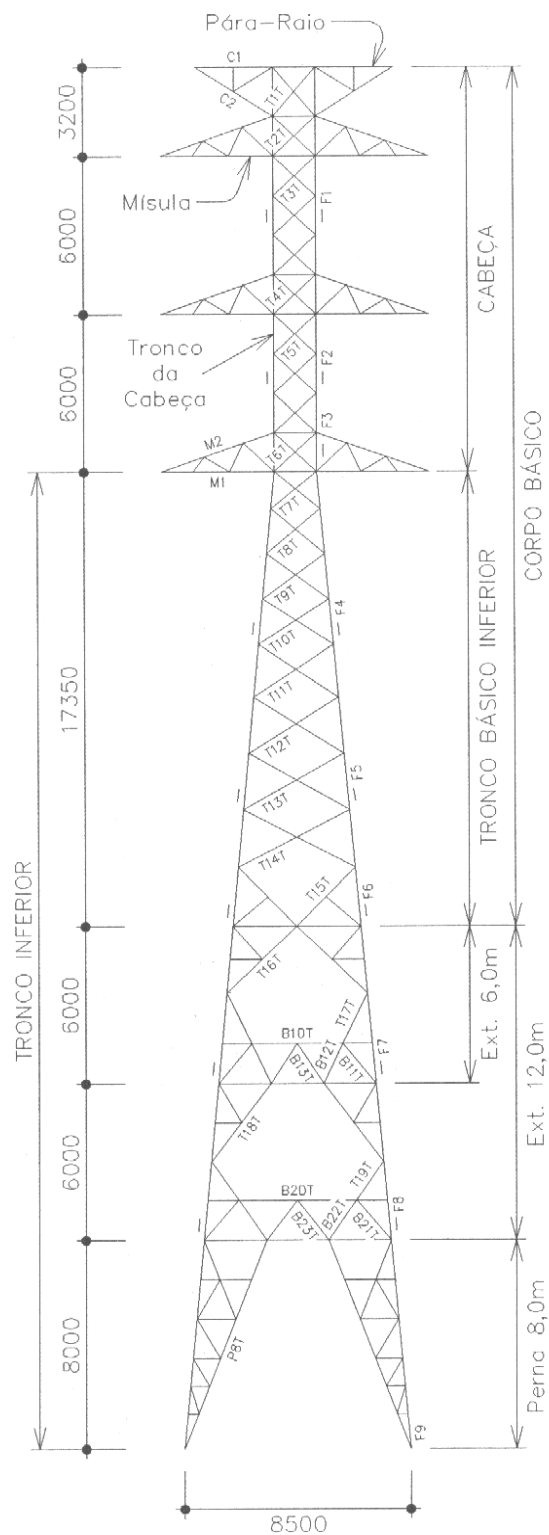


Figura 3.4 – Torre tronco-piramidal (Gontijo, 1994)

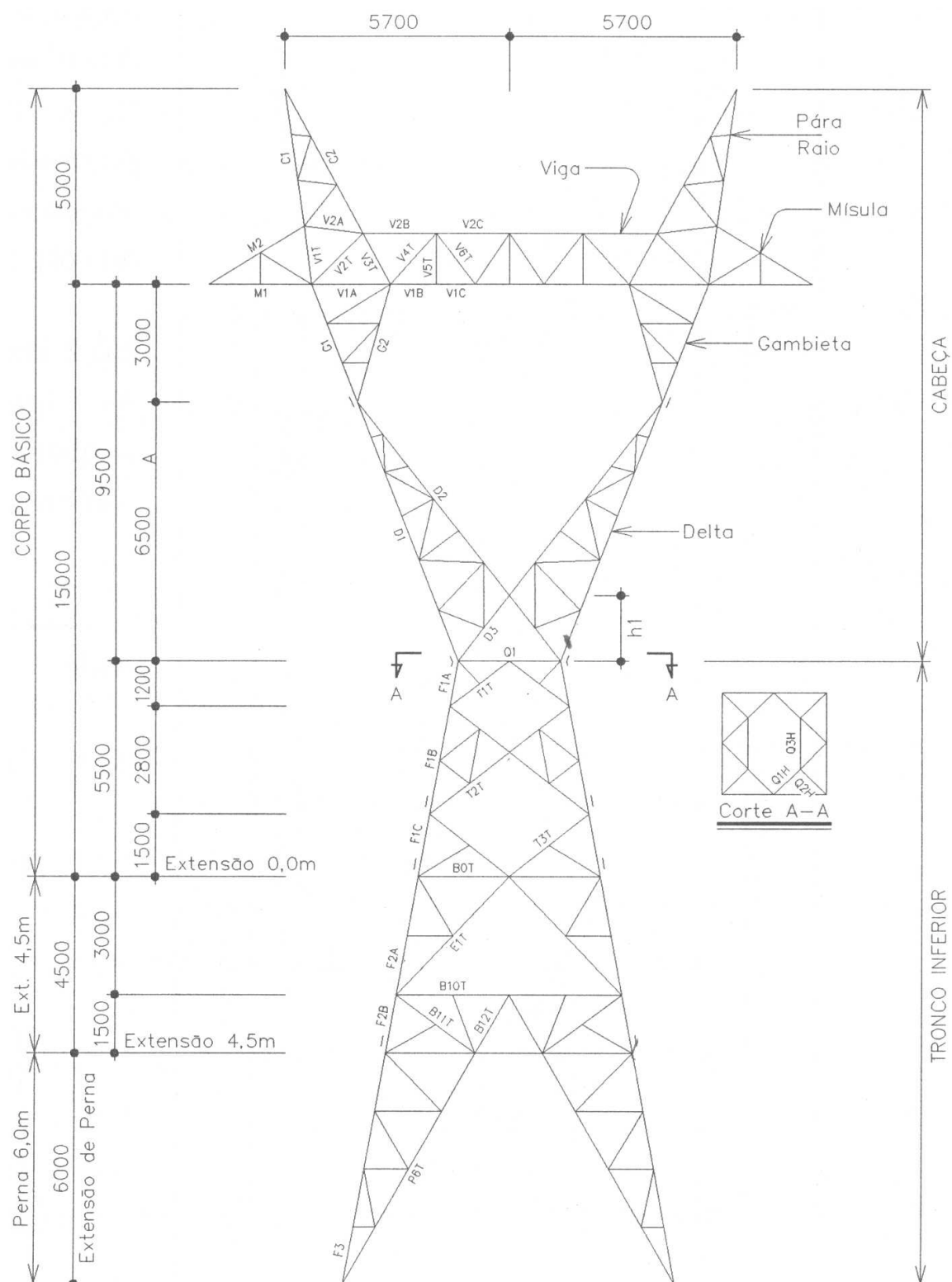


Figura 3.5 – Torre tipo delta (Gontijo, 1994).

3.4 – TIPOS E INFLUÊNCIAS DOS CONTRAVENTAMENTOS

As torres de transmissão são estruturas leves com baixo peso próprio, baixa carga vertical de utilização, o que faz com que as ações horizontais sejam determinantes na concepção, na análise e no dimensionamento. Nas torres estaiadas os esforços horizontais são levados diretamente ao solo, onde são ancorados. A componente vertical dos esforços nos estais serve de carga vertical estabilizante. Já nas estruturas autoportantes, a estabilidade lateral é garantida pelos contraventamentos constituídos de grandes painéis verticais, ou quase verticais, as faces laterais da estrutura, em um arranjo retangular em planta.

O arranjo dos elementos que compõem os painéis de contraventamento lateral devem ser simples, visando usar o menor número de elementos possíveis. O objetivo final de projeto é uma estrutura econômica e visualmente atrativa, visto que estas torres estarão expostas em campos, matas e cidades e serão vistas por um grande número de pessoas.



a)



b)

Figura 3.6 – a) Contraventamento cruzado (internet); b) Contraventamento em zig-zag.

Os painéis de contraventamentos usuais possuem arranjos típicos, com elemento trabalhando ora somente à tração ou compressão, ou, o mais comum, ora à tração ora à compressão. Deste último, o contraventamento mais comum é o tipo zig-zag, com diagonais que não se cruzam, com ângulo de inclinação próximo de 45° , conforme figura 3.6 b, e os contraventamentos cruzados que se interceptam a meio caminho entre os montantes, como ilustrado na figura 3.6 a.

Há ainda a possibilidade de contraventamento em forma de K, onde cada elemento possui uma extremidade ligada a um montante vertical e outra ligada a um elemento horizontal.

Cada peça de contraventamento, em diagonal, é chamada de contraventamento simples. Algumas vezes, com o objetivo de reduzir o comprimento destravado desta peça, são acrescentadas a ela outras peças, que são chamadas contraventamentos secundários. As normas não se preocupam muito com a esbeltez do contraventamento secundário, apenas indicam limites.

Os contraventamentos cruzados estão conectados na sua interseção, conduzindo a um menor índice de esbeltez, permitindo assim peças mais longas. Também torna o painel contraventado internamente hiperestático, fornecendo ao sistema uma reserva de resistência significativa. Como também é significativa a resistência adicionada pelos contraventamentos secundários aos painéis com contraventamentos simples.

As cantoneiras são largamente usadas em Torres TEE, nas pernas principais, e também como elemento de contraventamento em forma de X (contraventamentos cruzados). Normalmente, não há muitas dúvidas sobre a eficiência desse tipo de contraventamento mútuo exercido no próprio plano das cantoneiras, através do seu ponto de interseção. Porém a eficiência deste contraventamento mútuo, no que diz respeito a flambagem do conjunto fora do plano das cantoneiras, é ainda uma questão bastante discutida. Essa questão da interação entre a diagonal comprimida e a diagonal tracionada nos contraventamentos cruzados foi estudada por VELOSO (2000).

3.5 – NORMAS E ESPECIFICAÇÕES

O projeto das estruturas de linhas de transmissão é orientado por normas brasileiras e estrangeiras, além de especificações estabelecidas pela contratante dos serviços. A norma estrangeira mais usada é o Manual 52 (1991) da ASCE (American Society of Civil Engineers)-Guide for Design of Steel Transmission Towers.

As normas técnicas brasileiras utilizadas são:

NBR 5422 (1985) – Projetos de Linha de Transmissão de Energia Elétrica. Fixa as condições básicas para linhas com tensão acima de 38KV e inferiores a 800KV, sendo seus itens mais importantes:

- Parâmetros Meteorológicos – orientação para a obtenção da velocidade do vento de projeto com as correções de acordo com a rugosidade do terreno, período de retorno e altura da estrutura;
- Cabos Condutores e Pára-Raios – condições ambientes para a determinação das hipóteses de cálculo mecânico e de flecha máxima;
- Isoladores e Ferragens – informações mecânicas e geométricas acerca de isoladores e ferragens utilizadas nas torres;
- Estruturas e Fundações – determinação das cargas de projetos, definição das hipóteses de carga e recomendações para o cálculo das fundações;
- Esforços Mecânicos – Tipos de esforços a que o suporte estará sujeito, tais como: cargas de vento, cargas permanentes, cargas de montagem, cargas de manutenção e cargas de contenção para evitar o efeito cascata;
- Distância de segurança;
- Aterramento;
- Travessias;
- Faixas de Segurança.

NBR 8842 (1985)– Suporte Metálico Treliçado para Linhas de Transmissão. Orienta as condições básicas para os ensaios de carregamento dos suportes metálicos treliçados para linha de transmissão

NBR 8850 (1985) – Execução de Suportes Metálicos Treliçados para Linha de Transmissão. Orienta as condições básicas para cálculo, projeto e fabricação desses mesmos suportes. Apresenta recomendações tais como curvas de flambagem para as peças comprimidas e informações relativas ao projeto e fabricação.

As normas citadas acima são referentes às torres de transmissão utilizando perfis cantoneiras. O dimensionamento de torres utilizando perfis tubulares será baseado nestas mesmas normas, além de contar com as prescrições da NBR 8800 (1986) – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios e do Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections (2000) da AISC (American Institute of Steel Construction).

3.6 – CARGAS ATUANTES

O método de dimensionamento utilizado para torres de transmissão é o método dos estados limites, que consiste em multiplicar as ações nominais por coeficientes de ponderação específicos, que dependem da natureza da solicitação e da hipótese de carregamento a ser verificada. As tensões resultantes deste processo, devem ser comparadas com as tensões admissíveis, obtidas através das condições de escoamento da seção transversal e de flambagem das barras.

Os esforços a que as torres de transmissão estão sujeitas são de três tipos:

- Esforços devido ao vento: estes atuando sobre a estrutura, cadeias de isoladores e cabos;
- Esforços permanentes: aqueles que praticamente não variam durante a vida útil da torre, por exemplo: peso próprio da estrutura;
- Esforços especiais: aquelas que ocorrem durante a construção e manutenção da linha de transmissão.

A NBR 5422 (1985) especifica que as cargas de projeto a serem consideradas são:

- Carga devida ao peso próprio da estrutura;
- Carga devida ao peso dos cabos, das ferragens e dos isoladores;
- Cargas especiais que ocorrem durante a construção e manutenção;
- Carga devido à ação do vento sobre a estrutura, cadeias de isoladores, cabos condutores e cabos pára-raios.

3.7 – HIPÓTESES DE CÁLCULO

As hipóteses de cálculo dependem de vários fatores: da região onde será implantada a torre, pois pode ser necessário considerar a formação de gelo ao redor dos cabos; do tipo de estrutura, isto é, se for estrutura de ancoragem e de fim de linha o tipo de carregamento é diferente.

As torres que tem a função estrutural de suspensão e não estão em regiões que nevam, as hipóteses básicas são:

- Hipótese 1 – Considera-se os cabos intactos com vento máximo em qualquer direção; geralmente consideram-se ventos longitudinais, transversais e a 45°;
- Hipótese 2 – Considera-se a ruptura de cada um dos cabos pára-raios; o número de hipóteses geradas é igual à quantidade de cabos pára-raios da torre;
- Hipótese 3 – Considera-se a ruptura de cada um dos condutores; o número de hipóteses geradas é igual à quantidade de condutores da torre;
- Hipótese 4 – Cargas devido à construção.

3.8 – MODELAGEM

Depois de definidas as hipóteses de carga, o próximo passo é modelar a torre com estas hipóteses de carga para em seguida fazer o dimensionamento. As torres de transmissão são geralmente modeladas como treliça espacial, apesar de seu

comportamento sugerir que as pernas principais sejam modeladas com elementos de pórtico e os contraventamentos com elementos de treliça, ou seja, as pernas principais contínuas e os contraventamentos rotulados.

Na modelagem como treliça espacial, os contraventamento secundários não devem ser modelados, pois geram mecanismos no modelo, tornando o sistema de equações singular, fazendo com que os programas não consigam finalizar o processo de análise. Alguns programas específicos para análise e dimensionamento de torres de transmissão possuem sub-rotinas específicas para identificar esses mecanismos e em seguida resolver este problema introduzindo um elemento de mola ou colocando um apoio no local. Em ambos os casos, os esforços no elemento ou no apoio devem ser insignificantes, caso contrário, significa que este nó não faz parte de um mecanismo e que é necessário que haja um contraventamento ligando este nó. Neste caso, será um contraventamento primário, pois os contraventamentos secundários possuem cargas insignificantes.

Os mecanismos hipostáticos gerados quando se utilizam elementos de treliça na modelagem da torre, na maior parte das vezes, não significa que a estrutura seja de fato instável, mas sim que se necessita de um procedimento de identificação desses mecanismos, com a conseqüente restrição automática e posterior cálculo dos esforços.

Depois de realizada a modelagem e obtidos os esforços, o próximo passo é o dimensionamento, que geralmente é realizado considerando as peças sujeitas apenas às cargas axiais, já que a estrutura, apesar de ser modelada com elemento de pórtico, é dimensionada como treliça espacial. O processo de dimensionamento de torre utilizando perfil cantoneira e perfil tubular será detalhado no capítulo 4.

É preciso ter uma atenção especial com as ligações entre elementos, pois elas são de importância fundamental no dimensionamento. Como as cantoneiras são geralmente conectadas em apenas uma aba, chega a reduzir em até 50% a sua seção transversal efetiva e assim diminuir a resistência da peça.

CAPÍTULO 4

DIMENSIONAMENTO DE TORRES EM PERFIS-CANTONEIRA E EM PERFIS TUBULARES

4.1 – INTRODUÇÃO

O dimensionamento de torres de transmissão de energia utilizando perfis-cantoneira é guiado por normas específicas que consideram todas as peculiaridades deste tipo de estrutura. Para esse tipo de torre o modelo estrutura de análise é poucas vezes tomado como pórtico espacial, sendo em geral tomado como treliça espacial, logo sujeito apenas a cargas axiais concêntricas. Porém como as ligações dessas estruturas não são rótulas perfeitas e os perfis utilizados são perfis-cantoneira, o que implica em excentricidade da força axial interna. As normas de projeto já consideram essas diferenças entre o modelo de análise e o modelo real nas especificações para dimensionamento.

No caso das torres em perfis tubulares não existe norma de projeto específica, afinal, o uso de torres de transmissão em perfil tubular é inexistente. O dimensionamento dessas torres deve ser feito utilizando as normas de projeto e prescrições para dimensionamento de estruturas em perfis tubulares de aço e também de acordo com as prescrições referentes às torres de transmissão de energia.

A seguir serão descritos em detalhes os carregamentos e os métodos de dimensionamento. No caso das torres em perfis-cantoneira, serão apresentadas as prescrições de normas específicas para torres em perfis-cantoneira e no caso de perfis tubulares será apresentado um processo de dimensionamento resultante da combinação das prescrições de várias normas.

4.2 – CARGAS APLICADAS

4.2.1– CARGAS DEVIDO AO PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA

O peso próprio da estrutura é determinado subdividindo a estrutura em painéis. O peso de cada painel (P_p) é calculado e multiplicado por um coeficiente de ponderação K_g , e aplicado na extremidade inferior do painel.

$$P_g = P_p \cdot K_g \quad (4.1)$$

$K_g = 1,0$; para cargas verticais reduzidas (vão gravante mínimo).

$K_g = 1,3$; valor utilizado pela empresa que forneceu os projetos.

4.2.2 – CARGAS NOS PONTOS DE FIXAÇÃO DOS CABOS

Nos pontos de fixação dos cabos, há a ocorrência de carga em três direções: cargas verticais devido ao peso próprio dos cabos; cargas transversais devido à ação do vento nos cabos, cadeias de isoladores e ferragens e, também, as componentes transversais das forças de tração dos cabos de torres em ângulo, e as cargas longitudinais devido ao rompimento de cabos ou à tração dos cabos condutores e pára-raios em torres de fim de linha.

- Cargas Verticais

$$V = (P_c \cdot N_{cf} \cdot V_g + P_{cf}) \cdot K_v \quad (4.2)$$

P_c = Peso do cabo ou pára-raios por unidade de comprimento;

N_{cf} = Número de cabo por fase;

V_g = Vão gravante ou vão de peso da estrutura;

P_{cf} = Peso das cadeias de isoladores e das ferragens de fixação dos cabos;

K_v = 1,5 para vão gravante máximo e 1,0 para vão gravante mínimo.

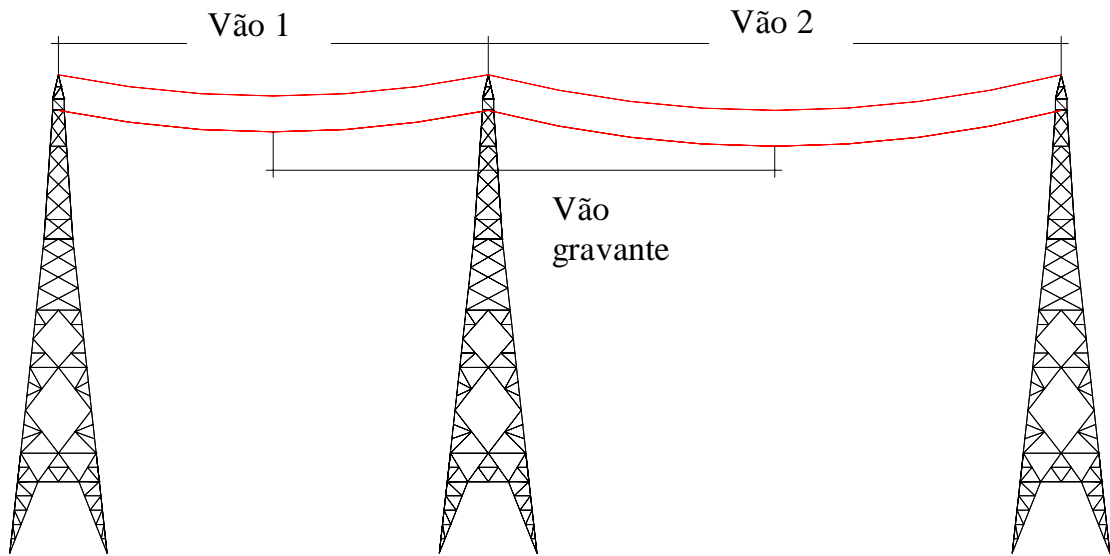


Figura 4.1 – Vão gravante e vão de vento.

Define-se como vão gravante máximo a maior distância entre os pontos com tangente horizontal das catenárias dos vãos adjacentes à torre; vão gravante mínimo é a menor distância medida para situação análoga à anterior, e vão de vento é a média aritmética entre os vãos 1 e 2, como mostrado na figura 4.1.

Os valores dos vãos gravantes máximo e mínimo, e vão de vento adotados para cálculo das cargas, devido os condutores, são obtidos considerando um trecho completo da linha de transmissão.

- Cargas Transversais

$$T = (1,2 \cdot q_0 \cdot Si) \cdot K_{t1} + (q_0 \cdot Ncf \cdot \alpha \cdot dc \cdot Vv \cdot \sin^2 \varphi) \cdot K_{t1} + T_0 \cdot \sin(w\gamma) \cdot K_{t2} \quad (4.3)$$

O primeiro e segundo termos da equação anterior estão relacionados, respectivamente com a ação do vento nos isoladores e nos cabos. Já o terceiro termo da equação é referente à força de tração nos cabos das torres em ângulo.

q_0 = Pressão de vento, calculada no próximo tópico;

Ncf = Número de cabo por fase. No caso de cabo pára-raios geralmente é igual a uma unidade;

α = Fator de efetividade, que pode ser obtido através do gráfico 4.1.

dc = Diâmetro do cabo condutor ou pára-raios;

Vv = Vão de vento da torre;

ϕ = Ângulo de incidência do vento em relação à direção da linha (Figura 4.4);

Si = Área da cadeia de isoladores projetada ortogonalmente sobre um plano vertical;

Kt1 = Coeficiente de ponderação para as cargas transversais devidas à ação do vento;

T₀ = Valor máximo de tração no cabo durante a vida útil da linha;

w = 1,0 para torres em ângulo nas extremidades da linha; 0,5 para torres em ângulo no meio da linha;

γ = Valor do ângulo de mudança de direção da linha da torre.

Kt2 = Coeficiente de ponderação para as cargas transversais devidas à componente transversal da força de tração dos cabos.

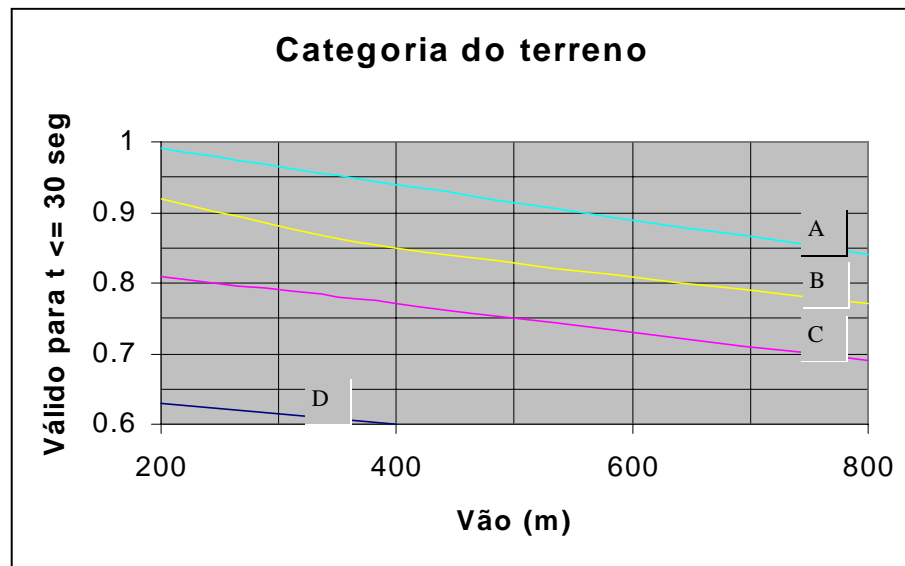


Gráfico 4.1 - Fator de efetividade (α).

- Cargas longitudinais

$$L = z \cdot T_0 \cdot kl \quad (4.4)$$

Z = 0,7, no caso de rompimento do cabo condutor em torres de suspensão e

Z = 1,0, no caso de rompimento do cabo pára-raios em torres de suspensão e ancoragem, no caso do cabo condutor em torres de ancoragem e no caso de tração dos cabos em torres de fim de linha.

T_0 = Valor máximo de tração no cabo durante a vida útil da linha

kl = Coeficiente de ponderação para cargas longitudinais.

Na figura 4.2 tem-se um esquema ilustrativo do ponto de aplicação das cargas verticais, transversais e longitudinais.

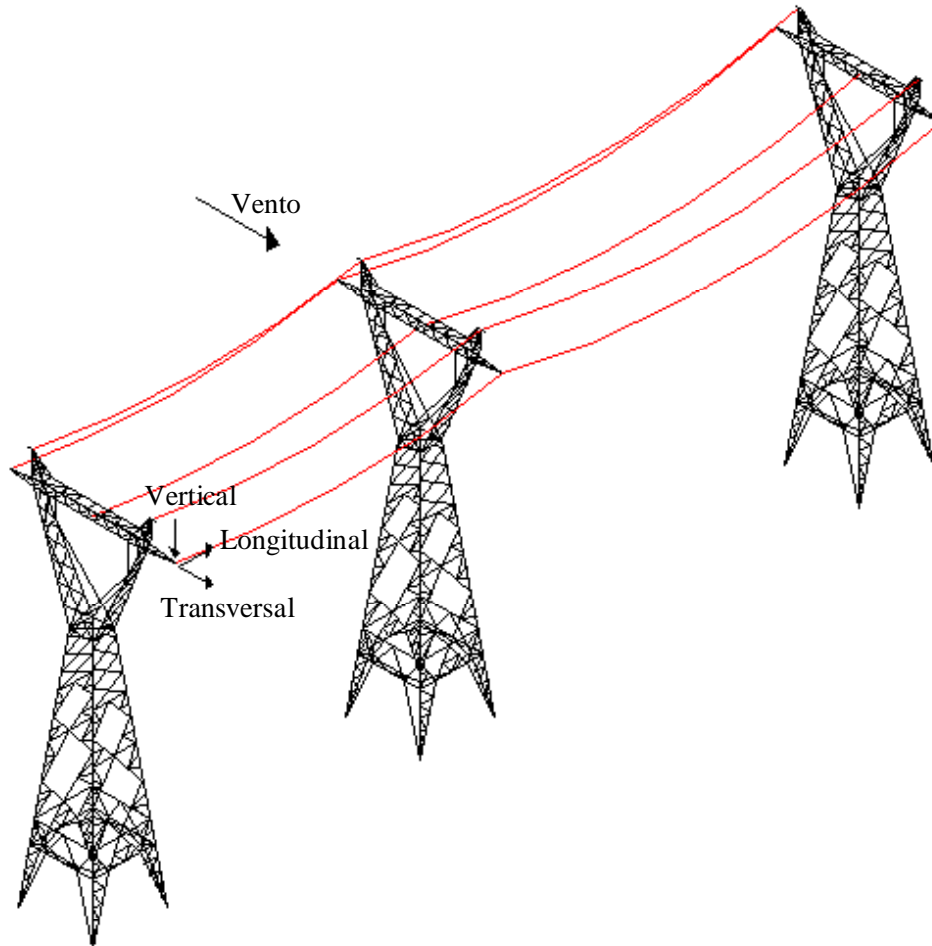


Figura 4.2 – Esquema ilustrativo das cargas no ponto de fixação dos cabos.

4.2.3– CARGAS DE VENTO NA ESTRUTURA

Para o cálculo da ação do vento na estrutura e nos cabos é preciso primeiro calcular a pressão dinâmica do vento (q_0). Para isto temos:

$$q_0 = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_p^2 \quad (\text{N/m}^2) \quad (4.5)$$

Onde, ρ é a massa específica do ar e V_p a velocidade do vento de projeto. Ambos calculados pelas fórmulas abaixo:

$$\rho = \frac{1,293}{1 + 0,00367} \cdot \left(\frac{16000 + 64 \cdot tc - ALT}{16000 + 64 \cdot tc + ALT} \right) \quad (\text{Kg/m}^3) \quad (4.6)$$

Sendo:

tc = Temperatura coincidente, em °C. Temperatura média diária e suposto coincidente com a ocorrência da velocidade do vento de projeto.

ALT = Altitude média da região de implantação da linha, em m.

$$V_p = K_r \cdot K_d \cdot \left(\frac{H}{10} \right)^{1/n} \cdot V_b \quad (\text{m/s}) \quad (4.7)$$

K_r = Coeficiente de rugosidade do terreno, conforme tabela 4.1;

K_d = Coeficiente de correção do período de integração (t). É a relação entre os valores médios de vento a 10 metros de altura do solo, para diferentes períodos de integração e rugosidade do terreno. É obtido a partir do gráfico 4.2;

H = Altura em que se encontra o elemento estudado;

n = Coeficiente de correção da velocidade do vento em função da altura (H). Esse valor depende da rugosidade do terreno e do período de integração (t), conforme tabela 4.2;

V_b = Velocidade básica do vento. É a velocidade de uma rajada de vento, referente a um período de retorno de 50 anos, a 10 metros de altura do solo, com um período de integração de 10 minutos e medida em um terreno com grau de rugosidade (B). O valor de (V_b) em qualquer local do Brasil pode ser obtido da figura 4.3.

De posse da pressão dinâmica do vento, é preciso calcular agora as cargas que o vento provoca na estrutura. Para isso é necessário saber a área de incidência do vento na estrutura. Esta área é determinada dividindo a estrutura em painéis com altura máxima de 10 metros e a carga aplicada no seu centro de gravidade. A velocidade do vento precisa ser corrigida em função da altura do painel considerado.

Tabela 4.1 - Coeficientes de rugosidade do terreno (NBR – 5422/1985).

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

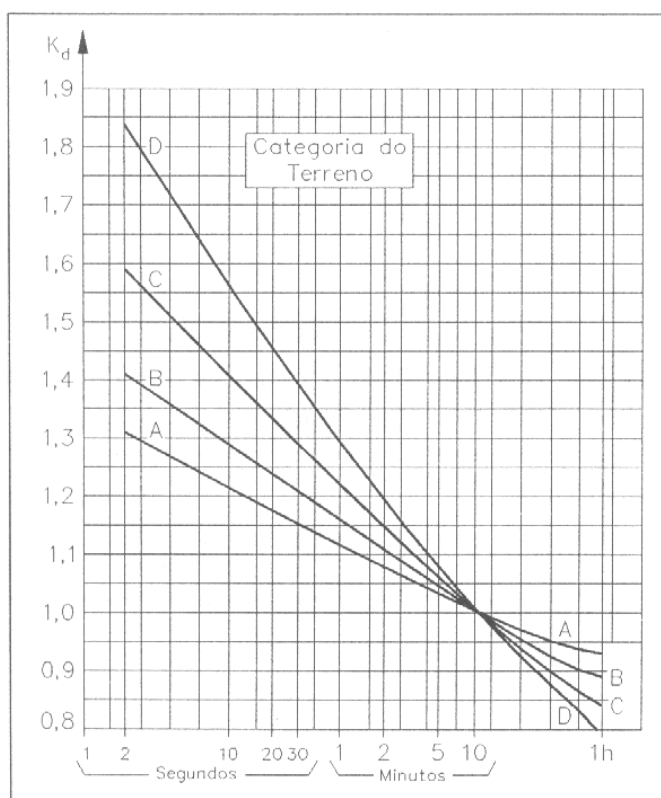


Gráfico 4.2 – Relação entre as veloc. médias a 10 m de altura (NBR – 5422/1985)

Tabela 4.2 - Coeficientes de correção n (NBR – 5422/1985).

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



Figura 4.3 – Velocidade básica do vento (m/s) (NBR – 5422/1985).

Em estruturas treliçadas de torres de transmissão de energia, a carga aplicada na estrutura devido à ação do vento é dada por:

$$A_t = q_0 \cdot (1 + 0,2 \cdot \sin^2 2\theta) \cdot (S_1 \cdot C_{a1} \cdot \sin^2 \theta + S_2 \cdot C_{a2} \cdot \cos^2 \theta) \quad (4.8)$$

Sendo:

θ = Ângulo de incidência do vento, conforme figura 4.4;

S_1, S_2 = É a área líquida total de uma face projetada ortogonalmente sobre o plano vertical situado na direção da face 1 (S_1) ou 2 (S_2), em m^2 ; e

C_{a1}, C_{a2} = Coeficiente de arrasto próprio da face 1 e 2 para um vento perpendicular a cada face, tomando, conforme figura 4.4, que já leva em conta as faces a sotavento e a barlavento. Esse valor é retirado do gráfico 4.3.

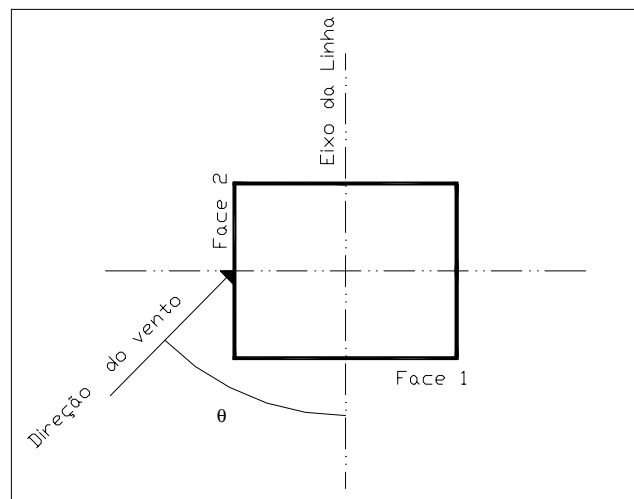


Figura 4.4 – Ângulo de incidência (NBR – 5422/1985)

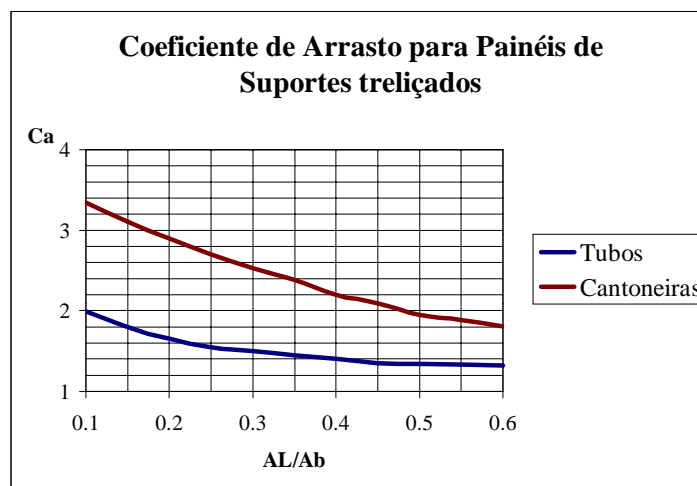


Gráfico 4.3 – Coeficiente de arrasto (NBR – 5422/1985)

4.3– DIMENSIONAMENTO

As estruturas treliçadas comuns têm o cálculo de vento regido pela NBR 6123 (1988) e o dimensionamento através da NBR 8800 (1986). As torres de transmissão de energia têm normas próprias para cálculo e aplicação de carga de vento a NBR 5422 (1985), e para dimensionamento NBR 8850 (1985) e o Manual N° 52 (1991) da ASCE, sendo este último o mais usado pelos projetistas.

Tanto a NBR 8850 (1985) quanto o Manual N°52 (1991) especificam apenas o projeto de perfis tipo cantoneira, que é o perfil comumente usado nesse tipo de estrutura. Não há norma que contemple o dimensionamento de torres de transmissão de energia utilizando perfis tubulares, portanto, o dimensionamento desse tipo de torre será realizado utilizando a NBR 8800 (1986), as especificações dadas em Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections (2000) da AISI e o Manual N° 52 (1991) da ASCE.

Os limites especificados para o dimensionamento de torres de transmissão em perfis-cantoneira, quando não especificados, foram os mesmos utilizados no dimensionamento com perfis tubulares e são apresentados a seguir:

I - Valores limites do índice de esbeltez efetivo - λ_e

$$\lambda_e = KL/r \quad (4.9)$$

Sendo:

L = comprimento do elemento;

r = raio de giração mínimo do perfil;

K = parâmetro que leva em consideração o tipo da condição de extremidade.

Os índices de esbeltez máximos são especificados abaixo:

- Elementos comprimidos
 - Pernas principais: $\lambda_e = 150$;
 - Outros: $\lambda_e = 200$.
- Elementos tracionados:
 - Cantoneiras: $\lambda_e = 375$;
 - Tubos : $\lambda_e = 300$.
- Elementos redundantes:
 - $\lambda_e = 250$.

II - Compacidade

A compacidade de uma cantoneira é a relação w/t , onde w é o comprimento reto da aba da cantoneira e t a espessura da mesma. O valor de w é dado por: $w = b - t - r$.

Para um perfil tubo circular, como ilustrado na figura 4.5, a compacidade foi usada como a relação D/t , que é a relação utilizada para verificação da flambagem local em perfis tubulares, onde D é o diâmetro externo e t é a espessura.

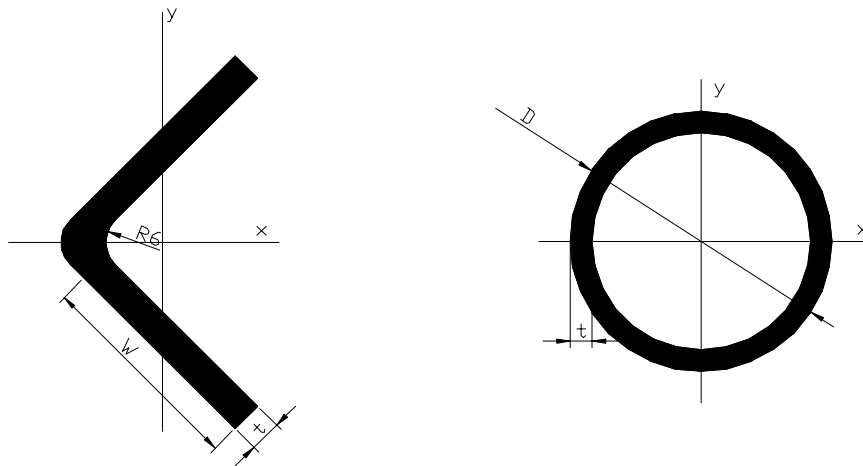


Figura 4.5 - Compacidade de perfis-cantoneira e tubular

4.3.1 – DIMENSIONAMENTO DE BARRAS COMPRIMIDAS

4.3.1.1 – PERFIS-CANTONEIRA

I - Tensão Crítica de Flambagem - F_{cr}

A tensão crítica de flambagem depende da compacidade do perfil, que é um indicador de possibilidade de ocorrência de flambagem local. A determinação de F_{cr} é realizada usando o conceito de compacidade do perfil, ou seja,

$$\left(\frac{w}{t}\right)_{\lim} = \frac{209,6}{\sqrt{F_y}} \quad \left(\frac{w}{t}\right)_2 = \frac{377,28}{\sqrt{F_y}} \quad (4.10) \text{ e } (4.11)$$

O valor de F_{cr} dependerá do intervalo em que se encontra a compacidade do perfil. De acordo com o Manual N° 52 (1991) da ASCE os intervalos são:

$$\frac{w}{t} \leq \left(\frac{w}{t} \right)_{\lim} \Rightarrow F_{cr} = F_y \quad (4.12)$$

$$\left(\frac{w}{t} \right)_2 \leq \left(\frac{w}{t} \right) \Rightarrow F_{cr} = \frac{0,0332 \cdot \pi^2 \cdot E}{\left(\frac{w}{t} \right)^2} \quad (4.13)$$

$$\left(\frac{w}{t} \right)_{\lim} \leq \frac{w}{t} \leq \left(\frac{w}{t} \right)_2 \Rightarrow F_{cr} = \left(1,667 - 0,677 \cdot \frac{\left(\frac{w}{t} \right)}{\left(\frac{w}{t} \right)_{\lim}} \right) F_y \quad (4.14)$$

Sendo:

F_y - Tensão limite de escoamento do aço em MPa

E – Módulo de elasticidade do aço em MPa

II - Índice de esbeltez efetivo - λ_e

IIa - Pernas principais

Para as pernas principais, quando a ligação parafusada é feita em ambas às abas, tem-se:

$$\lambda_e = \lambda \quad 0 \leq \lambda \leq 150 \quad (4.15)$$

IIb - Outros membros comprimidos

$$\Rightarrow \lambda \leq 120$$

- Elementos com carregamento concêntrico em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = \lambda \quad (4.16)$$

- Elementos com carregamento concêntrico em uma extremidades e excêntrico na outra:

$$\lambda_e = 60 + 0,5 \cdot \lambda \quad (4.17)$$

- Elementos com carregamento excêntrico em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = 30 + 0,75 \cdot \lambda \quad (4.18)$$

$$\Rightarrow \lambda \geq 120$$

- Elementos rotulados em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = \lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 200 \quad (4.19)$$

- Elemento rotulado em uma extremidade e parcialmente engastado na outra:

$$\lambda_e = 28,6 + 0,762 \cdot \lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 225 \quad (4.20)$$

- Elemento parcialmente engastado em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = 46,2 + 0,615 \cdot \lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 250 \quad (4.21)$$

IIc - Elementos redundantes

Tendo os elementos redundantes apenas a função de reduzir a esbeltez dos outros elementos, os esforços nos mesmo são insignificantes. Por esse motivo, seus esforços geralmente não são calculados.

A NBR 8850 (1985) – Execução de Suportes Metálicos Treliçados para Linhas de Transmissão - especifica que membros redundantes cujos esforços não forem calculados devem ter índice de esbeltez menor ou igual a 250.

O MANUAL N^o 52 (1991) da ASCE especifica que em elementos redundantes não calculados, o índice de esbeltez não deve ultrapassar 250. E para elementos redundantes com esforços calculados, o índice de esbeltez efetivo, λ_e , deve ser calculado da seguinte maneira:

$$\Rightarrow \lambda \leq 120$$

$$\lambda_e = \lambda \quad (4.22)$$

$$\Rightarrow \lambda \geq 120$$

- Elementos rotulados em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = \lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 250 \quad (4.23)$$

- Elementos rotulados em uma extremidade e parcialmente engastados na outra:

$$\lambda_e = 28,6 + 0,762\lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 290 \quad (4.24)$$

- Elementos parcialmente engastados em ambas as extremidades:

$$\lambda_e = 46,2 + 0,615\lambda \quad 120 \leq \lambda \leq 330 \quad (4.25)$$

III - Cálculo da tensão de compressão (Tc) e da resistência à compressão (Nc)

A tensão resistente à compressão, Tc, de membros comprimidos axialmente, é determinada da seguinte maneira:

$$C_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E}{F_y}} \quad (4.26)$$

$$T_c = \left(1 - 0,5 \cdot \left(\frac{\lambda_e}{C_c} \right)^2 \right) \cdot F_y \quad \lambda_e \leq C_c \quad (4.27)$$

$$T_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_e^2} \quad \lambda_e \geq C_c \quad (4.28)$$

Assim define-s Nc através da seguinte expressão:

$$N_c = A_g \cdot T_c \quad (4.29)$$

4.3.1.2 –PERFIS TUBULARES

I - Índice de esbeltez - λ_c

No caso de torres com perfis-cantoneira há, como foi visto, uma diferenciação no dimensionamento de barras comprimidas devido à função das barras, do tipo de carregamento e devido às condições de extremidade. Já para os perfis tubulares, o dimensionamento é o mesmo para todas as barras, apenas as condições de extremidades influenciam no dimensionamento através do coeficiente K.

$$\lambda_c = \frac{KL}{r\pi} \cdot \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (4.30)$$

Sendo:

K = parâmetro que leva em consideração o tipo condição de extremidade.

L = comprimento do elemento

r = raio de giração mínimo do perfil

II - Tensão crítica de flambagem (F_{cr}) e resistência à compressão (N_c)

A tensão crítica de flambagem depende da compacidade do perfil λ , do índice de esbeltez λ_c e do fator de área efetiva Q. A determinação de F_{cr} é realizada da seguinte forma:

$$\lambda = \frac{D}{t} \quad \lambda_r = 0,114 \cdot \frac{E}{F_y} \quad \lambda_2 = 0,448 \cdot \frac{E}{F_y} \quad (4.31), (4.32) \text{ e } (4.33)$$

Se:

$$\lambda \leq \lambda_r \quad Q = 1 \quad (4.34)$$

$$\lambda_r \leq \lambda \leq \lambda_2 \quad Q = \left(0,0379 \cdot \frac{E}{F_y \cdot \lambda} \right) + \left(\frac{2}{3} \right) \quad (4.35)$$

Quando:

$$\lambda_c \cdot \sqrt{Q} \leq 1,5 \quad F_{cr} = Q \cdot 0,658^{Q\lambda^2} \cdot F_y \quad (4.36)$$

$$\lambda_c \sqrt{Q} > 1,5 \quad F_{cr} = \left(\frac{0,877}{\lambda_c} \right) \cdot F_y \quad (4.37)$$

Com a obtenção da tensão crítica de flambagem, chega-se na resistência à compressão através da fórmula abaixo.

$$N_c = A_g \cdot F_{cr} \quad (4.38)$$

II - Elementos redundantes

Para os elementos redundantes não calculados, deve ser seguida a especificação da NBR 8850 (1985), descrita anteriormente para perfis-cantoneira. E no caso de barras redundantes com esforços calculados, o dimensionamento é feito da mesma forma que, para barras com perfis tubulares não redundantes.

4.3.2 – DIMENSIONAMENTO DE BARRAS TRACIONADAS

4.3.2.1 – PERFIS-CANTONEIRA

O dimensionamento de barras tracionadas de torres de transmissão, segundo a ASCE (1991), considera apenas o estado limite de escoamento na área líquida da seção transversal. O cálculo da resistência à tração é mostrado a seguir.

$$N_t = A_e \cdot F_y \quad (4.39)$$

$$A_e = A_n \cdot C_t \quad (4.40)$$

$$A_n = A_g - \left[\sum(t \cdot d) + \sum \left(t \cdot \frac{s^2}{4 \cdot g} \right) \right] \quad (4.41)$$

Onde:

N_t – Esforço resistente à tração;

F_y – Limite de escoamento do aço;

A_g – Área bruta;

A_n – Área líquida;

A_e – Área líquida efetiva;

C_t – Coeficiente de redução da área líquida;

t – espessura da cantoneira;

d – diâmetro nominal do furo acrescido de 2 mm;

g – Espaçamento entre furos na direção perpendicular à força de tração (N_d); e

s – Espaçamento entre dois furos na direção paralela à força de tração (N_d).

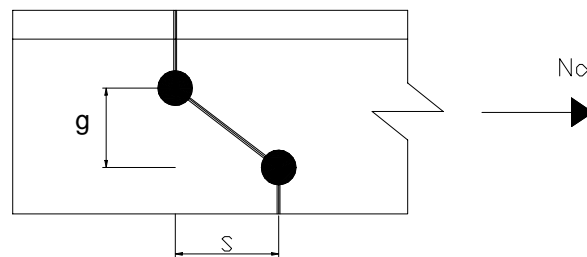


Figura 4.6 – Cálculo da área líquida da cantoneira (Gontijo,1994).

O coeficiente C_t é um número adimensional que leva em conta a concentração de tensões que aparecem em cantoneiras ligadas somente por uma aba. Os valores recomendados estão apresentados na tabela 4.3:

Tabela 4.3 – Valores de C_t (Gontijo,1994)

| | C_t |
|--------------------------------|-------|
| Ligação em ambas às abas | 1 |
| Ligação em apenas uma das abas | 0.9 |

4.3.2.2 – PERFIS TUBULARES

O dimensionamento de perfis tubulares foi realizado com base na especificação Load and resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections (2000) da AISC, que considera os seguintes estados limites:

- a) Estado limite de escoamento da seção bruta.

$$\begin{aligned}\phi &= 0,9 \\ N_T &= A_g \cdot F_y\end{aligned}\tag{4.42}$$

- b) Estado limite de ruptura da seção líquida efetiva.

$$\begin{aligned}\phi &= 0,75 \\ N_T &= A_e \cdot F_u\end{aligned}\tag{4.43}$$

Onde:

A_g - Área bruta da seção transversal;

A_e – Área efetiva da seção transversal;

F_y – Limite de escoamento do aço;

F_u – Limite de resistência à tração do aço;

N_T – Resistência à tração.

A área efetiva para perfis tubulares é calculada da seguinte maneira:

$$A_e = U \cdot A\tag{4.44}$$

Com A e U definidos como:

- a) Para ligações soldadas em todo o perímetro do tubo, $A = A_g$ e $U = 1$;
- b) Para ligações com chapa (gusset plates), $A = A_n$, sendo que A_n é a área bruta menos a área do tubo retirada pelo entalhe da peça. U é dado pela fórmula a seguir:

$$U = 1 - \left[\left(\frac{D/\pi}{L} \right) \right] \leq 0,9 \quad (4.45)$$

4.4 – FLUXOGRAMA DE DIMENSIONAMENTO

A seguir é apresentado, em forma de fluxograma, os passos de cálculo a serem seguidos para dimensionamento dos elementos estruturais em perfis-cantoneira e em perfil tubular, constituintes das torres de transmissão de energia.

A automatização dos cálculos para realizar o dimensionamento das torres segue o fluxograma detalhado a seguir e foi implementado utilizando os recursos disponíveis no MICROSOFT EXCEL.

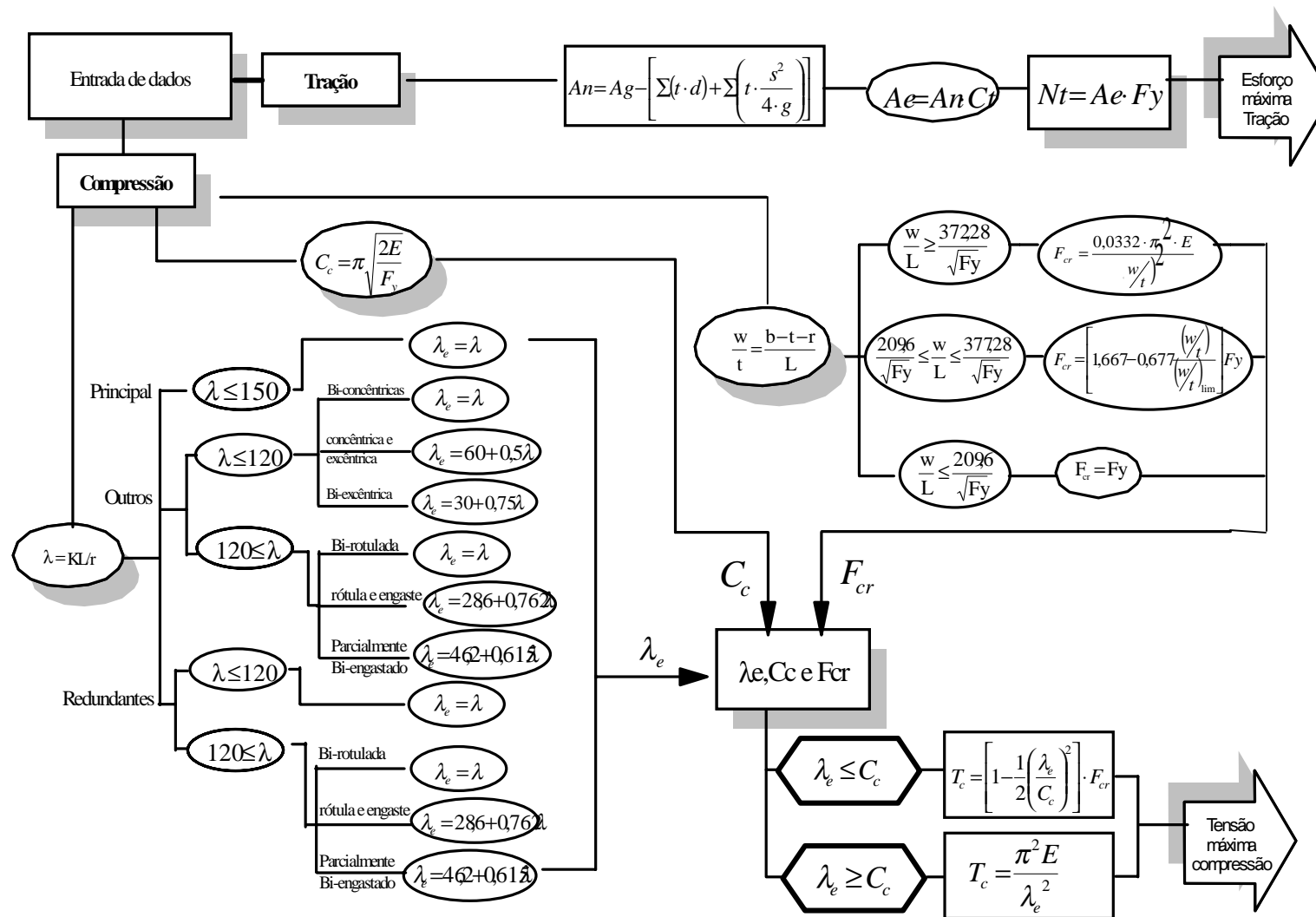


Figura 4.7 – Organograma de dimensionamento de peças de torres em perfis-cantoneira.

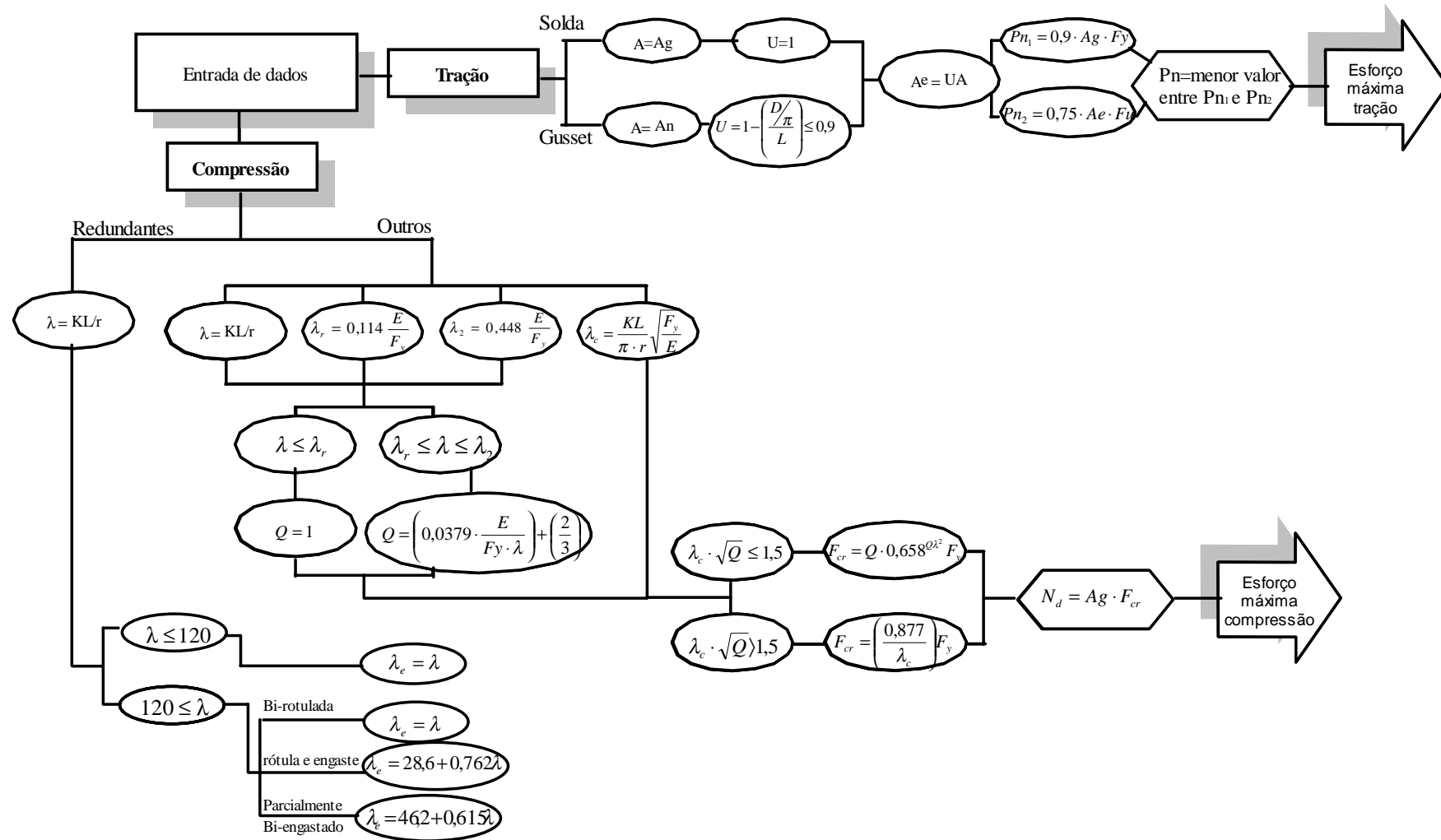


Figura 4.8 – Organograma de dimensionamento de peças de torres em perfil tubular.

4.5 – CARACTERÍSTICAS DE PERFIS-CANTONEIRA E TUBULARES

As torres de transmissão de energia são estruturas leves, com carregamento vertical reduzido, fazendo com que estas estruturas fiquem bastante vulneráveis à ação do vento, que é a carga predominante no seu dimensionamento. Sendo a ação do vento predominante nessas estruturas, o perfil tubular, devido à sua geometria, apresenta vantagens em relação ao perfil-cantoneira.

Devido ao melhor desempenho aerodinâmico apresentado pelo perfil tubular, a força de arrasto induzida pela ação do vento, considerando um vento atuando perpendicular ao perfil, é inferior àquela atuante no perfil-cantoneira.

Esse melhor desempenho aerodinâmico do perfil tubular frente ao perfil-cantoneira é captado pelo coeficiente de arrasto, que dependendo da relação área líquida/área bruta, esse coeficiente para perfis-cantoneira pode chegar a ser quase o dobro daquele para perfis tubulares.

Nas torres atuais, os perfis mais utilizados são os perfis-cantoneira. Esse tipo de perfil, além de estarem mais susceptíveis à ação do vento, tem eficiência estrutural inferior aos perfis tubulares. Uma das causas dessa menor eficiência, é o fato de que as ligações de chapas de ligação (gusset plates) em torres de transmissão serem feitas em apenas uma das abas causando assim uma excentricidade na ligação, além da carga ser aplicada fora do centro de cisalhamento da seção.

O centro de cisalhamento de um perfil é o ponto onde deve ser aplicada a carga axial para que a peça esteja sujeita apenas a esforços axiais sem o surgimento de momento fletor. Em perfis com dois ou mais eixos de simetria, como os tubulares, o centro de cisalhamento coincide com o centro de gravidade. Os perfis-cantoneira com abas iguais, como os utilizados em torres de transmissão, são perfis com apenas um eixo de simetria, o que faz com que o centro de cisalhamento esteja em algum ponto sobre o eixo único de simetria, como mostra a figura 4.9. Assim, em perfis-cantoneira, mesmo que a carga seja aplicada no centro de gravidade da seção, esta carga será excêntrica.

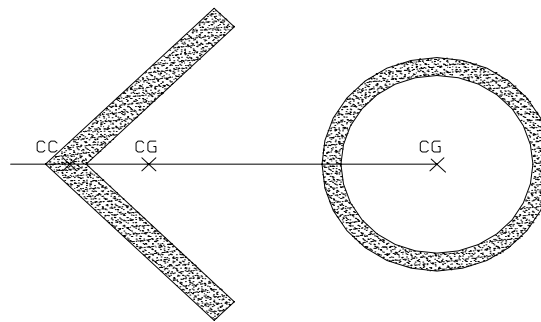


Figura 4.9- Centro de cisalhamento e centro de gravidade

É relevante lembrar que, considerando perfis-cantoneira e perfis tubulares de áreas iguais ou semelhantes, a inércia do perfil tubular será maior em quase todos os casos. O que por sua vez leva a uma resistência à compressão superior.

A seguir mostra-se um cálculo comparativo de uma coluna curta submetida apenas a esforço axial de compressão. A coluna será calculada com perfis-cantoneira e com perfil tubular circular, de áreas semelhantes, a fim de mostrar a superioridade estrutural dos perfis tubulares. O dimensionamento será realizado seguindo as prescrições detalhadas no item 4.3.

As colunas estudadas representam uma perna principal de uma torre de transmissão, e como ocorre nas torres, a coluna será considerada como bi-rotulada e sujeita apenas a esforços axiais de compressão. O primeiro elemento é uma peça curta e o segundo uma peça esbelta. O perfil-cantoneira usado neste exemplo é o mesmo usado na torre, e o perfil circular foi escolhido de forma que a área fosse a mais próxima possível da área do perfil-cantoneira.

• Notações

- b** – Comprimento da aba da cantoneira;
- t** – Espessura;
- R** – raio de curvatura;
- De** – Diâmetro externo do tubo;
- Di** – Diâmetro interno do tubo;
- A** – área da seção;
- I_x** – Momento de inércia em relação ao eixo x;

I_y – Momento de inércia em relação ao eixo y;

J – momento de inércia à torção;

r_x – raio de giração em relação ao eixo x;

r_y – raio de giração em relação ao eixo y;

E – Módulo de elasticidade do aço;

F_y – Limite de escoamento do aço;

K – Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem;

λ - parâmetro de esbeltez;

ρ - coeficiente redutor de resistência;

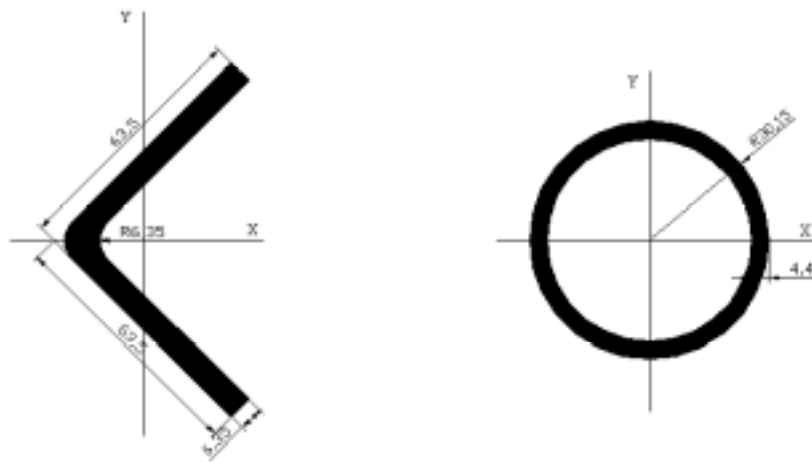


Figura 4.10- Propriedades geométricas dos perfis

- **Propriedades**

Aço

$E = 205000 \text{ Mpa}$ $F_y = 250 \text{ MPa}$

Comprimentos

$L = 1010,00 \text{ mm}$ (peça curta)

$L = 1500,00 \text{ mm}$ (peça longa)

Cantoneira e Tubo

Tabela 4.4 – Propriedades geométricas das seções.

| Cantoneira | | Tubo | |
|------------|------------------------|---------|------------------------|
| b | 63,50 mm | De | 60,30 mm |
| t | 6,35 mm | Di | 51,50 mm |
| R | 6,35 mm | t | 4,40 mm |
| A | 767,00 mm ² | A | 768,00 mm ² |
| Ix | 465664 mm ⁴ | Ix = Iy | 302000 mm ⁴ |
| rx | 24,640 mm | rx=ry | 19,80 mm |
| Iy | 101895 mm ⁴ | | |
| ry | 11,526 mm | | |

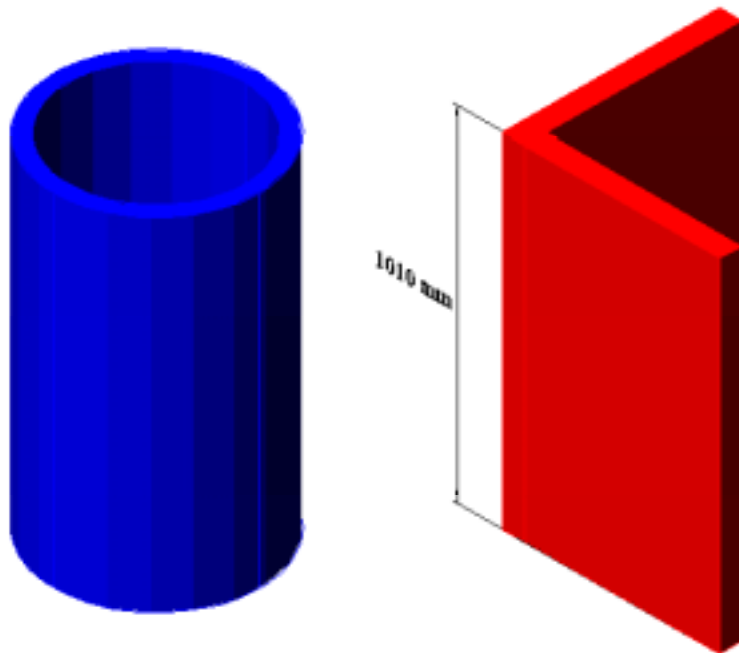


Figura 4.11 – Esquema do perfil.

- **Cálculo da resistência dos perfis para peças curtas**

Cantoneira

$$W = b - t - r \quad W = 0,0508 \text{ cm}$$

$$W/t = 8,00 \quad (W/t)_{\text{lim}} = 13,26 \quad (W/t) \leq (W/t)_{\text{lim}} \Rightarrow \text{OK}$$

$$L/r = 87,63 \quad L/r \leq 150 \Rightarrow KL/r = 87,63$$

$$C_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E}{F_y}} = 127,22 \quad KL/r \leq C_c \Rightarrow T_c = \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{87,63}{127,22} \right)^2 \right] \cdot 250$$

$$T_c = 190,70 \text{ MPa}$$

$$N_c = A_g \cdot T_c \quad \boxed{N_c = 146,27 \text{ KN}}$$

Tubo-circular

$$\lambda = De/t = 13,70 \quad \lambda_r = 0,114 \cdot E/F_y = 93,48 \quad \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow Q = 1$$

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0,57 \quad \lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0,57$$

$$\lambda_c \cdot \sqrt{Q} \leq 1,5 \Rightarrow F_{cr} = Q \cdot 0,658^{Q\lambda^2} \cdot F_y \quad F_{cr} = 218,21 \text{ MPa}$$

$$N_c = A_g \cdot F_{cr} \quad \boxed{N_c = 167,58 \text{ KN}}$$

- Cálculo da resistência dos perfis para peças longas

Cantoneira

$$W = b - t - r \quad W = 0,0508 \text{ cm}$$

$$W/t = 8,00 \quad (W/t)_{\lim} = 13,26 \quad (W/t) \leq (W/t)_{\lim} \Rightarrow \text{OK}$$

$$L/r = 130,14 \quad L/r \leq 150 \Rightarrow KL/r = 130,14$$

$$C_c = \pi \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E}{F_y}} = 127,22 \quad KL/r \geq C_c \Rightarrow T_c = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda_e^2}$$

$$T_c = 119,46 \text{ MPa}$$

$$N_c = A_g \cdot T_c \quad \boxed{N_c = 91,63 \text{ KN}}$$

Tubo-circular

$$\lambda = De/t = 13,70 \quad \lambda_r = 0,114 \cdot E/F_y = 93,48 \quad \lambda \leq \lambda_r \Rightarrow Q = 1$$

$$\lambda_c = \frac{K \cdot L}{r \cdot \pi} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0,84 \quad \lambda_c \cdot \sqrt{Q} = 0,84$$

$$\lambda_c \cdot \sqrt{Q} \leq 1,5 \Rightarrow F_{cr} = Q \cdot 0,658^{\lambda_c^2} \cdot F_y \quad F_{cr} = 185,80 \text{ MPa}$$

$$N_c = A_g \cdot F_{cr} \quad \boxed{N_c = 142,70 \text{ KN}}$$

Com esses resultados vê-se que, se a comparação for realizada com peças curtas, o perfil tubular tem uma resistência superior aos perfis-cantoneira de $\pm 14\%$, já se a comparação for realizada com peças longas e, portanto mais esbeltas, esta diferença entre resistências sobe para $\pm 55\%$. Isso se deve ao fato de os perfis tubulares terem maior resistência a flambagem global do que os perfis-cantoneira. Logo, quando a tensão dominante no dimensionamento for a tensão de flambagem, a diferença de resistência entre os perfis será maior que quando a tensão dominante for a tensão de escoamento. Isso mostra que se for considerada uma torre de transmissão de energia em perfil tubular para suportar a mesma carga que uma torre em perfis-cantoneira, poder-se-ia reduzir a seção transversal e até eliminar alguns elementos. Isso levaria a uma redução do peso da estrutura e conseqüentemente do custo relativo a material. Como essas torres são feitas em série, uma pequena redução no custo de uma torre, gera uma grande economia se for considerada uma linha transmissão completa.

Devido a maior rigidez do perfil tubular, os deslocamentos obtidos são inferiores aos obtidos em torres com perfis-cantoneira, o que já é mais uma vantagem.

Um outro aspecto importante na comparação entre torres em perfis-cantoneira e em perfil tubular é o tipo de ligação. Nas torres em perfis-cantoneira, as ligações são feitas, geralmente, por apenas um aba e com apenas um parafuso, como mostra a figura 4.12. A ligação feita dessa maneira introduz uma excentricidade na peça, além da já existente devido à geometria do perfil. No caso de perfis tubulares, não há excentricidade devido à geometria do perfil e, devido às ligações, essa excentricidade pode até ser nula em alguns casos. Em estruturas reticulares espaciais em perfil tubular, geralmente, a ligação é realizada com juntas constituídas por chapas esbeltas soldadas entre si, e perfuradas para ligar por meio de parafusos as extremidades das barras que concorrem à junta. A extremidade das barras é formada por chapas de transição paralela, soldadas em corte embutido na extremidade das barras. Como apresenta BATTISTA (1997).

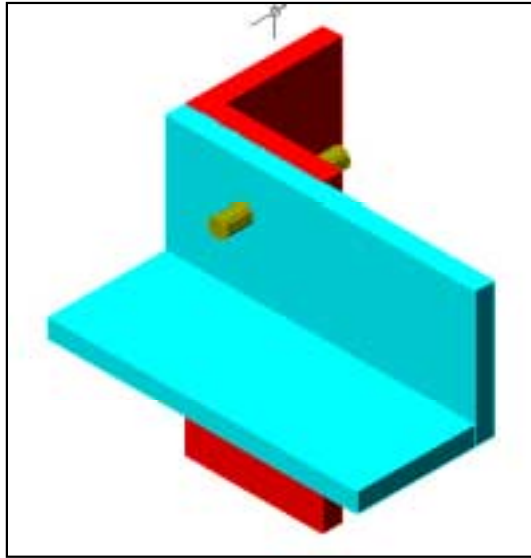


Figura 4.12 – Exemplos de ligações entre perfis cantoneira.

Estruturalmente, as ligações entre perfis tubulares apresentam vantagens, como aquelas descritas anteriormente. Porém, o mesmo não se verifica quando são considerados os aspectos construtivos, resultando em facilidades de montagem quando são usadas ligações parafusadas para perfis-cantoneira. Nesse caso, a peça em cantoneira já vem com furo para o parafuso, sendo necessário apenas o equipamento para aperto do parafuso. Já no caso de perfis tubulares, é preciso preparar as juntas, corta os tubos e soldar as chapas, isso torna as ligações tubulares mais trabalhosas.

CAPÍTULO 5

MODELAGEM MATEMÁTICO – NUMÉRICA

5.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo aborda os aspectos relativos à metodologia adotada neste trabalho para conduzir o estudo das torres de transmissão de energia em perfis tubulares. Na sequência, são apresentados os elementos que possibilitaram a realização das tarefas estabelecidas na metodologia. Assim, é apresentado o modelo estrutural da torre autoportante com as suas características geométricas e físicas, os carregamentos atuantes, as hipóteses adotadas para as combinações de carregamento, a descrição da modelagem numérica via elementos finitos, a abordagem usada para proceder ao dimensionamento da torre em perfil tubular e, finalmente, uma descrição das análises e simulações numéricas realizadas para estudar e entender o comportamento estrutural dessas torres.

5.2 – METODOLOGIA

A metodologia estabelecida, inicialmente, consistia de três fases, sendo a fase 3 deixada para estudos futuros por questão de ênfase e foco de um primeiro trabalho nesta linha de pesquisa e também pela exigüidade de tempo para o desenvolvimento dos trabalhos.

A fase 1 foi iniciada com uma busca na literatura técnica/científica dos trabalhos sobre torres de linha de transmissão. Existe uma gama enorme de trabalhos sobre este tipo de sistema estrutural, tanto enfocando o comportamento dinâmico quanto o estático, mas para torres em perfis-cantoneira. Verifica-se a inexistência desse tipo de sistema em perfil tubular. Sendo assim, procurou-se identificar nesses trabalhos os vários fatores que influenciam o comportamento desses sistemas estruturais. Existem

vários estudos realizados na tentativa de previsão da carga última real dessas estruturas, levando em consideração os vários fatores que podem influenciar no desempenho estrutural. Muito desses fatores já foram citados no capítulo 4. O próximo passo, ainda dentro dessa fase, foi identificar os carregamentos e combinações de carregamento que são consideradas na análise, além de estudar e entender as normas técnicas nacionais e internacionais que tratam especificamente desse tipo de estrutura.

Uma vez identificado os vários fatores influentes, as cargas, as hipóteses de carga e as especificações de normas, partiu-se para se trabalhar com um modelo de torre em perfis-cantoneira, sendo a modelagem realizada via elementos finitos, com o programa Ansys 6.0 (2001).

Na fase 2, estabeleceram-se os procedimentos adotados neste trabalho para realização do dimensionamento de torres de linhas de transmissão em perfil tubular. Para isso, foi adotada uma estratégia de usar as informações contidas nas normas que trazem especificações somente para perfis-cantoneira, conjuntamente com aquelas encontradas em especificações de projeto para peças em perfil tubular. Em seguida, procedeu-se a realização das várias análises, cuja descrição se encontra no final deste capítulo, visado obter informações do comportamento desse sistema em perfil tubular frente ao perfil-cantoneira.

Com o dimensionamento, verificou-se o peso da estrutura obtida frente àquela em perfil-cantoneira e com as análises buscou-se entender as diferenças entre o comportamento estrutural. Para isso, realizaram-se análises lineares e não-lineares física e geométricas, análise de colapso progressivo, análise da carga crítica de flambagem e análise de vibrações livres. Com os resultados dessas análises, procurou-se identificar: quais os elementos mais solicitados e a comparação desses valores com aqueles obtidos para torres em perfis-cantoneira; qual a influência dos tipos de contraventamento na resposta de estrutura; qual a influência dos contraventamentos secundários na resistência última da estrutura; qual a sequência de colapso e a identificação desses elementos que entram em colapso; que acréscimo da carga portante da estrutura se obtém quando as barras que entraram em colapso, são reforçadas; qual a relação da carga de flambagem obtida com aqueles valores para as quais a estrutura foi dimensionada; qual a reserva de resistência da estrutura quando se faz uma análise não-linear física e geométrica em relação àquela estabelecida para estrutura em regime

elástico linear; que frequências naturais e formas modais são obtidas para estrutura. Tenta-se, no capítulo seguinte, explorar as informações obtidas através dessas análises.

Para a fase 3, cujas tarefas a serem realizadas serão apresentadas como sugestão para desenvolvimento de trabalhos futuros, tem-se:

- A análise de uma linha de transmissão, com inclusão dos cabos no modelo e considerando o efeito da continuidade da linha, além da interação solo/estrutura.

- A consideração do vento de forma dinâmica, pois acordo com dados disponíveis na literatura, como aqueles encontrados no relatório “RT.SCM-GTML.002 ver. 6 de 1997” do grupo de manutenção de linhas de transmissão do GCOI, cujo título é “Queda de Estruturas por Ação do Vento”, em levantamento realizado desde do ano de 1970, que das 653 ocorrências registradas, um total de 513 deve-se à ação do vento, o que significa uma parcela de 78,56% das ocorrências registradas. Vários trabalhos são encontrados na literatura reportando o comportamento das torres de linhas de transmissão sob ação dinâmica do vento.

Em trabalhos recentes Battista et al (2003) discutiram o comportamento dinâmico dessas torres sob ação de vento forte e a caracterização do mecanismo de instabilidade apresentado pelas mesmas quando sob ação do vento;

- Otimização estrutural que leva em consideração aspectos de custo relativos a ligação entre perfis tubulares e de montagem, além da investigação de formas geométricas alternativas, via otimização topológica, para verificar qual a forma mais adequada para a estrutura em perfil tubular.

- Investigação do comportamento estrutural, a nível local, com a utilização de modelagem mais refinada, com o objetivo de verificar o comportamento local do tubo e a influência do desempenho das ligações tubulares na capacidade de carga global da estrutura.

De antemão, sabe-se que muitas das não-linearidades observadas nas torres em perfis-cantoneira não serão observadas naquelas em perfis tubulares devido às características geométricas apresentadas por este perfil.

5.3 – MODELO ESTRUTURAL

A torre analisada é uma torre autoportante do tipo delta, que tem função estrutural de estrutura de sustentação, possui circuito simples horizontal e tem 33,5 metros de altura e base quadrada de 6,8 metros. As características básicas da torre estão apresentadas na tabela 5.1 e a geometria no anexo 1:

Tabela 5.1 – Características básicas do sistema.

| | |
|--------------------|----------------------------|
| Tensão | 230 KV |
| Circuito | Simple (com 2 pára-raios) |
| Aplicação | Suspensão em alinhamento |
| Ângulo de deflexão | 0 ° |
| Vão médio (m) | 500 |
| Vão gravante (m) | 600 |
| Cabo condutor | AAAC 927,2 MCM – “GREELEY” |
| Cabo pára-raios 1 | AAAC 312,8 MCM – “BUTTE” |
| Cabo pára-raios 2 | OPGW 24 fibras |

Esta torre é, originalmente, uma torre em perfis-cantoneira, que faz parte de uma linha de transmissão de 230 KV, cujos projetos, incluindo as hipóteses de cargas foram fornecidos por uma empresa especializada neste tipo sistemas estruturais. O dimensionamento da torre em perfis-cantoneira foi realizado utilizando as hipóteses de carga e os valores das cargas fornecidos pelo projeto original.

As cargas de peso próprio foram calculadas em programa específico para análise de torres de transmissão e foram fornecidas pela mesma empresa que forneceu os projetos. As cargas de peso próprio foram obtidas, dividindo a torre em painéis e o peso dos painéis foi aplicado no nível inferior de cada painel. Os níveis de aplicação de carga de peso próprio são os mesmos níveis de aplicação de carga de vento e estão representados na figura 5.1. Os valores das cargas de peso próprio em cada nível estão na tabela 5.2.

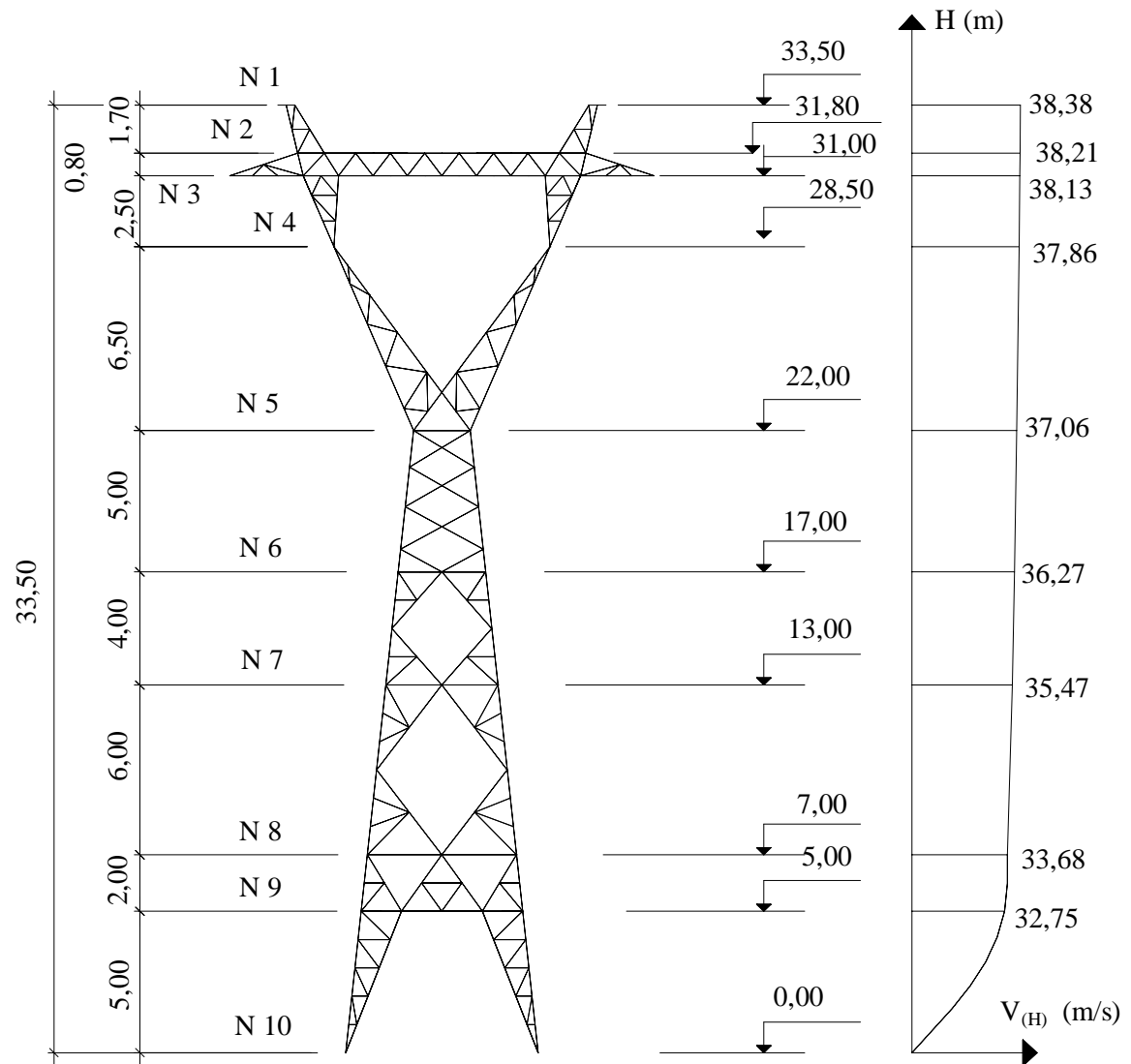


Figura 5.1 – Níveis de aplicação de carga de vento. (valores em metros).

Tabela 5.2 – Carga de peso próprio nos níveis.

| Níveis | P (kgf) |
|--------|---------|
| 2 | 60 |
| 3 | 300 |
| 4 | 500 |
| 5 | 465 |
| 6 | 600 |
| 7 | 500 |
| 8 | 644 |
| 9 | 453 |
| 10 | 558 |

As hipóteses de carga utilizadas na torre em perfil tubular foram basicamente as mesmas utilizadas na torre em perfis-cantoneira, diferindo apenas o valor das cargas de vento. O coeficiente de arrasto para perfis tubulares tem valor inferior ao coeficiente de arrasto para perfis-cantoneira. Assim tornou-se necessário recalculas as cargas de vento para a torre em perfil tubular. Na tabela 5.3 estão os valores da carga de vento fornecidos pelo projeto, para torre em perfis-cantoneira, e os valores da carga de vento recalculados para a torre em perfil tubular. Os valores fornecidos são referentes aos níveis de aplicação da carga de vento, como pode ser visto na figura 5.1.

Tabela 5.3 – Carga de vento no diversos níveis. (valores em kN).

| Níveis | Vento transversal | | Vento longitudinal | | Vento a 45° | |
|--------|-------------------|-------|--------------------|-------|-------------|-------|
| | Cantoneira | Tubo | Cantoneira | Tubo | Cantoneira | Tubo |
| 1 | 0,530 | 0,325 | 0,750 | 0,450 | 0,550 | 0,347 |
| 2 | 1,140 | 0,761 | 3,890 | 2,278 | 2,130 | 1,198 |
| 3 | 2,090 | 1,296 | 4,220 | 2,367 | 2,680 | 1,563 |
| 4 | 6,170 | 3,551 | 4,530 | 2,515 | 4,540 | 3,031 |
| 5 | 7,260 | 4,164 | 6,090 | 3,490 | 5,660 | 3,725 |
| 6 | 4,890 | 2,815 | 4,960 | 2,854 | 4,180 | 2,674 |
| 7 | 5,550 | 3,181 | 5,550 | 3,181 | 4,710 | 3,008 |
| 8 | 4,000 | 2,310 | 4,000 | 2,310 | 3,390 | 2,184 |
| 9 | 2,350 | 1,405 | 2,350 | 1,405 | 2,000 | 1,329 |

As hipóteses de cargas utilizadas para ambos os dimensionamentos são apresentadas a seguir:

Hipótese 1 – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos, todos os cabos intactos e vento transversal máximo;

Hipótese 2a – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e o rompimento do pára-raio direito;

Hipótese 2b – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e o rompimento do pára-raio esquerdo;

Hipótese 3c – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e o rompimento do cabo condutor central;

Hipótese 3d – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e o rompimento do cabo condutor direito;

Hipótese 3e – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e o rompimento do cabo condutor esquerdo;

Hipótese 4 – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos, todos os cabos intactos e vento máximo a 45°;

Hipótese 5 – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos e acrescentou-se carga de construção;

Hipótese 6 – Considerou-se o peso próprio da estrutura e dos equipamentos, todos os cabos intactos e vento longitudinal máximo.

As hipóteses de carregamento estão apresentadas nas figuras 5.2 a 5.10, em um esboço frontal da torre.

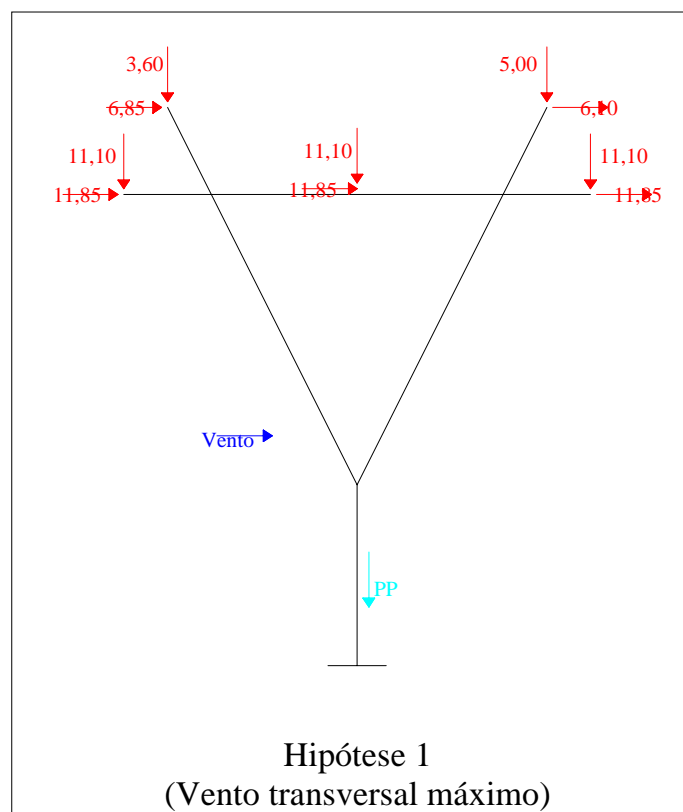


Figura 5.2 – Hipótese de carga 1 (kN).

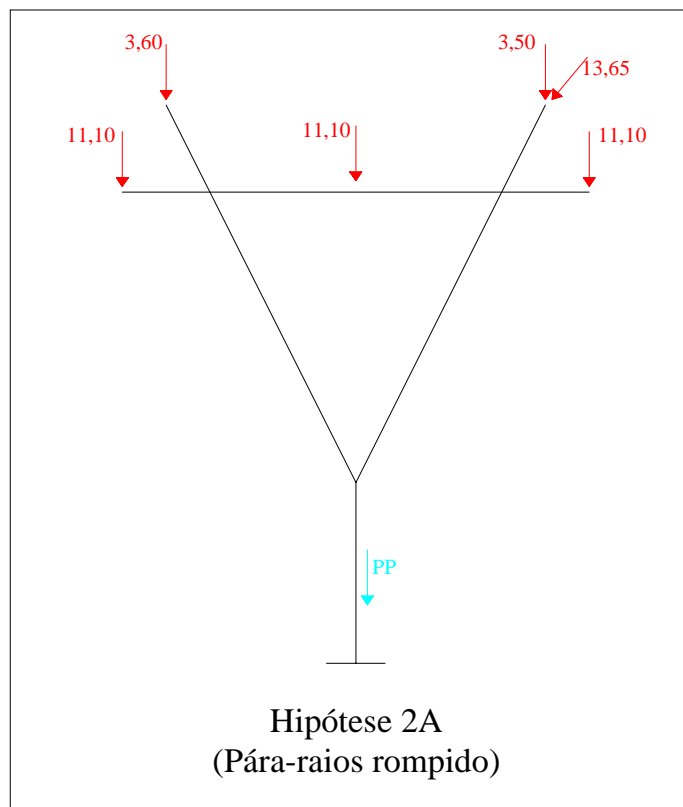


Figura 5.3 – Hipótese de carga 2A (kN).

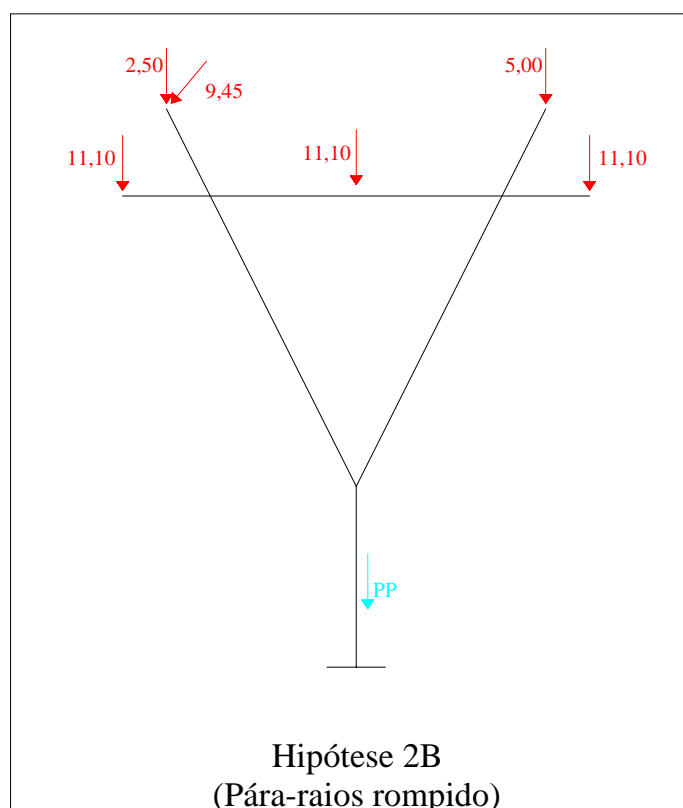


Figura 5.4 – Hipótese de carga 2B (kN).

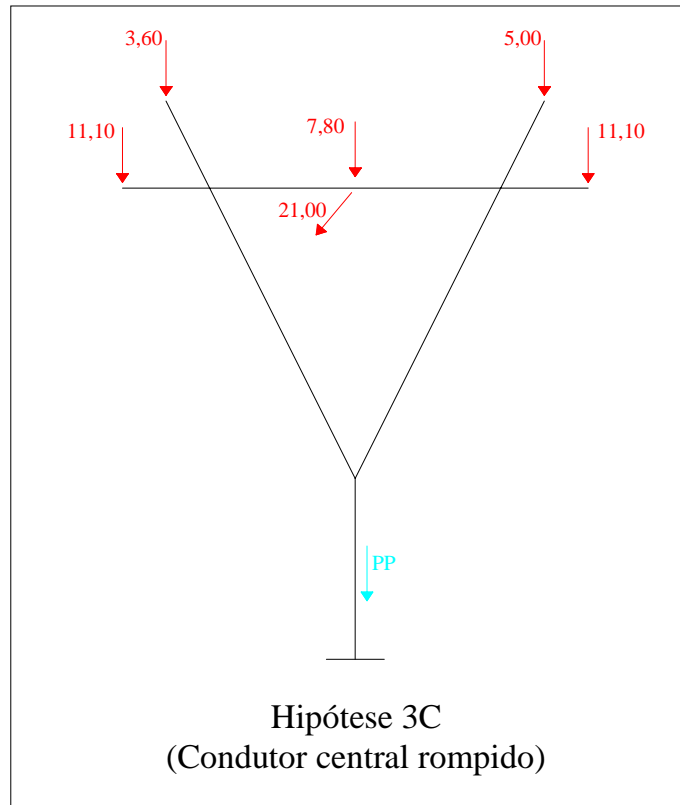


Figura 5.5 – Hipótese de carga 3C (kN).

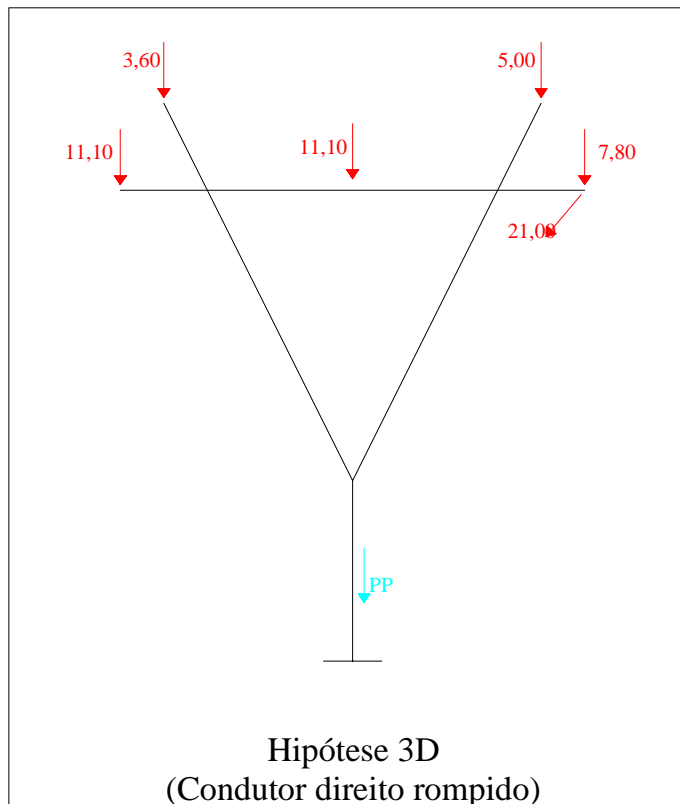


Figura 5.6 – Hipótese de carga 3D (kN).

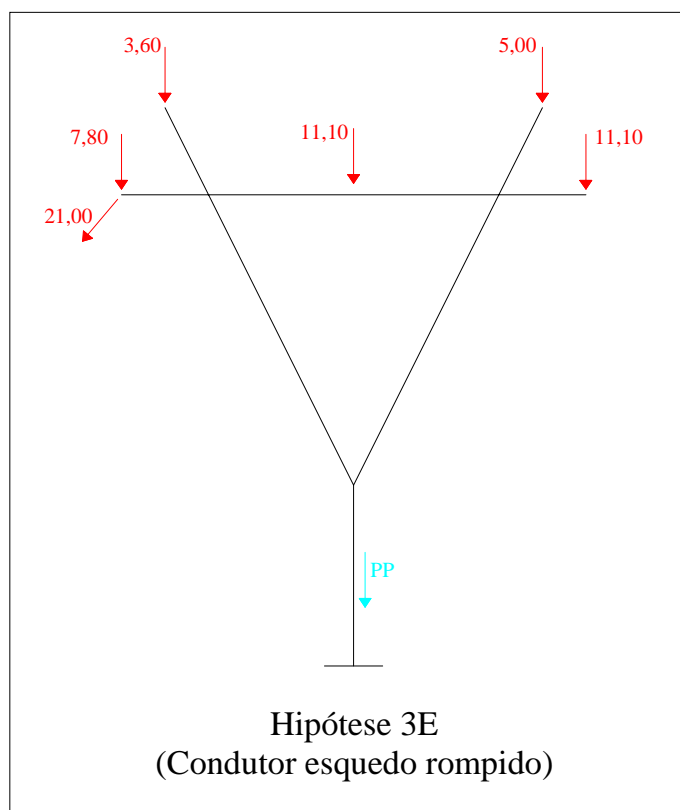


Figura 5.7 – Hipótese de carga 3E (kN).

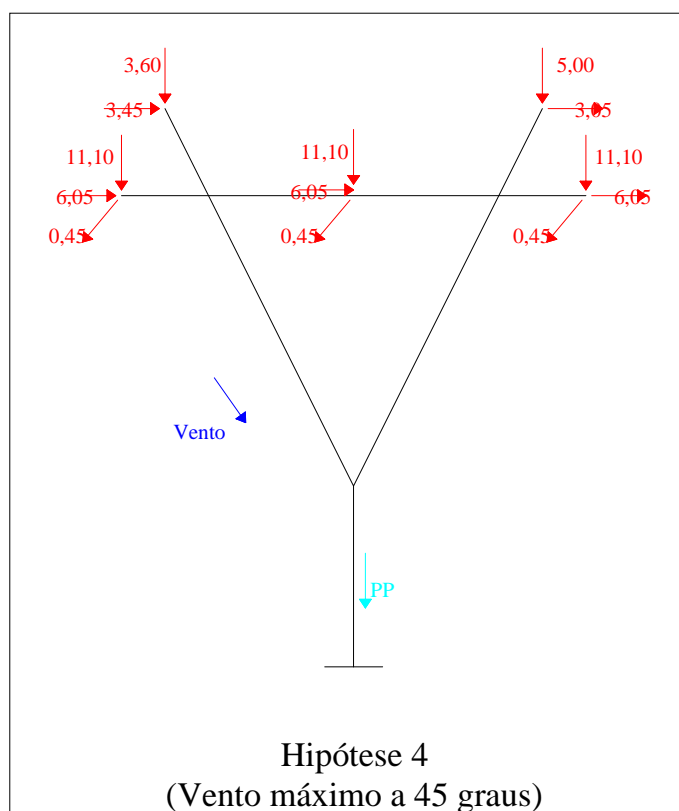


Figura 5.8 – Hipótese de carga 4 (kN).

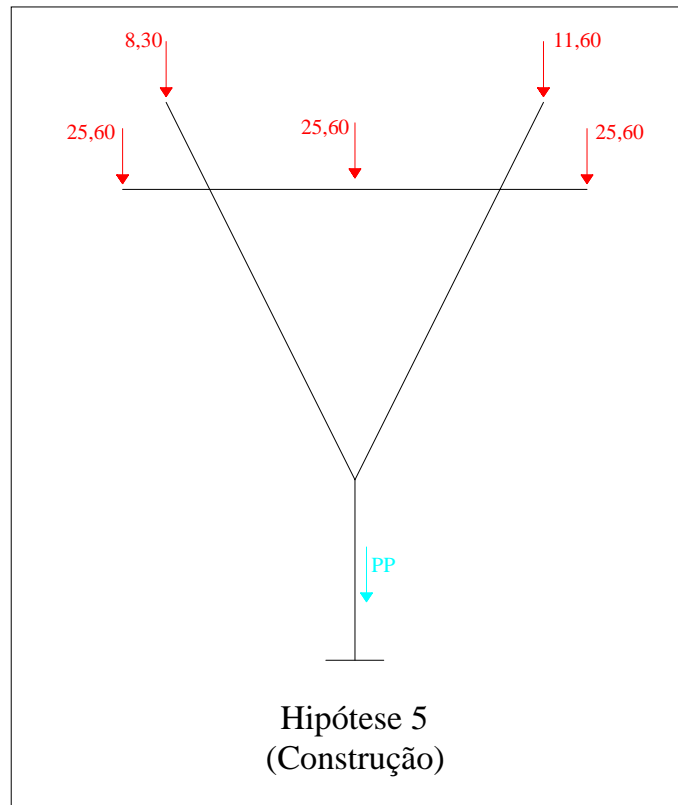


Figura 5.9 – Hipótese de carga 5 (kN).

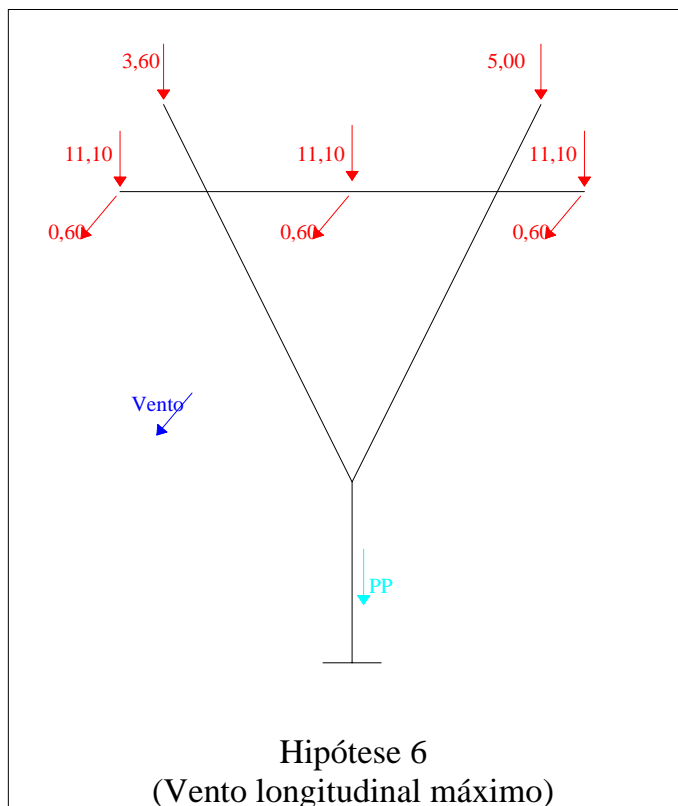


Figura 5.10 – Hipótese de carga 6 (kN).

5.4 – MODELAGEM

As torres de transmissão são consideradas, na prática, como suportes treliçados, ou seja, possuem ligações rotuladas e seus elementos estão sujeitos apenas a esforços axiais. Na modelagem realizada foram adotados elementos de viga-coluna. O uso de elementos viga-coluna não acarreta grandes erros, pelo fato de os momentos gerados nas ligações serem pequenos, além de que alguns elementos como, por exemplo, as pernas principais realmente trabalharão como viga-coluna. Para os dimensionamentos realizados foram considerados apenas os esforços axiais destes elementos.

A torre estudada possui 846 elementos, sendo que 352 são contraventamentos secundários. A modelagem em elementos finitos foi realizada sem os contraventamentos secundários, com 209 nós, 494 barras e usando um elemento por barra. O elemento utilizado para todos os membros da torre, incluindo os contraventamentos primários, foi o beam 44, que é um elemento de pórtico, 3-D, com seis graus de liberdade por nó, ou seja, translação em x, y e z e rotação em torno de x, y e z. O elemento beam 44 é apresentado na figura 5.11. Usou-se o programa Ansys 6.0 (2001) e foi realizada inicialmente uma análise elástica linear. A figura 5.12 apresenta uma vista da torre completa e um esboço sem os contraventamentos secundários.

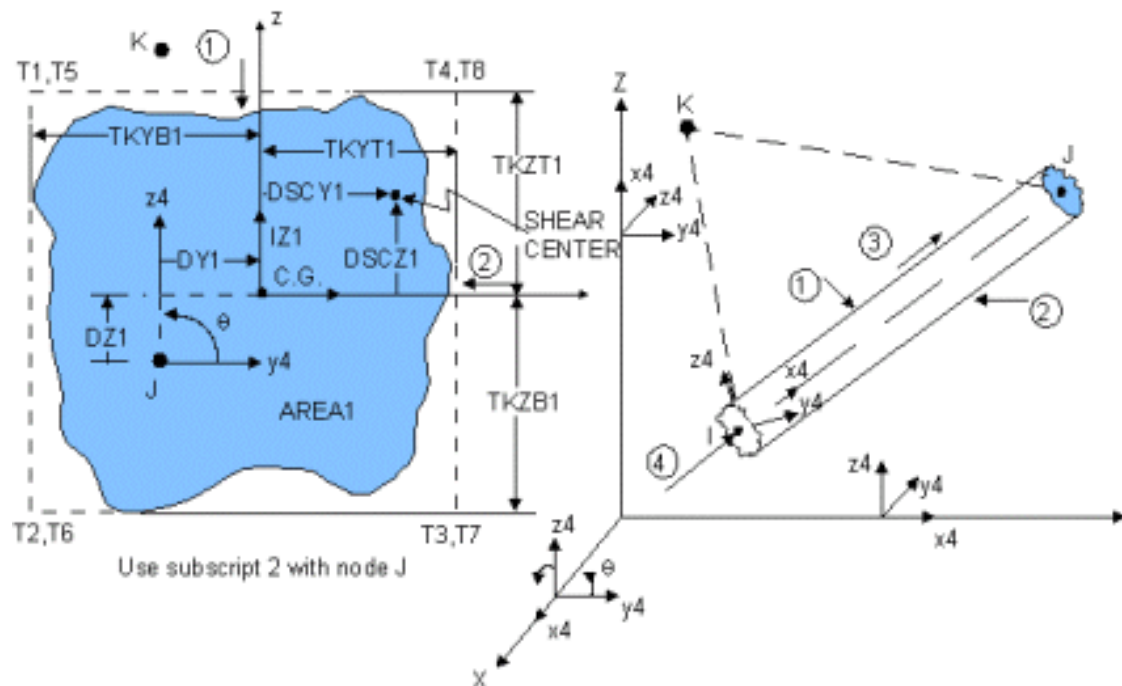


Figura 5.11 – Propriedade elemento beam 44.

Não se modelaram os contraventamentos redundantes e por esse motivo os mesmos não possuem esforços calculados, sendo dimensionado de maneira apenas a atender a alguns limites de esbeltez, previsto pelas normas e expostos na seção 3 do capítulo 4. O objetivo desses contraventamentos é apenas reduzir o comprimento de flambagem dos elementos principais, não sendo considerados no cálculo dos esforços nem dos deslocamentos.

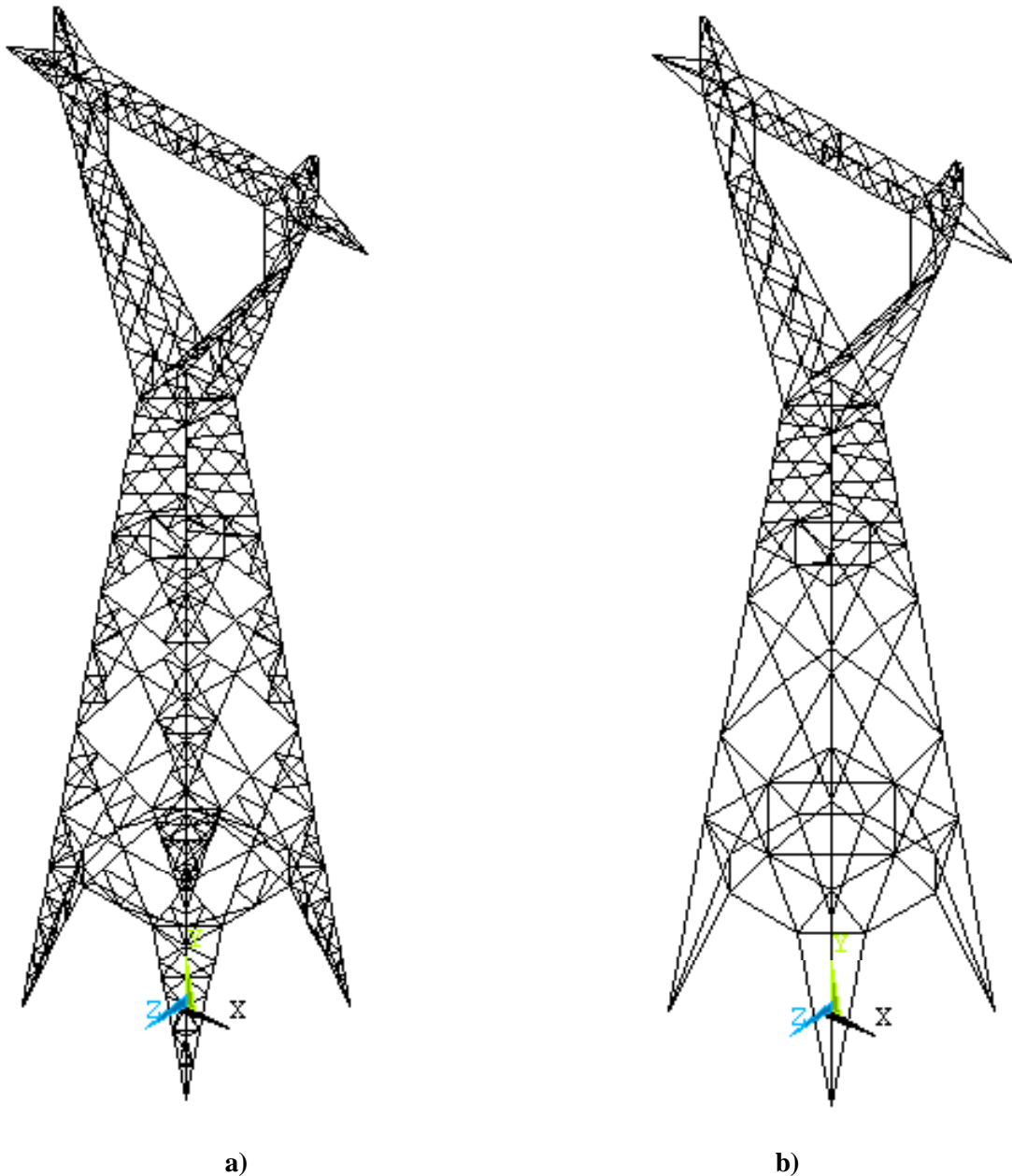


Figura 5.12 – Vista em perspectiva da torre estudada: a) Torre completa; b) Sem contraventamentos secundários.

5.5 – DIMENSIONAMENTO DA TORRE EM PERFIS-CANTONEIRA E EM PERFIL TUBULAR

Este estudo começou com o dimensionamento de uma torre em perfis-cantoneira utilizando o Manual N° 52 (1991) da ASCE (“Guide for design of steel transmission towers”) e a NBR 8850 (1985)– Execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão. Em seguida, esta mesma torre foi dimensionada em perfil tubular. Como não existe norma específica para este tipo de torre, ela foi dimensionada usando uma coletânea de normas já relacionada no capítulo 3. O método utilizado para estes dimensionamentos foi o método dos estados limites, que consiste em multiplicar as ações nominais por coeficientes de ponderação específicos, que dependem da natureza da solicitação e da hipótese de carregamento a ser verificada. As solicitações resultantes deste processo devem ser comparadas com as tensões últimas, obtidas através das condições de escoamento da seção transversal e de flambagem das barras.

Realizaram-se três modelagens, uma com perfis-cantoneira e duas com perfil tubular. Para cada modelagem usaram-se as nove hipóteses de carga descritas anteriormente. A partir da modelagem, foram obtidos os esforços para a torre em perfis-cantoneira e para a torre em perfil tubular, e em seguida realizado os dimensionamentos. Os esforços, para realização dos dimensionamentos, foram obtidos com as seguintes modelagens:

- **Cantoneira** – modelando-se apenas as pernas principais e os contraventamentos primários. No dimensionamento foram utilizados todos os contraventamentos secundários, que como já foi dito tem apenas a função de reduzir o comprimento de flambagem dos outros elementos. Ou seja, os elementos principais quando do dimensionados, tiveram seu comprimento reduzido devido o travamento realizado pelos contraventamentos secundário.

- **Tubo 1** – a modelagem foi realizada de maneira análoga à modelagem da torre em perfis-cantoneira. O dimensionamento também foi realizado utilizando todos os contraventamentos secundários.

- **Tubo 2** – a diferença em relação ao **tubo 1** esta relacionada apenas com o dimensionamento, uma vez que em **tubo 1** utilizaram-se todos os contraventamento secundários. Em **tubo 2** retiraram-se alguns contraventamentos secundários e por

este motivo alguns elementos tiveram que ser calculado com comprimento de flambagem superior ao usado em **tubo 1**, o que conseqüentemente exigiu perfis mais robustos.

A nomenclatura acima será referida quando da apresentação e análise dos resultados. As condições de apoio estão apresentadas na figura 5.13.

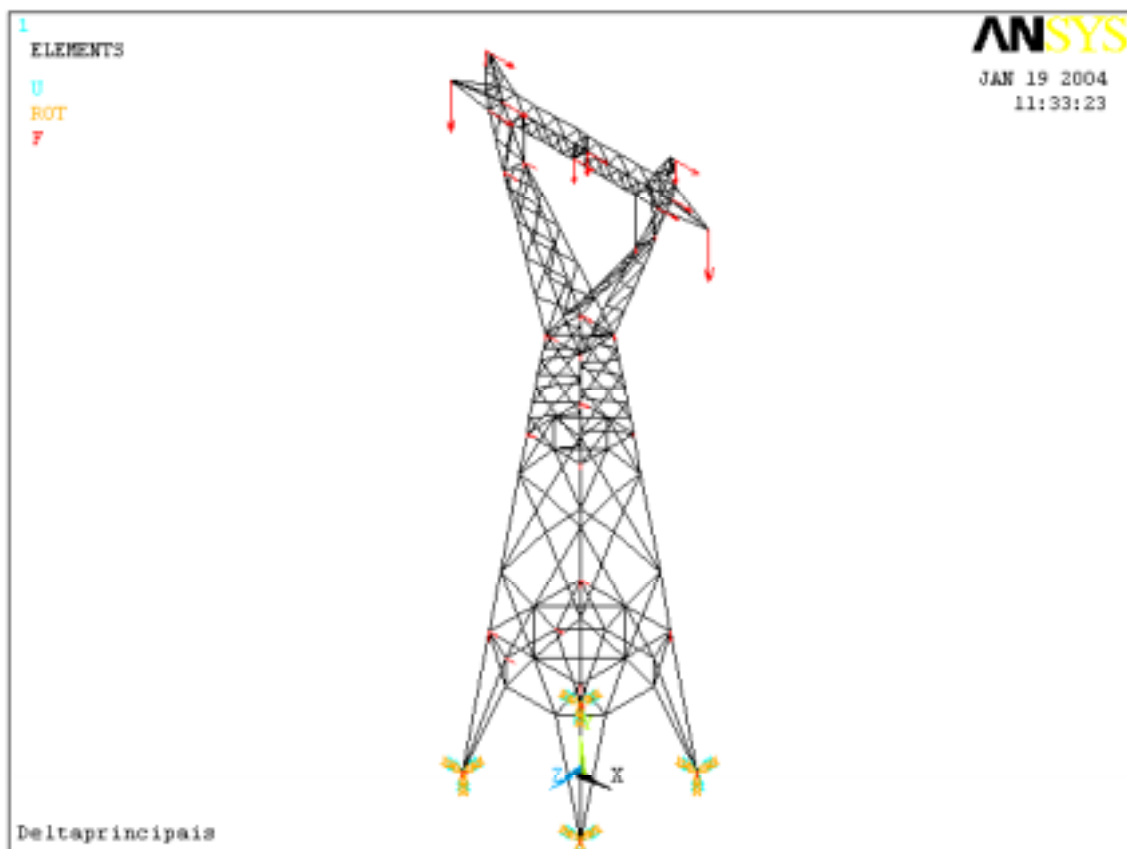


Figura 5.13 – Hipótese de carga 1 e condições de apoio.

Para facilitar e generalizar o dimensionamento dos elementos, as condições de contorno da estrutura e das ligações foram consideradas as mais simples. Todas as barras foram supostas rotuladas em ambas extremidades e sujeitas apenas a cargas concêntricas. No caso dos perfis-cantoneira foram consideradas ligações parafusadas em apenas uma das abas e com apenas um parafuso. Já no caso dos perfis tubo-circulares, a ligação foi feita por chapas de ligação (gusset plates) com espessura igual à espessura do perfil.

No projeto real, nem todas as ligações foram realizadas com apenas um parafuso e em apenas uma das abas, porém esta foi à hipótese usada neste estudo a fim de uniformizar as ligações e assim facilitar a comparação entre a torre em perfis-cantoneira e a torre em perfil tubular. Como este trabalho não teve como objetivo o estudo da influência das ligações, tentou-se torná-las as mais simples possíveis.

Os esforços máximos usados no dimensionamento não foram correspondentes a uma única hipótese de carga, visto que algumas barras eram mais solicitadas para uma determinada hipótese e para outra hipótese tinha esforços praticamente nulos, enquanto que para outras barras ocorria o contrário.

5.6 – ESTUDO DOS CONTRAVENTAMENTOS

O grande número de contraventamentos secundários utilizados nas torres em perfis-cantoneira é uma das causas do elevado custo destas torres. Como já foi visto, esses elementos não possuem a função de resistir a esforços, servem apenas, na maioria das torres, para reduzir o comprimento de flambagem dos demais elementos. Nas torres em perfis tubulares é esperado, devido às propriedades destes perfis, que esse número de contraventamentos secundários diminuam bastante. É importante lembrar que o perfil tubular é mais caro que o perfil-cantoneira, logo, é necessário que haja uma grande redução do número de contraventamento secundários para que possa compensar a diferença de preço.

Para estudar as influências dos contraventamentos secundários nas torres em perfis tubulares, escolheu-se um módulo de contraventamento da torre estudada. A partir dele realizou-se um dimensionamento completo, incluindo os contraventamentos secundários, para a hipótese de carga mais crítica. Em seguida, aos poucos, retiraram-se os contraventamentos secundários, até restar apenas os elementos principais. Na sequência, analisou-se a influência dos tipos de contraventamentos primários.

Como já mencionado, os contraventamentos secundários geralmente não são modelados e são considerados apenas no dimensionamento, quando se calcula o comprimento de flambagem dos membros principais. Para verificar essa metodologia de dimensionamento comumente usada, os três primeiros módulos de contraventamento,

por ainda possuírem contraventamentos secundários, foram modelados com e sem os contraventamentos secundários, e em seguida foram dimensionados usando contraventamentos secundários com e sem os esforços calculados.

Para todos os contraventamentos utilizados foram usadas as mesmas condições de apoio e de carregamento. Para se obter as cargas nesse módulo, consideraram-se as ações em toda a torre e calcularam-se os carregamentos gerados neste módulo devido à ação da parte superior da torre, por este motivo há momentos aplicados no módulo estudado. A modelagem para o módulo foi realizada da mesma maneira daquela adotada para a torre completa. As cargas aplicadas referentes à resposta da parte superior da estrutura estão na tabela 5.4.

Todos os tipos de contraventamentos utilizados neste módulo foram dimensionados seguindo as indicações da seção 6, do capítulo 3, e em seguida foram comparados os pesos e os deslocamentos horizontais máximos, para concluir qual o tipo de contraventamento que melhor se adequou para torres em perfis tubulares. Os módulos de contraventamentos modelados e dimensionados são mostrados nas figuras 5.14 a 5.23.

Tabela 5.4 – Carregamento aplicado no módulo de contraventamento (kN)

| | Fx | Fy | Fz | Mx | My | Mz |
|-----|--------|---------|---------|---------|--------|---------|
| 5 | 0,000 | -0,094 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 111 | 0,000 | -0,089 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 151 | 0,000 | -0,525 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 164 | 0,000 | 0,348 | 0,000 | 0,000 | 0,000 | 0,000 |
| 186 | 7,587 | 63,171 | -6,965 | -7,494 | -1,999 | -6,513 |
| 187 | 11,269 | -96,406 | 10,641 | 11,432 | -2,077 | -10,898 |
| 188 | 11,269 | -96,399 | -10,641 | -11,432 | 2,049 | -10,873 |
| 189 | 7,587 | 63,170 | 6,965 | 7,494 | 2,025 | -6,544 |

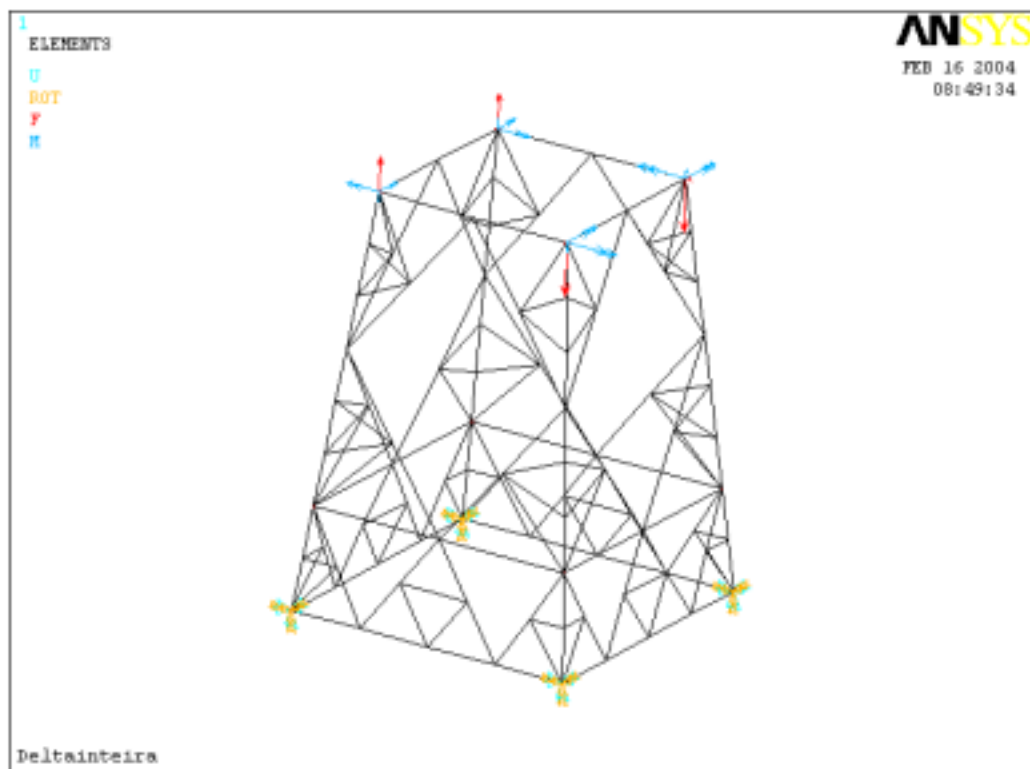


Figura 5.14 – Condições de apoio e carregamento.

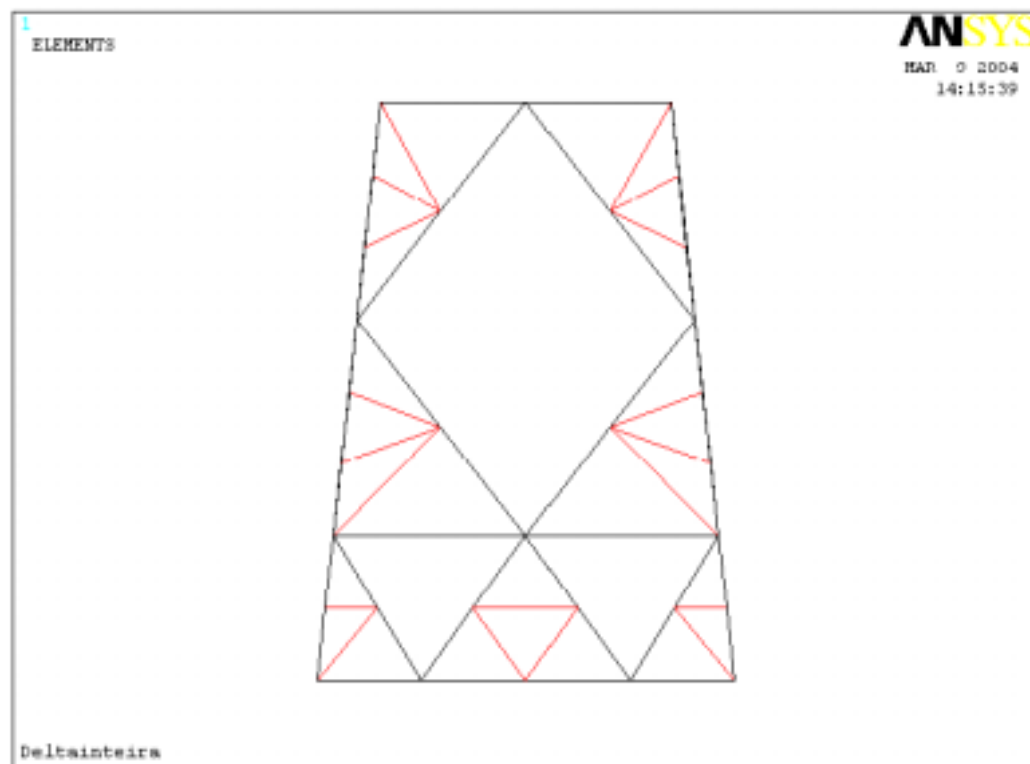


Figura 5.15 – Modelo 1.

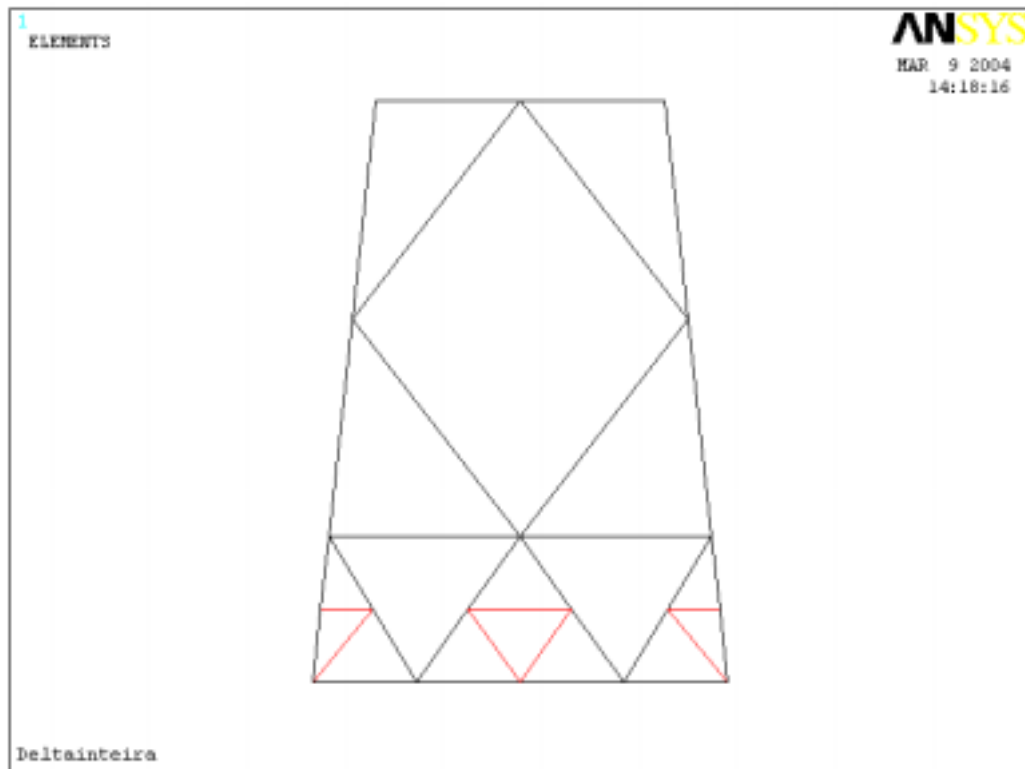


Figura 5.16 – Modelo 2.

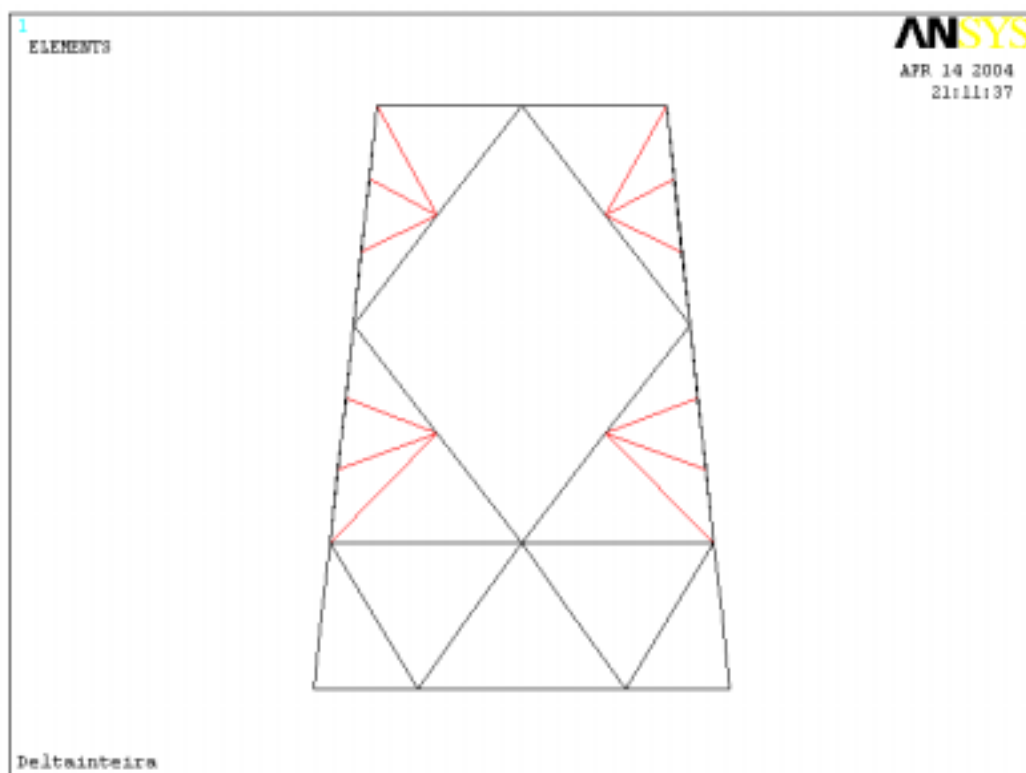


Figura 5.17 – Modelo 3.

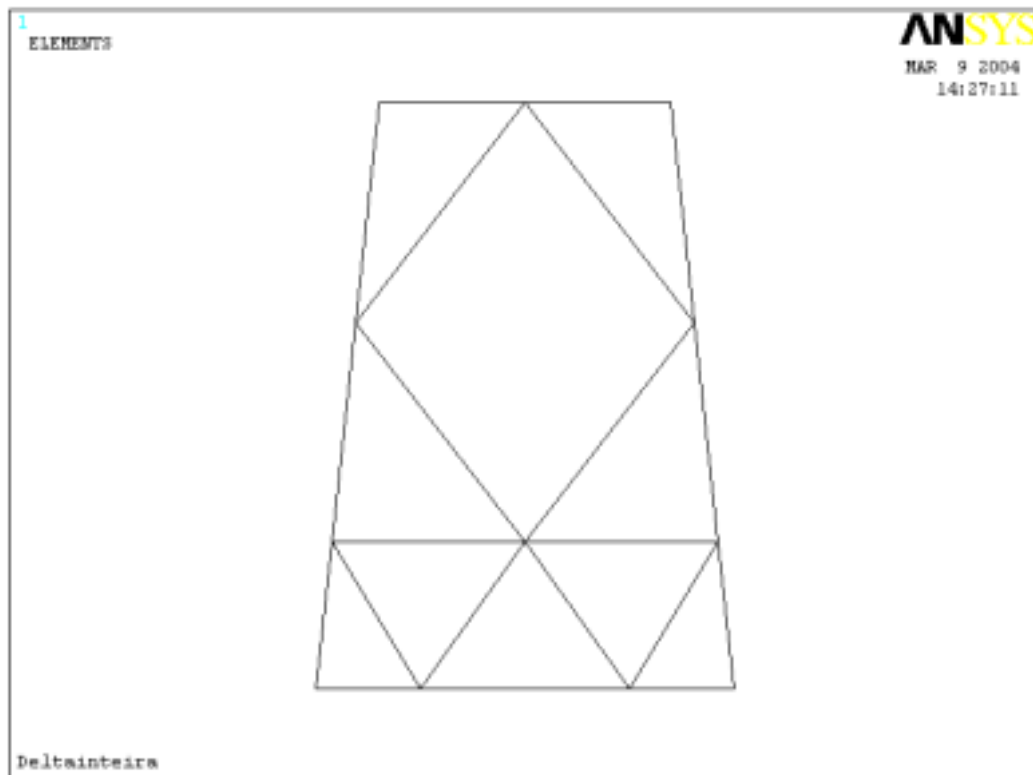


Figura 5.18 – Modelo 4.

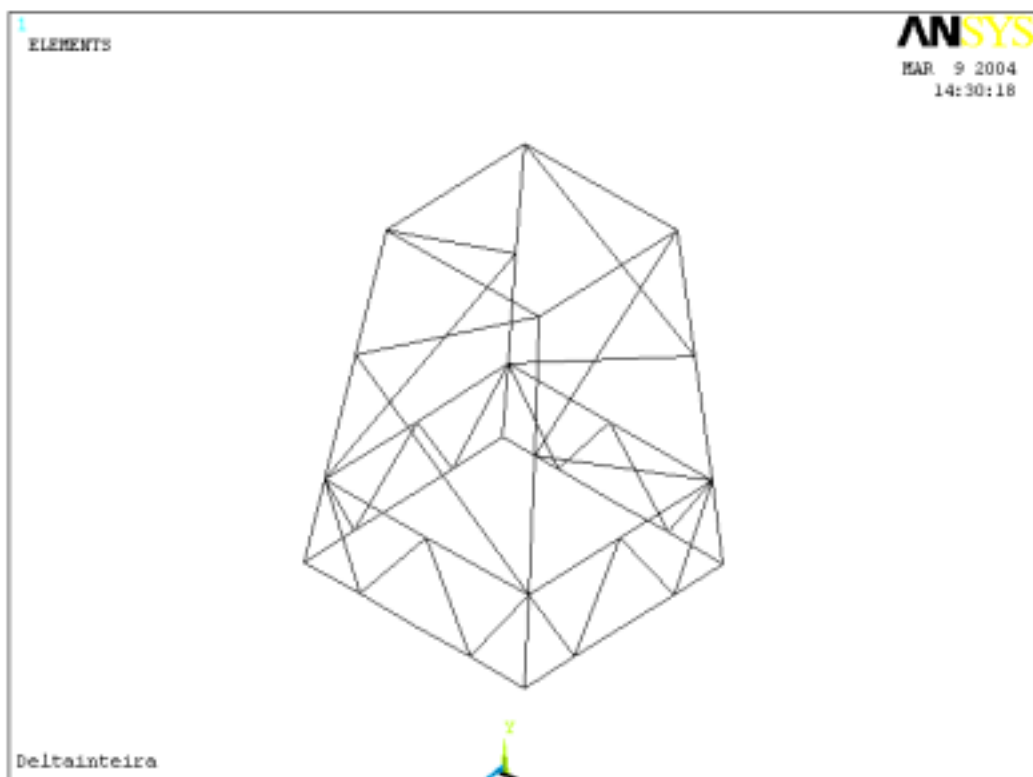


Figura 5.19 – Modelo 5.

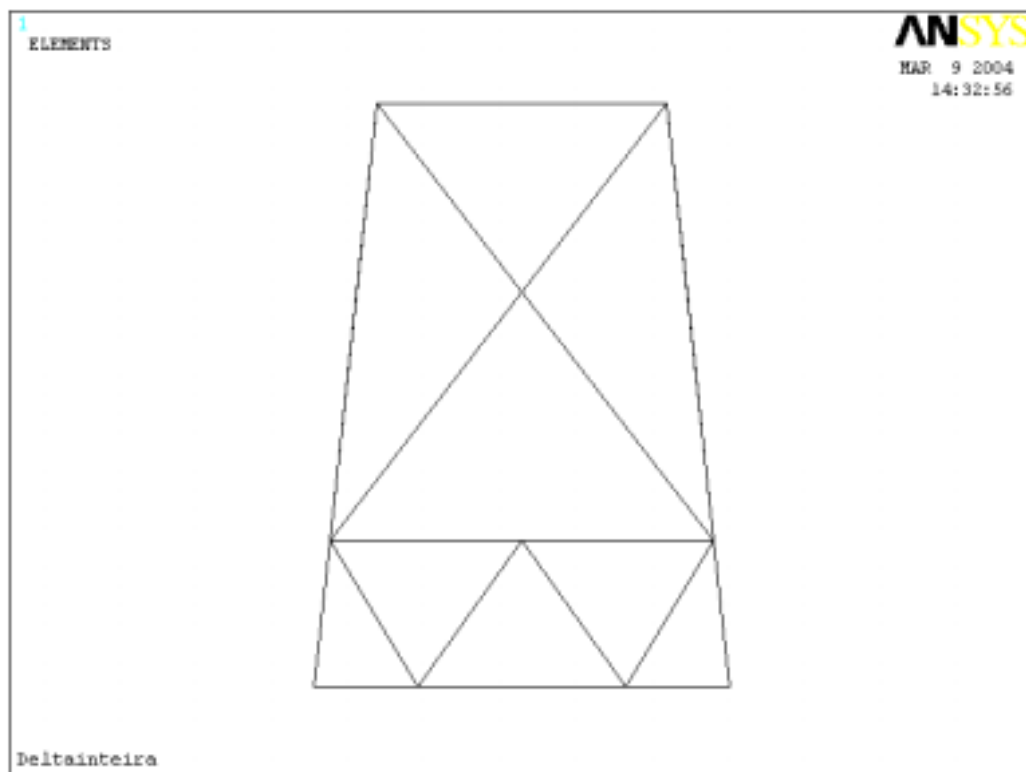


Figura 5.20 – Modelo 6.

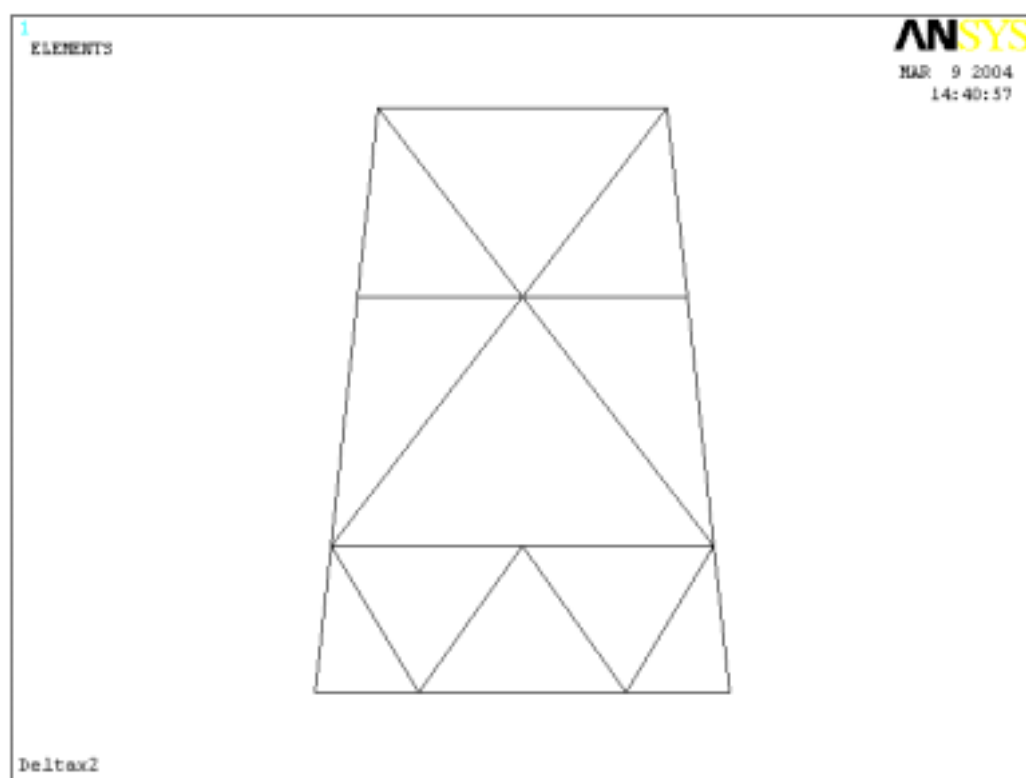


Figura 5.21 – Modelo 7.

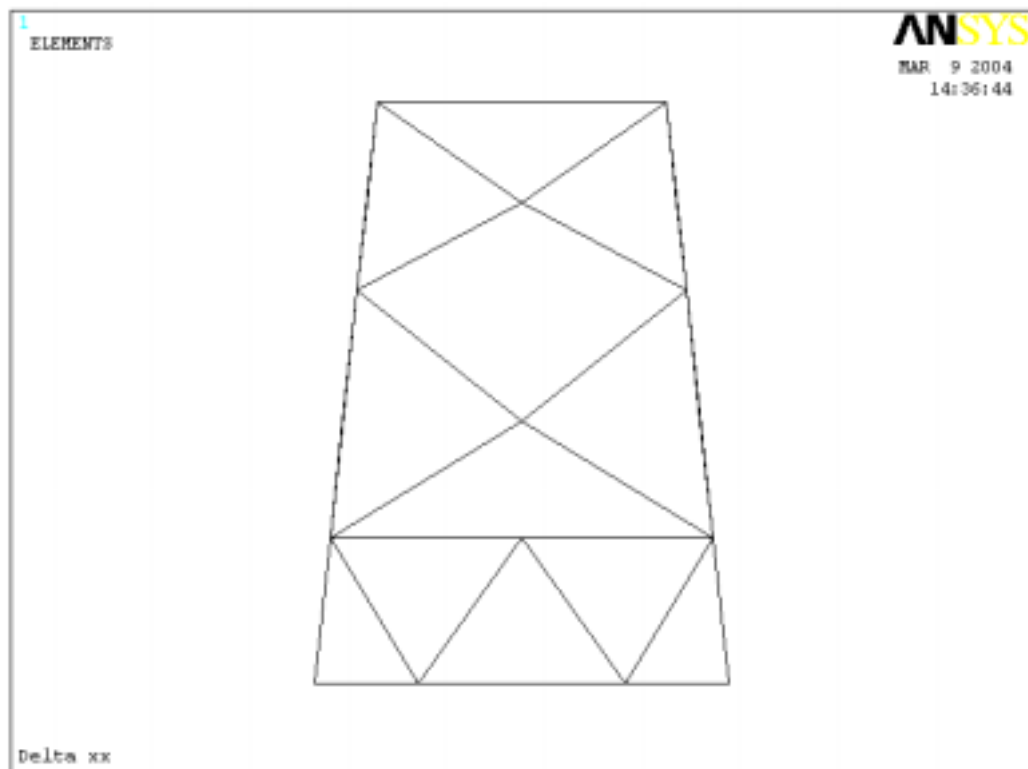


Figura 5.22 – Modelo 8.

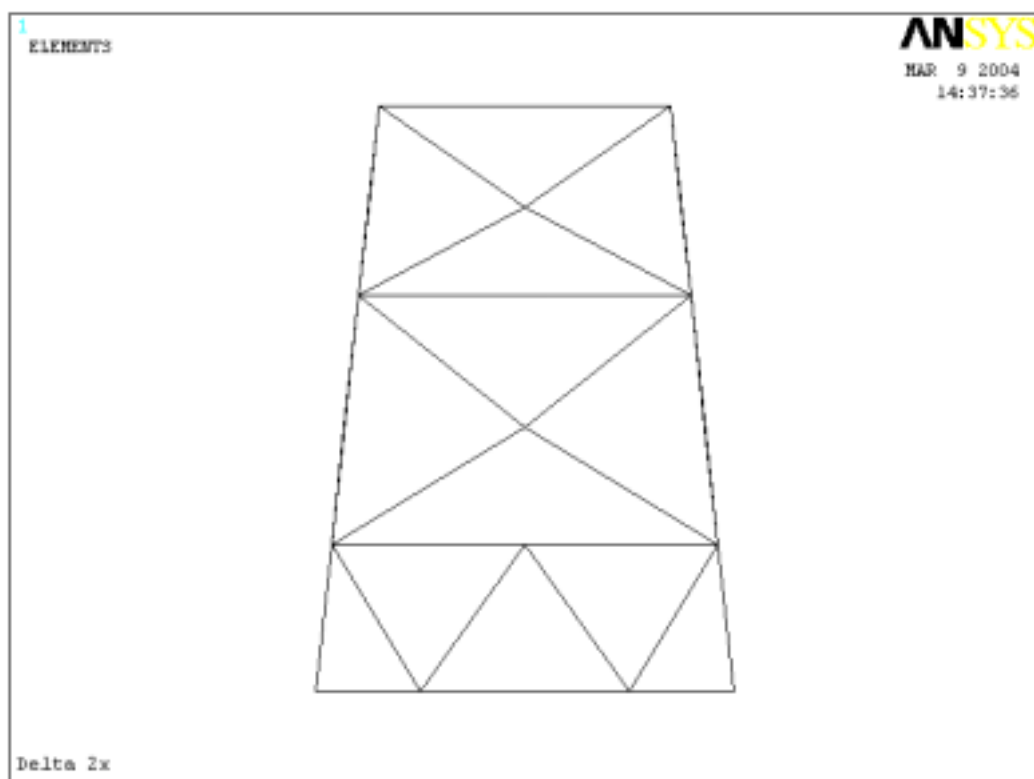


Figura 5.23 – Modelo 9.

5.7 – ANÁLISES REALIZADAS

Foi realizada inicialmente, uma análise não-linear geométrica, mas considerando pequenos deslocamentos e foi observado que a estrutura exibia um comportamento linear. Análises não-lineares física e geométricas, mas para grandes deslocamentos, foram também realizadas. Vários outros tipos de análises, que a seguir são descritas, foram realizadas e os resultados obtidos são analisados e apresentados no capítulo seguinte.

Estas análises correspondem a: análise de colapso progressivo, análise de flambagem da estrutura como um todo e análise de vibrações livres.

5.7.1 – COLAPSO PROGRESSIVO

Há varias formas de se analisar o colapso progressivo da estrutura. A diferença entre as diversas análises está no tratamento dado à barra em seu estado pós-crítico. Todas as técnicas podem fazer dois tipos de análise: na primeira análise, faz-se a suposição que a barra que entrou em colapso é retirada da estrutura, sendo em seguida a estrutura re-analisada e verificada quanto a capacidade de adaptação da estrutura à nova configuração. Dessa forma é determinada as barra que devem ser reforçadas. A segunda análise determina a carga máxima que a estrutura pode suportar, para isso uma carga monotônica é aplicada até a estrutura atingir seu limite.

Uma forma simples, porém conservadora, de tratar a barra após ela atingir o colapso é retirar a barra e re-analisar a estrutura em seguida, verificar quais as novas barras que entraram em colapso, retirá-las e repetir o processo até que as barras parem de entrar em colapso, caracterizando assim um colapso interrompido, ou até que a estrutura entre em colapso generalizado.

Uma outra forma menos conservadora de tratar a barra após o colapso, é substituir a barra que entrou em colapso por forças residuais equivalentes à resistência pós-crítica da barra. Pode-se também considerar uma perda de resistência da barra que entrou em colapso, obrigando assim as barras próximas a suportar cargas maiores, e

repetindo-se o processo até caracterizar um colapso interrompido ou um colapso generalizado.

Uma forma de representar a perda de resistência da barra é reduzir o seu módulo de elasticidade E , após atingir a carga de colapso. A carga de colapso geralmente usada é a carga de flambagem para as barras comprimidas e a tensão de escoamento no caso de barras tracionadas.

Na análise de colapso progressivo adotada neste trabalho, considerou-se a torre completa sem os contraventamentos secundários e a modelagem foi realizada da mesma maneira que quando o dimensionamento da torre em perfis tubulares. Os contraventamento secundários não foram modelados, porém foram considerados, reduzindo o comprimento de flambagem dos elementos, quando se calculou a carga de “Euler” para os elemento modelados. Para esse estudo a condição de carregamento utilizada foi a Hipótese 1, que é a mais crítica.

O estudo do colapso de uma estrutura tem como objetivo achar o caminho de colapso da estrutura, ou seja, os elementos que entram em colapso sucessivamente, quando aplicada carga. No estudo realizado considerou-se apenas o colapso das barras comprimidas e utilizou-se como carga de colapso, a carga crítica de “Euler”, ou seja, 5.1.

$$P_E = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L^2} \quad (5.1)$$

Definiu-se a hipótese de carregamento e dimensionou-se a torre para essa hipótese. Em seguida aumentou-se aos poucos a carga até que um ou mais elementos entrassem em colapso, ou seja, até que o esforço em um ou mais elementos fosse superior a carga de “Euler” do elemento. Os incrementos de carga só foram aplicados nas cargas devido à ação do vento, sendo as demais cargas consideradas constantes.

De posse dos elementos que entraram em colapso o módulo de elasticidade (E) destes, é reduzido de 20500 KN/cm² para 205 KN/cm² a fim de simular a ruptura do elemento. E então é aplicada carga novamente na estrutura para verificar quais as novas barras que entrarão em colapso. Obtém-se, assim, a sucessão dos elementos que entraram em colapso, ou seja, o caminho de colapso da estrutura.

De posse destes dados é traçado um gráfico Carga x Deslocamentos, onde se vê os deslocamentos máximos para cada carga que gera o colapso em alguma barra da estrutura.

5.7.2 CARGAS DE FLAMBAGEM

Com o intuito de obter estruturas mais econômicas, os projetistas estão gerando estruturas cada vez mais leves, com redução do consumo de material, porém sem perder de vista a segurança e durabilidade da estrutura. Para conseguir essa economia é preciso estudar os novos materiais e usar ferramentas de cálculo mais avançadas. Isto leva a estruturas mais leves e conseqüentemente mais esbeltas.

O mecanismo de colapso de uma estrutura pode sofrer mudanças com o aumento de sua esbeltez. Em uma coluna curta, por exemplo, o colapso pode ocorrer por se atingir o limite de resistência do material, caracterizando então, colapso por esmagamento, plastificação, etc. Pensando-se em uma coluna esbelta, a mesma perde estabilidade pelo processo de flambagem e pode ruir devido às grandes deflexões laterais. No caso da coluna curta, o dimensionamento é feito através do critério de resistência e depende apenas dos limites de resistência do material. Já no caso da coluna esbelta, o critério usado no dimensionamento é o critério da estabilidade, que depende da geometria, de alguns parâmetros que medem a esbeltez do elemento e da rigidez do mesmo.

Com o intuito de estudar a instabilidade dessa torre foi realizada uma análise da carga crítica de flambagem para torre completa com os contraventamentos secundários no ANSYS 6.0 a fim de obter a carga de flambagem. A carga crítica de flambagem elástica é obtida resolvendo o seguinte problema de autovalor.

$$[K_e + \lambda_c \cdot K_{ge}] \cdot U = 0 \quad (5.2)$$

K_e – matriz de rigidez elástica linear;

K_{ge} – matriz de rigidez geométrica;

λ_c – parâmetro de carga;

U – modo de flambagem elástica.

Com esta análise obteve-se a razão entre a carga que causa instabilidade na estrutura e a carga aplicada na estrutura, esta razão será chamada de razão de instabilidade e é dada pela expressão 5.3. Calcularam-se a razão de instabilidade para todas as hipóteses de carregamento a fim de verificar quais as hipóteses de carregamento mais críticas para a estrutura.

$$\lambda_i = \frac{C_i}{C_a} \quad (5.3)$$

λ_i - Razão de instabilidade;

C_a - Carga aplicada;

C_i - Carga que causa instabilidade.

Quando a razão de instabilidade for maior que 1, conclui-se que o carregamento aplicado na estrutura não é capaz de levar a estrutura ao colapso por instabilidade. Já quando a razão de instabilidade for menor que 1, implica que o carregamento aplicado na estrutura é capaz de levar a estrutura ao colapso por instabilidade, portanto é um carregamento crítico.

5.7.3 ANÁLISE DE VIBRAÇÕES LIVRES

É muito comum na análise de torres de transmissão considerar a carga devido ao vento como uma ação estática, semelhante à consideração que foi feita neste trabalho. Porém, como já mencionado no início deste capítulo, a ação dinâmica do vento deve ser investigada, devido à susceptibilidade desse tipo de estrutura à carga dinâmica do vento, principalmente atuante nos condutores.

Embora nas análises anteriores não tenha sido levada em conta a ação dinâmica do vento, é realizada uma análise de vibrações livres para verificar a necessidade, pelo menos para a torre como estrutura isolada, da consideração da ação dinâmica do vento.

A norma de vento para torres de transmissão a NBR 5422 (1985) não faz referência em relação a quando se deve considerar a ação dinâmica do vento, já a norma

NBR 6123 (1988) –Forças devidas ao Vento em Edificações, traz as seguintes prescrições, aqui re-escritas:

“Em estruturas com período fundamental T_1 igual ou inferior a 1 segundo a influência da resposta flutuante é pequena, sendo seus efeitos já considerados. Entretanto, edificação com período fundamental superior a 1 segundo, em particular aquelas fracamente amortecidas, pode apresentar uma importante resposta flutuante na direção do vento médio”.

No vento natural o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média V . Pode-se, por vezes, admitir que a velocidade média mantém-se constante durante um intervalo de tempo de dez minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos designados a seguir como resposta média. Já a flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, chamada de resposta flutuante.

Com base nas prescrições da NBR 6123 (1988), realizou-se uma análise de vibrações livres, com o objetivo de estimar quais as frequências e os modos de vibração da torre em perfis-cantoneira e em perfis tubulares e com estes resultados analisar qual das torres é mais vulnerável à ação do vento.

As frequências naturais e os modos de vibração do modelo estrutural são determinados na análise de vibrações livres sem amortecimento, através da solução do seguinte problema de autovalor:

$$\left[K_e - \omega_n^2 \cdot M \right] \cdot U_n = 0 \quad (5.4)$$

Sendo:

K_e – matriz de rigidez elástica linear;

ω_n – frequência natural de ordem n ;

M – matriz de massa da estrutura;

U_n – modo de vibração associado.

A solução deste problema de autovalor fornece n pares de valores (ω_n^2, U_n) , correspondente, respectivamente, frequências naturais circulares ao quadrado e as formas nodais. Sendo n o número de graus de liberdades na qual a estrutura foi projetada.

Para realizar esta análise modelou-se tanto a torre em perfis-cantoneira como a torre em perfil tubular, sem os contraventamentos secundários, usando o elemento beam 44, no software Ansys 6.0 e considerou-se a base completamente engastada e a massa específica do aço igual a 7850 kg/m^3 .

CAPÍTULO 6

APRESENTAÇÃO E ANÁLISES DE RESULTADOS

6.1 – INTRODUÇÃO

A apresentação e análise dos resultados seguem a sequência daquelas tarefas mencionadas na metodologia do trabalho apresentada no capítulo 5.

São apresentados os resultados das várias análises realizadas tanto para a torre em perfis-cantoneira quanto para a torre em perfis tubulares.

Os resultados são analisados para cada tipo de análise realizada. Assim, para o dimensionamento, os resultados obtidos são mostrados em termo de barras mais e menos solicitadas; as deformações induzidas para cada tipo de combinação de carregamento são identificadas na torre; a região que apresenta os elementos com maiores esforços, as quais servirá de base para o dimensionamento naquela hipótese de carregamento. É verificada a influência dos contraventamentos na capacidade de carga das torres. E finalmente verifica-se a possibilidade de se adotar menos elementos de contraventamento quando se usa o perfil tubular.

É investigada a caracterização do comportamento linear ou não-linear da estrutura e até onde esse comportamento é verificado, tendo como carga de referência àquela da combinação mais crítica de carregamento usada para o dimensionamento. Além disso, é investigada a reserva de resistência da estrutura quando se leva em conta os grandes deslocamentos e a não-linearidade do material.

Na análise de flambagem elástica são apresentados os valores de carga crítica para cada combinação de carregamento, com os respectivos modo de falha, e mostrado como esses valores podem ser usados para o dimensionamento. Para isso, é calculada uma relação entre a carga crítica e a carga de dimensionamento para cada combinação de carregamento.

É verificado também o caminho de colapso progressivo, identificando na estrutura essas barras que entram em colapso e calculando o acréscimo de resistência, em termos de capacidade de carga, para a combinação mais crítica de carregamento, quando essas barras são reforçadas.

Finalmente, são calculados os modos e frequências naturais de vibração da torre. Baseado nos valores dessas frequências naturais é verificada a necessidade de uma análise dinâmica do vento atuando na torre como estrutura isolada, segundo a prescrição da Norma Brasileira.

6.2 – DIMENSIONAMENTO TUBO X CANTONEIRA

Na obtenção dos esforços, para a realização do dimensionamento, foi adotado o seguinte procedimento de modelagem, através do ANSYS 6.0 (2001). Tanto a torre em perfis-cantoneira quanto à torre em perfis tubulares foram modeladas da mesma maneira, usando o elemento beam 44, sem modelar os contraventamentos secundários, considerando a base engastada, e diferindo uma da outra, apenas no carregamento devido ao vento e nos perfis utilizados. Modelou-se adicionalmente uma torre em perfil tubular retirando-se alguns dos contraventamentos principais. Nas torres em perfil tubular utilizaram-se tubos estruturais “VALLOUREC & MANNESMANN TUBES” e nas torres em perfis-cantoneira, utilizaram-se perfis “GERDAU”. As propriedades geométricas dos perfis utilizados em cada dimensionamento estão definidas nas tabelas 6.1 e 6.2.

Analísaram-se as torres para as nove hipóteses de carregamento. A partir dos resultados dessas análises, as torres foram dimensionadas por meio de planilhas do Excel, para cada hipótese de carregamento separadamente, conforme já explicado. Em seguida realizou-se uma verificação para saber qual hipótese de carregamento cada elemento é mais solicitado, adotando-se então para este elemento o perfil oriundo do dimensionamento desta hipótese.

Para realizar o dimensionamento, dividiu-se a torre em grupos de elementos idênticos pertencentes a faces diferentes da torres, usando-se para todos os membros desse grupo o perfil do elemento mais solicitado do grupo.

A configuração deformada da estrutura para cada hipótese de carregamento está apresentada nas figuras 6.1 a 6.9, os deslocamentos máximos e o resultado do dimensionamento estão apresentados tabelas 6.3 e 6.4, respectivamente. O detalhamento do dimensionamento encontra-se no anexo II.

Os nós que possuem os deslocamentos máximos e mínimos apresentados na tabela 6.3, são os nós que são pontos de fixação dos condutores e pára-raios.

Tabela 6.1 – Propriedades geométricas dos tubos “VALLOUREC & MANNESMANN”.

| TUBOS | | | | | | |
|-------|---------|--------|----------------------|----------------------|--------|----------|
| Tubo | De (cm) | t (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) | r (cm) | P (Kg/m) |
| 1 | 2,67 | 0,30 | 2,14 | 1,55 | 0,85 | 1,69 |
| 2 | 2,67 | 0,39 | 2,80 | 1,87 | 0,82 | 2,20 |
| 3 | 3,34 | 0,34 | 3,19 | 3,64 | 1,07 | 2,50 |
| 4 | 3,81 | 0,30 | 3,31 | 5,13 | 1,24 | 2,60 |
| 5 | 3,34 | 0,46 | 4,12 | 4,40 | 1,03 | 3,24 |
| 6 | 4,42 | 0,36 | 4,32 | 8,13 | 1,37 | 3,39 |
| 7 | 4,83 | 0,37 | 5,16 | 12,90 | 1,58 | 4,05 |
| 8 | 3,81 | 0,50 | 5,20 | 7,28 | 1,18 | 4,08 |
| 9 | 3,34 | 0,64 | 5,40 | 5,21 | 0,98 | 4,24 |
| 10 | 4,42 | 0,49 | 5,69 | 10,1 | 1,33 | 4,47 |
| 11 | 4,83 | 0,51 | 6,90 | 16,3 | 1,54 | 5,41 |
| 12 | 6,03 | 0,39 | 6,93 | 27,7 | 2,00 | 5,44 |
| 13 | 4,42 | 0,64 | 7,15 | 11,8 | 1,28 | 5,61 |
| 14 | 7,30 | 0,40 | 8,59 | 51,3 | 2,44 | 6,74 |

Tabela 6.2 – Propriedades geométricas dos perfis “GERDAU”.

| CANTONEIRAS | | | | | | |
|-------------|--------|--------|----------------------|----------------------|--------|-------------|
| Perfil | b (cm) | t (cm) | A (cm ²) | I (cm ⁴) | r (cm) | Peso (kg/m) |
| 1 | 3,81 | 0,317 | 2,32 | 1,18 | 0,713 | 1,83 |
| 2 | 4,45 | 0,317 | 2,71 | 1,94 | 0,846 | 2,14 |
| 3 | 5,08 | 0,317 | 3,10 | 2,95 | 0,976 | 2,46 |
| 4 | 3,81 | 0,476 | 3,42 | 1,58 | 0,679 | 2,68 |
| 5 | 4,45 | 0,476 | 4,00 | 2,64 | 0,812 | 3,15 |
| 6 | 5,08 | 0,476 | 4,58 | 4,07 | 0,943 | 3,63 |
| 7 | 6,35 | 0,476 | 5,80 | 8,37 | 1,201 | 4,57 |
| 8 | 6,35 | 0,635 | 7,67 | 10,43 | 1,166 | 6,10 |
| 9 | 7,62 | 0,635 | 9,29 | 18,86 | 1,425 | 7,29 |
| 10 | 8,89 | 0,635 | 10,90 | 30,92 | 1,684 | 8,56 |
| 11 | 7,62 | 0,794 | 11,48 | 22,28 | 1,393 | 9,07 |
| 12 | 8,89 | 0,794 | 13,50 | 36,85 | 1,652 | 10,59 |

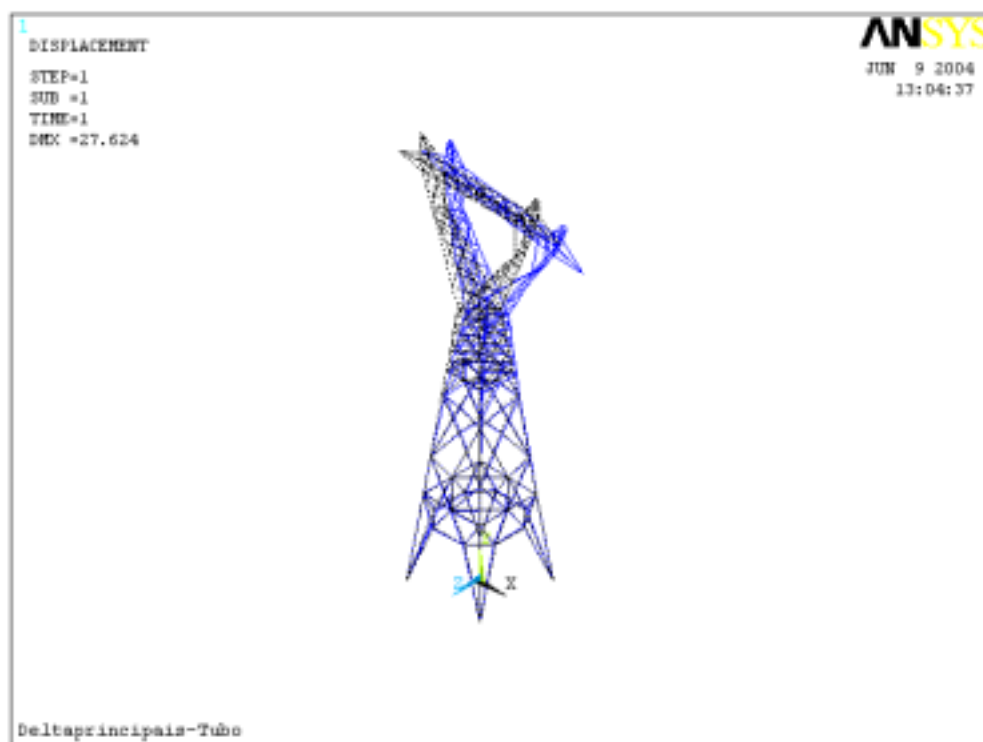


Figura 6.1 – Estrutura deformada (hipótese 1). (Esc 1:10).

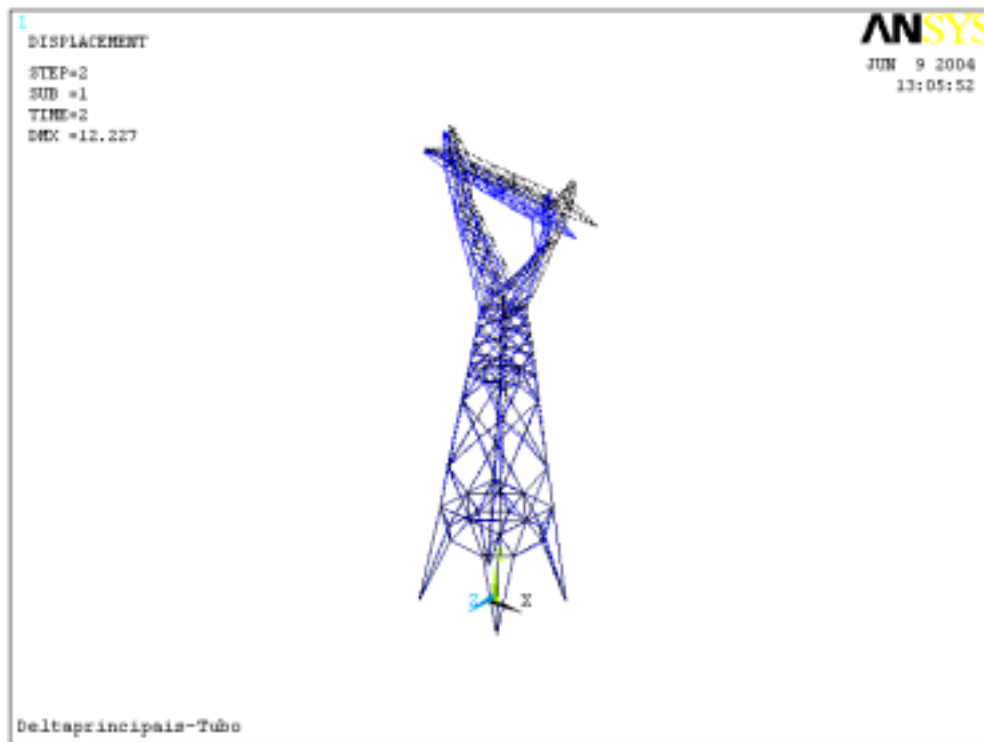


Figura 6.2 – Estrutura deformada (hipótese 2a). (Esc 1:20).

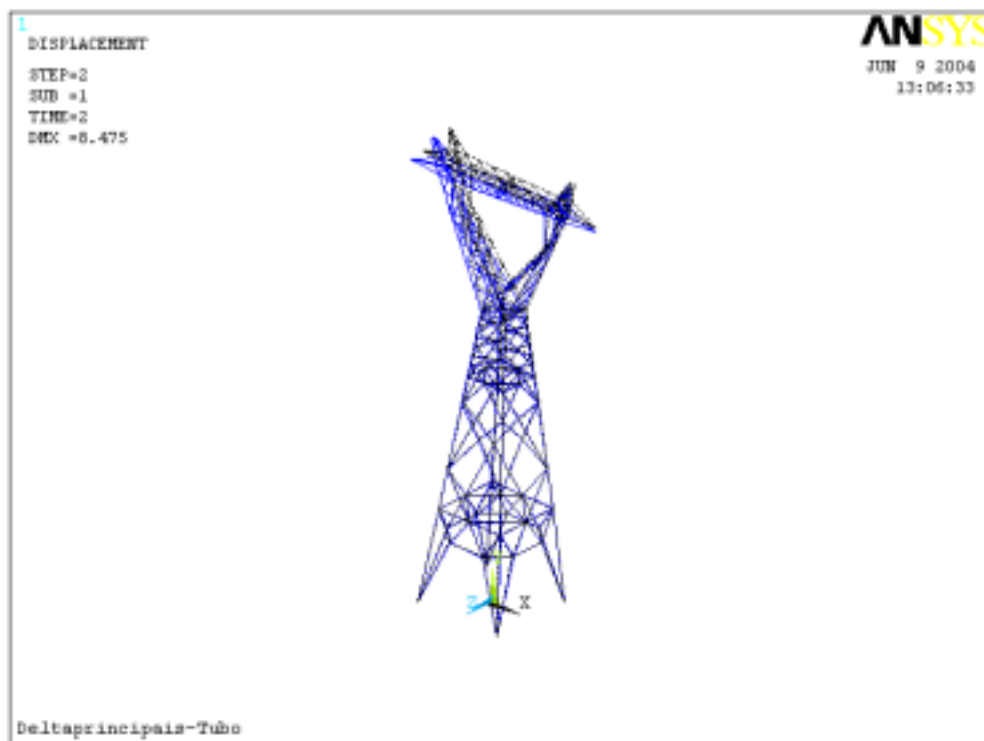


Figura 6.3 – Estrutura deformada (hipótese 2b). (Esc 1:20).

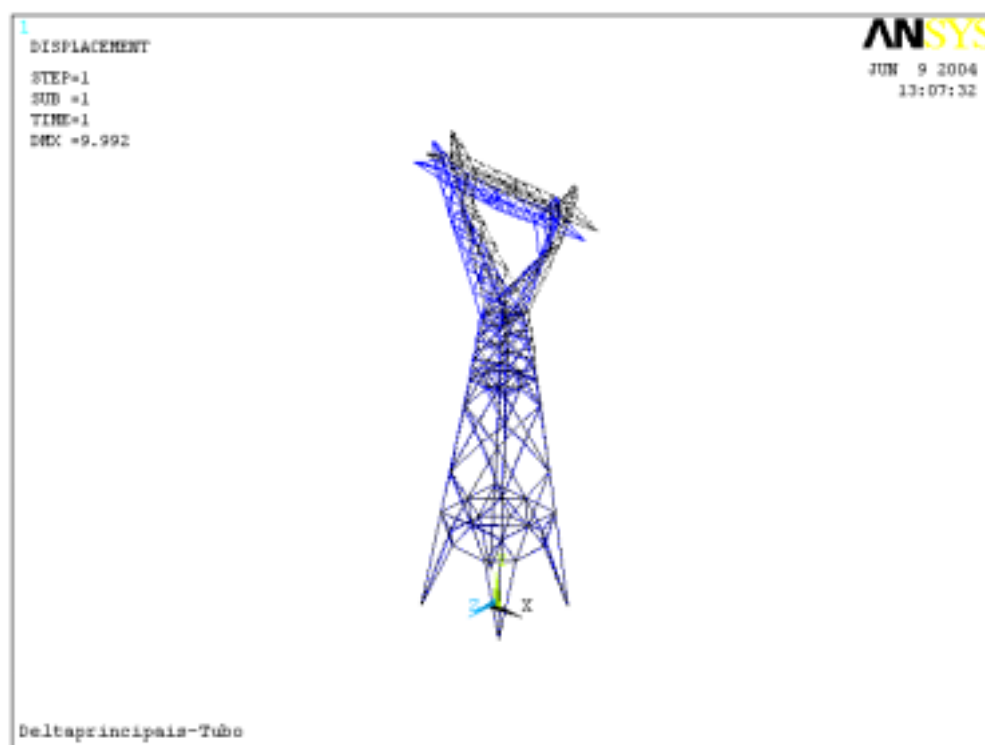


Figura 6.4 – Estrutura deformada (hipótese 3c). (Esc 1:20).

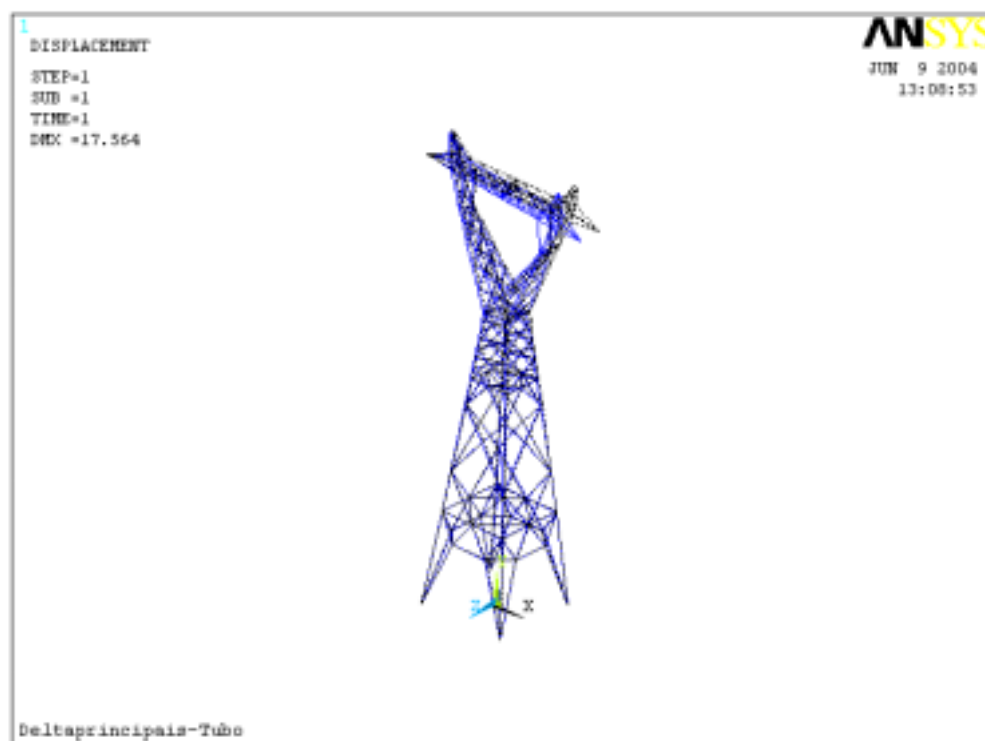


Figura 6.5 – Estrutura deformada (hipótese 3d). (Esc 1:10).

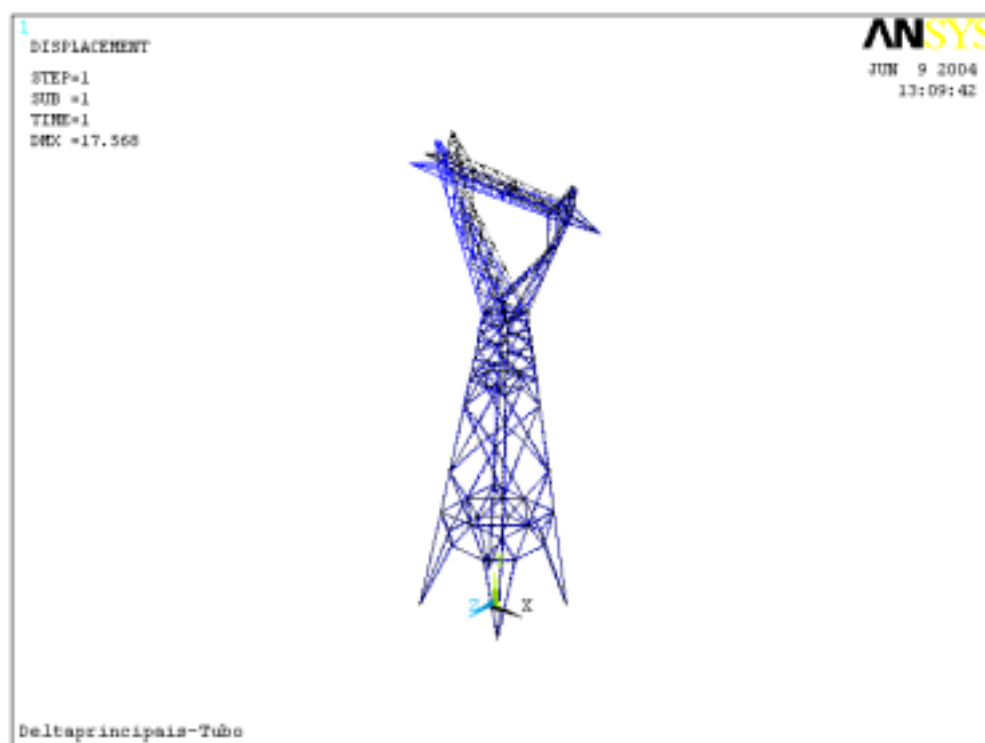


Figura 6.6 – Estrutura deformada (hipótese 3e). (Esc 1:10).

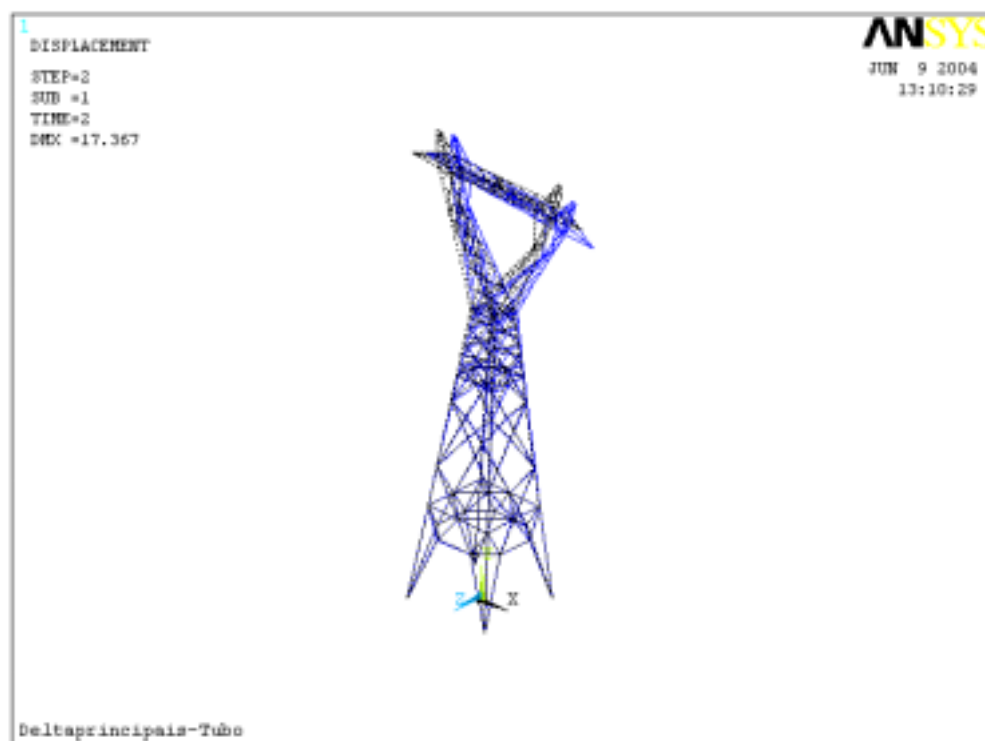


Figura 6.7 – Estrutura deformada (hipótese 4). (Esc 1:10).

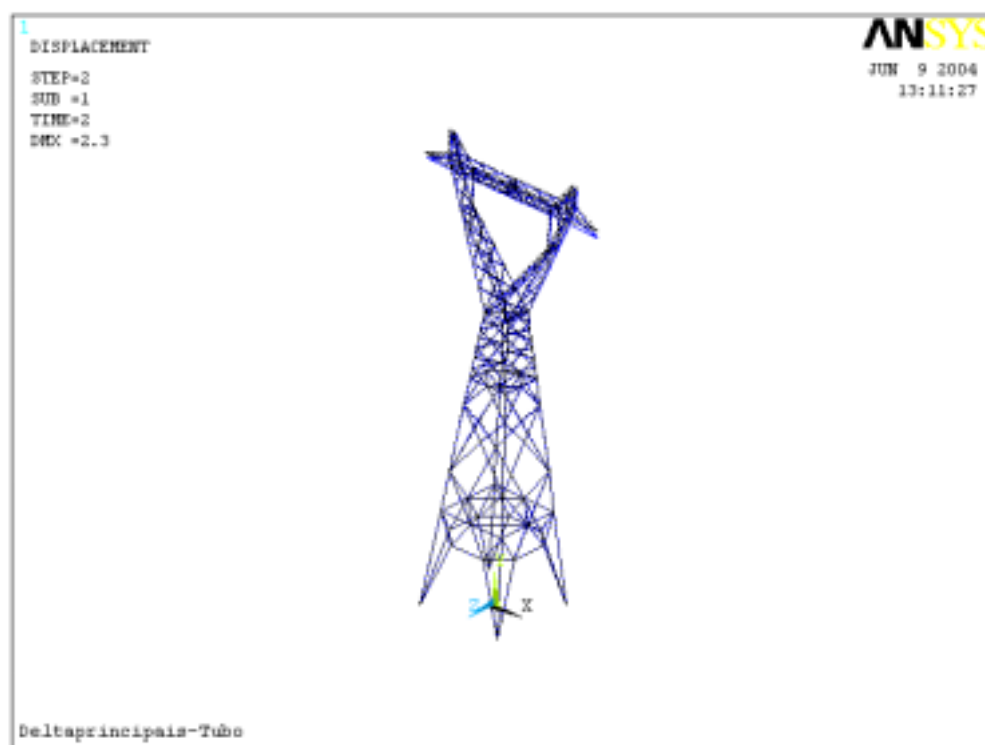


Figura 6.8 – Estrutura deformada (hipótese 5). (Esc 1:20).

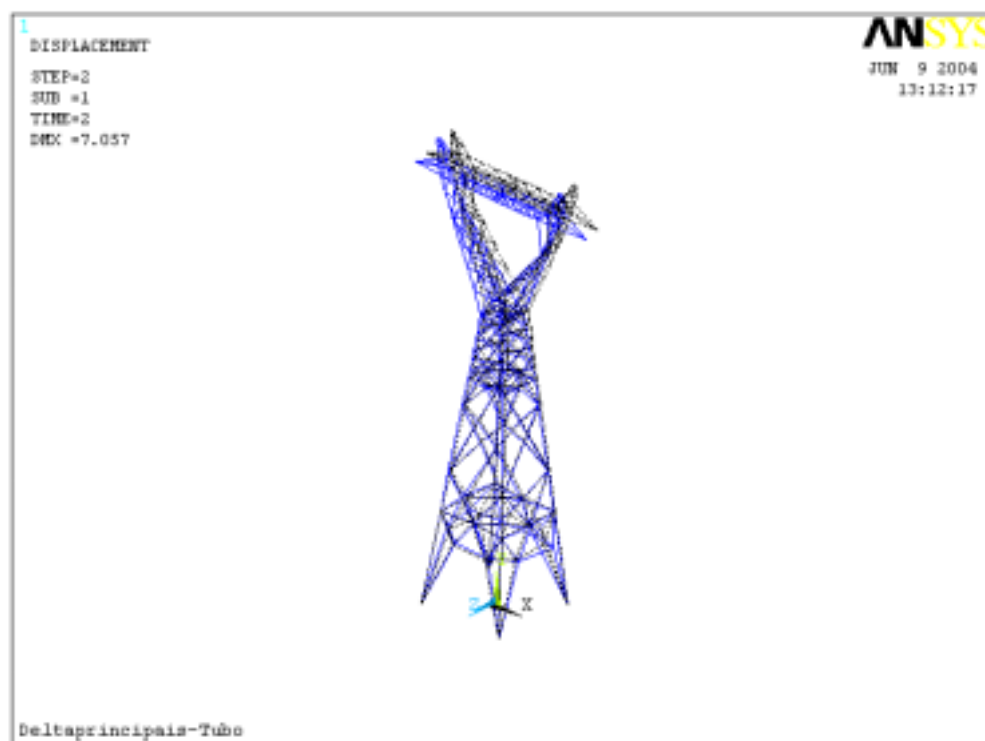


Figura 6.9 – Estrutura deformada (hipótese 6). (Esc 1:20).

Tabela 6.3 – Deslocamentos máximos e mínimos (cm).

| Deslocamentos | | Cantoneira | | Tubo | |
|---------------|-----|------------|-----------|---------|-----------|
| | | Desloc. | Hipóteses | Desloc. | Hipóteses |
| x | máx | 28.057 | 1 | 26.07 | 1 |
| | mín | -4.097 | 6 | -2.368 | 6 |
| y | máx | -14.011 | 1 | -13.194 | 1 |
| | mín | 12.229 | 1 | 11.465 | 1 |
| z | máx | 17.556 | 3d | 17.556 | 3d |
| | mín | -4.148 | 1 | -2.42 | 1 |

Tabela 6.4 – Quadro resumo dos valores obtidos para o dimensionamento em termos dos pesos dos elementos constituintes da torre (kg)

| | Elementos principais | Contraventamentos secundários | Total | Relação Cantoneira/Tubo |
|------------|----------------------|-------------------------------|----------|-------------------------|
| Cantoneira | 3027.10 | 772.04 | 3799.14 | - |
| Tubo 1 | 2275.661 | 693.33 | 2968.991 | 1.28 |
| Tubo 2 | 2618.17 | 394.15 | 3012.32 | 1.26 |

As solicitações máximas de tração e compressão ocorreram nas mesmas barras tanto para a torre em perfil cantoneira quanto para a torre em perfil tubular. Apenas as intensidades dos esforços é que são diferentes. Na figura 6.10 identificam-se as barras mais solicitadas e nos gráficos 6.1 e 6.2 mostram-se à diferença entre os esforços gerados na torres em perfil cantoneira e na torre em perfil tubular. Esses esforços foram calculados para hipótese de carga 1, que é a mais crítica.

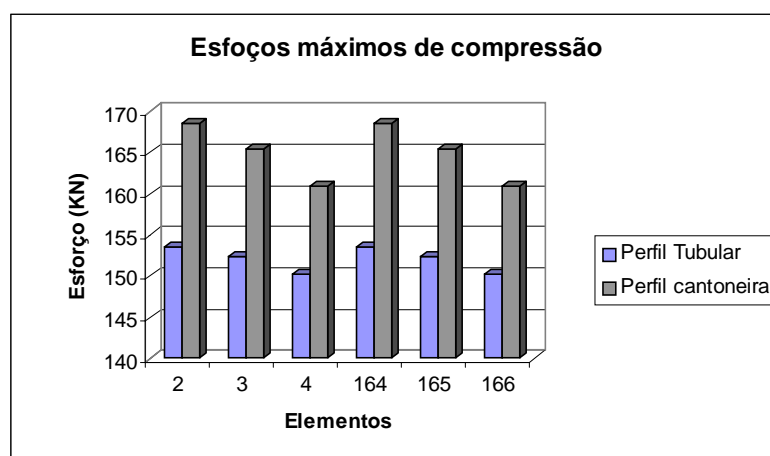


Gráfico 6.1 – Esforços máximos de compressão.

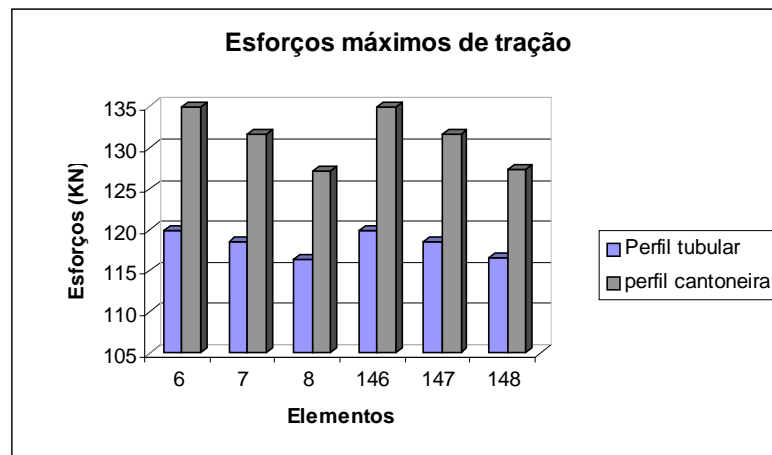


Gráfico 6.2 – Esforços máximos de tração.

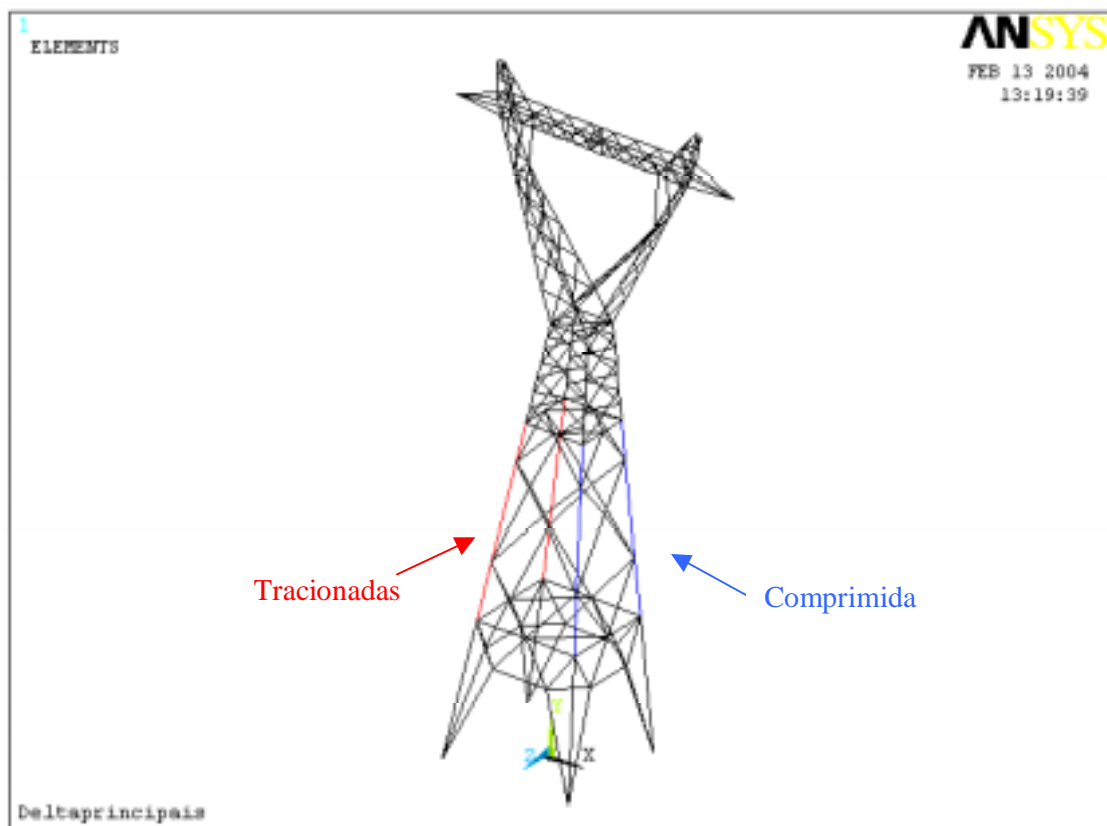


Figura 6.10 – Localização das barras com os esforços máximos para a hipótese de carga mais crítica (hipótese 1).

6.2.1 – ANÁLISE DE RESULTADOS

De posse dos dados da tabela 6.4, nota-se que a torre em perfil tubular gera uma estrutura mais leve que a mesma torre em perfil cantoneira. Esse fato já era esperado devido às vantagens geométricas do perfil tubular. Nesta primeira análise, entre **Cantoneira** e **Tubo 1**, todos os contraventamentos secundários foram considerados no dimensionamento, ou seja, analisaram-se torres idênticas, projetada especificamente para perfis cantoneira, e mesmo assim a torre em perfil tubular apresentou vantagens em termos de obtenção de uma estrutura mais leve e mais rígida.

Comparou-se também **Cantoneira** e **Tubo 2**. Em **Tubo 2** alguns contraventamentos foram eliminados e, conseqüentemente, alguns elementos tiveram que aumentar de seção para poder resistir ao mesmo esforço. Isso ocorre por que o comprimento destravado aumentou com a retirada dos contraventamentos.

Devido o aumento da seção ocorreu um aumento de peso nos elementos principais e uma redução no peso devido à retirada de alguns contraventamentos secundários. Constatou-se que mesmo com o aumento do peso das pernas principais, a torre em perfil tubular ainda é mais leve que a torre em perfil cantoneira. Com esta comparação, reforçou-se a idéia de superioridade do perfil tubular.

Esperava-se que **Tubo 2** fosse mais leve que **Tubo 1**, fato que não foi observado, já que a diferença de peso entre elas é de apenas 1,02%. Essa diferença mínima se deve ao fato de que para geometria de torres de transmissão alguns contraventamentos são necessários até mesmo quando se usa perfil tubular. Alguns membros têm comprimentos muito grandes e por isto é preciso usar alguns contraventamentos para não gerar perfis muito pesados. No estudo da **Torre 2**, os contraventamentos foram tirados aleatoriamente apenas para realizar uma comparação. Esses detalhes são mais aparentes no estudo dos contraventamentos.

Deve-se ao fato de o perfil tubular possuir um coeficiente de arrasto menor e conseqüentemente carga de vento inferior, que a torre projetada com esse perfil, esteja sujeita a esforços menores, como mostrado nos gráficos 6.1 e 6.2, e deslocamentos inferiores (ver tabela 6.3) apesar de ser mais leve.

6.3 – CONTRAVENTAMENTOS

Modelaram-se os módulos de contraventamentos apresentados na seção 5 do capítulo 5 e em seguida realizou-se o dimensionamento segundo métodos já explicados. Os deslocamentos máximos e os resultados do dimensionamento estão apresentados na tabela 6.5, as características de cada modelo na tabela 6.6 e as configurações deformadas na figura 6.11 a 6.19.

Os dimensionamentos realizados, como se faz na prática, sem modelar os contraventamentos secundários, estão numerados e definidos como modelos de 1 a 9. Os dimensionamentos 1a, 2a e 3a, correspondem ao dimensionamento dos contraventamentos dos tipos 1, 2 e 3 respectivamente, porém nos casos 1a, 2a e 3a os contraventamentos secundários foram modelados e dimensionados como os demais elementos. Mais uma vez o estudo do contraventamento foi realizado para a hipótese de carga mais crítica que é a hipótese 1.

Tabela 6.5 – Pesos e deslocamentos obtidos para os modelos de contraventamento.

| Modelo | Peso kgf | Ux (cm) | | Uy (cm) | | Uz (cm) | |
|--------|-------------|---------|-------|---------|-------|---------|-------|
| | | min | max | min | max | min | max |
| 1 | 642.320 | 0.000 | 2.329 | -1.461 | 0.861 | -0.742 | 0.742 |
| 2 | 697.850 | 0.000 | 2.329 | -1.461 | 0.861 | -0.742 | 0.742 |
| 3 | 640.127 | 0.000 | 2.329 | -1.461 | 0.861 | -0.742 | 0.742 |
| 4 | 648.310 | 0.000 | 2.329 | -1.461 | 0.861 | -0.742 | 0.742 |
| 5 | 681.910 | 0.000 | 2.478 | -1.513 | 0.856 | -0.103 | 0.374 |
| 6 | 866.550 | 0.000 | 1.939 | -1.095 | 0.673 | -0.050 | 0.050 |
| 7 | 837.060 | 0.000 | 1.939 | -1.095 | 0.673 | -0.050 | 0.050 |
| 8 | 566.740 | 0.000 | 2.457 | -1.621 | 0.956 | -0.396 | 0.396 |
| 9 | 797.010 | 0.000 | 2.353 | -1.375 | 0.799 | -0.125 | 0.125 |
| 1a | 626.030 | -0.040 | 0.631 | -0.384 | 0.235 | -0.187 | 0.187 |
| 2a | 661.140 | -0.041 | 1.570 | -1.214 | 0.735 | -0.743 | 0.743 |
| 3a | 614.584 | 0.000 | 1.127 | -0.555 | 0.327 | -0.183 | 0.183 |
| 1 cant | 798.456 | 0.000 | 2.827 | -1.703 | 1.055 | -0.872 | 0.872 |

Tabela 6.6 - Características da modelagem usadas para os contraventamentos.

| Modelo | Tipo de contraventamento | Características de modelagem |
|--------|--------------------------|--|
| 1 | Original da torre | Os contraventamentos secundários não foram modelados, mas foram considerados no dimensionamento. |
| 2 | Original da torre | Os contraventamentos secundários não foram modelados e só foram considerados no dimensionamento os contraventamentos da parte inferior |
| 3 | Original da torre | Os contraventamentos secundários não foram modelados e só foram considerados no dimensionamento os contraventamentos da parte superior |
| 4 | Original da torre | Os contraventamentos secundários não foram modelados nem considerados no dimensionamento. |
| 5 | K na vertical | Não possui contraventamentos secundários. Todos os elementos são modelados |
| 6 | X | Não possui contraventamentos secundários. Todos os elementos são modelados |
| 7 | K na horizontal | Não possui contraventamentos secundários. Todos os elementos são modelados |
| 8 | Duplo X | Não possui contraventamentos secundários. Todos os elementos são modelados |
| 9 | Duplo X travejada | Não possui contraventamentos secundários. Todos os elementos são modelados |
| 1a | Original da torre | Todos os elementos são modelados e dimensionados inclusive os contraventamentos secundários. |
| 2a | Original da torre | Apenas são modelados e dimensionados os elementos principais e os contraventamentos secundários da parte inferior. |
| 3a | Original da torre | Apenas são modelados e dimensionados os elementos principais e os contraventamentos secundários da parte superior. |
| 1 cant | Original da torre | Modelagem idêntica a 1, porém o dimensionamento foi realizado com perfis-cantoneira. |

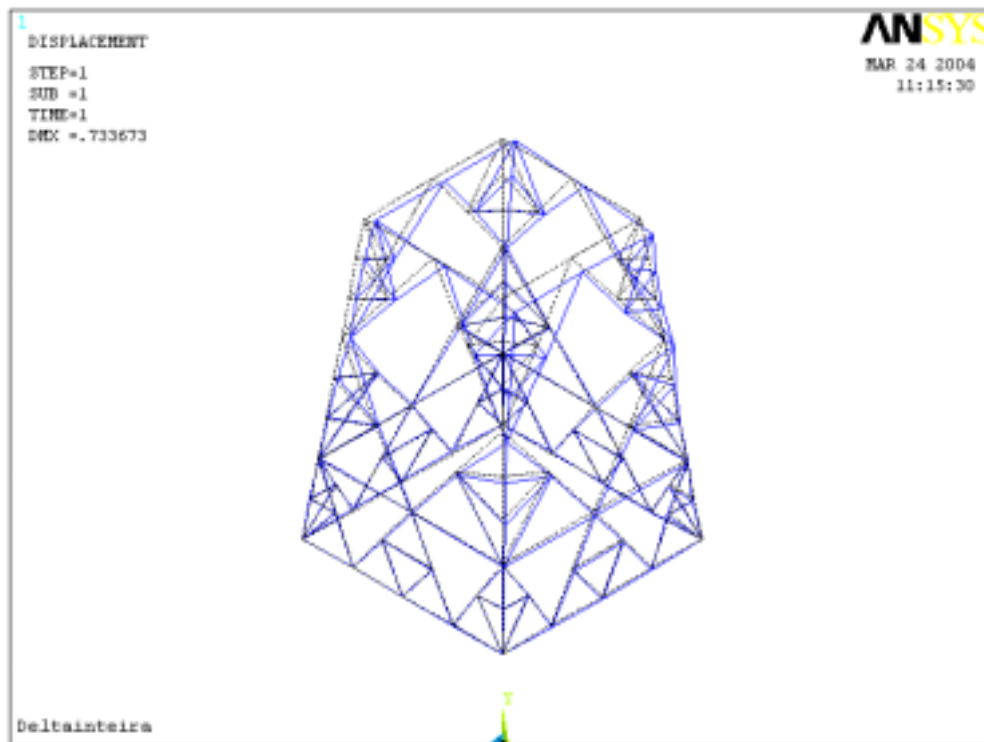


Figura 6.11 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 1a. (Esc 1:54).

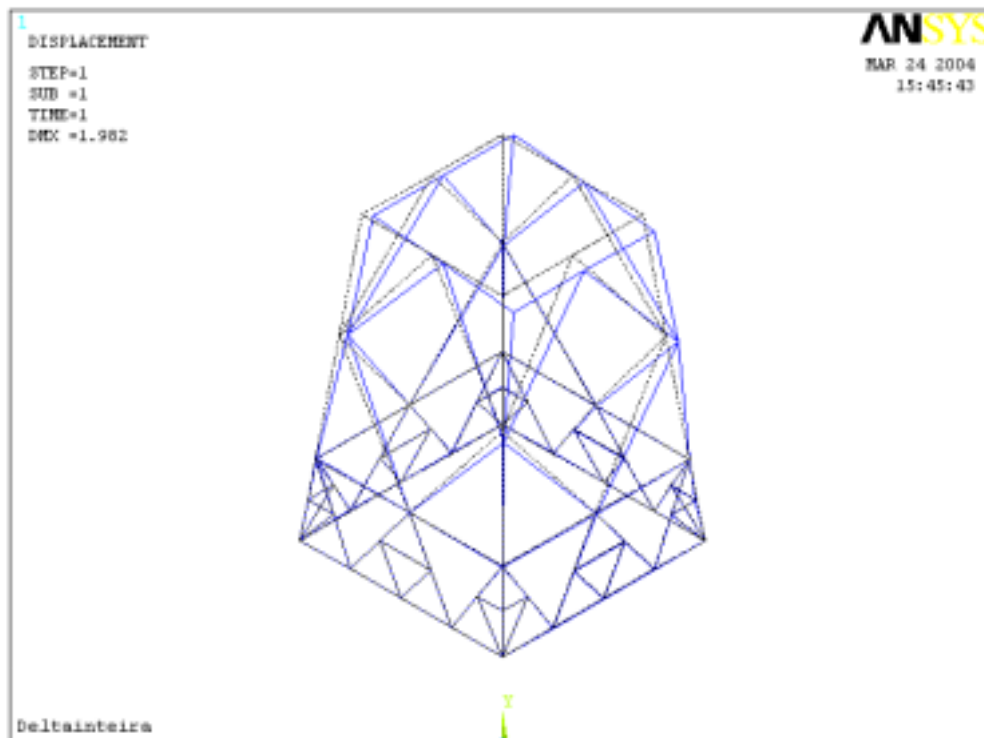


Figura 6.12 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 2a. (Esc 1:20).

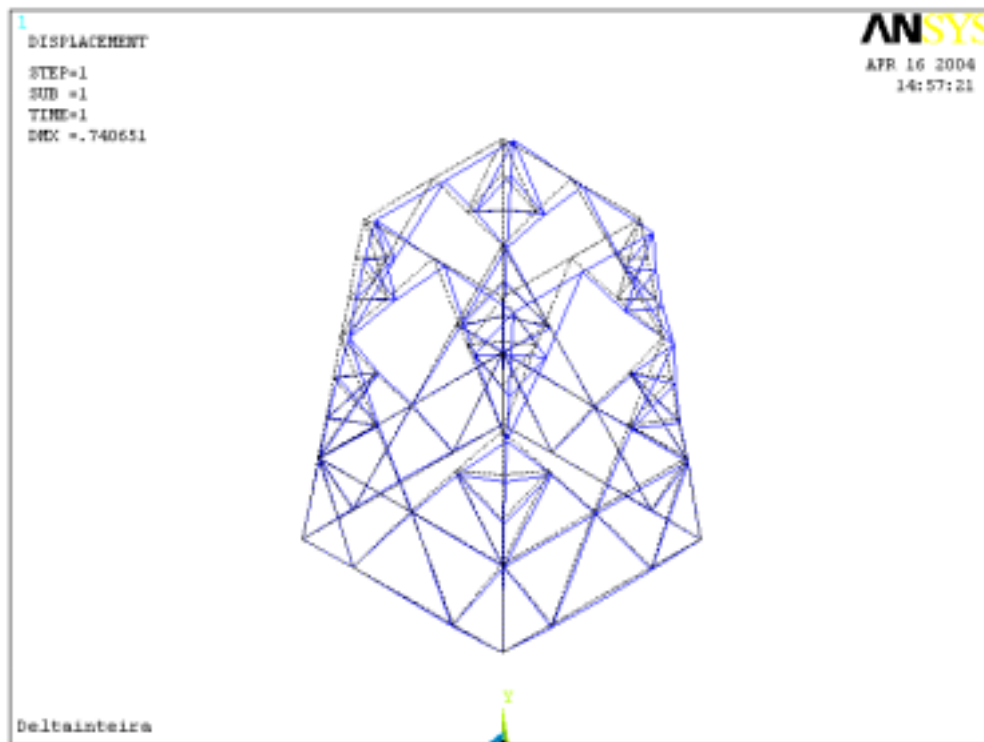


Figura 6.13 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 3a. (Esc 1:54).

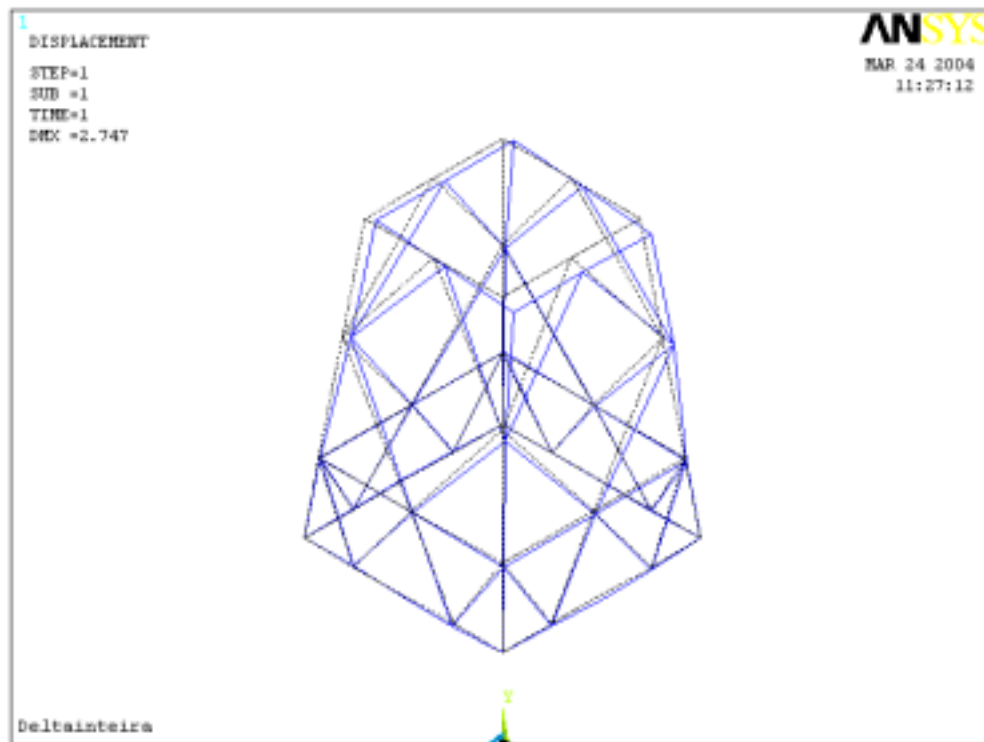


Figura 6.14 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 4. (Esc 1:14).

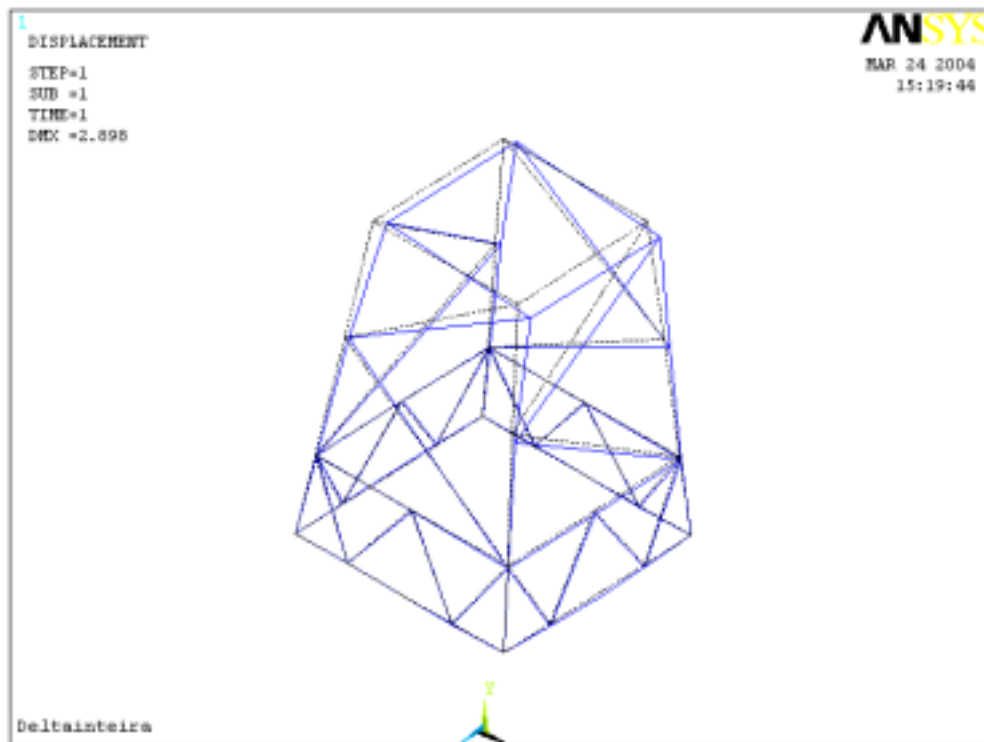


Figura 6.15 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 5. (Esc 1:14).

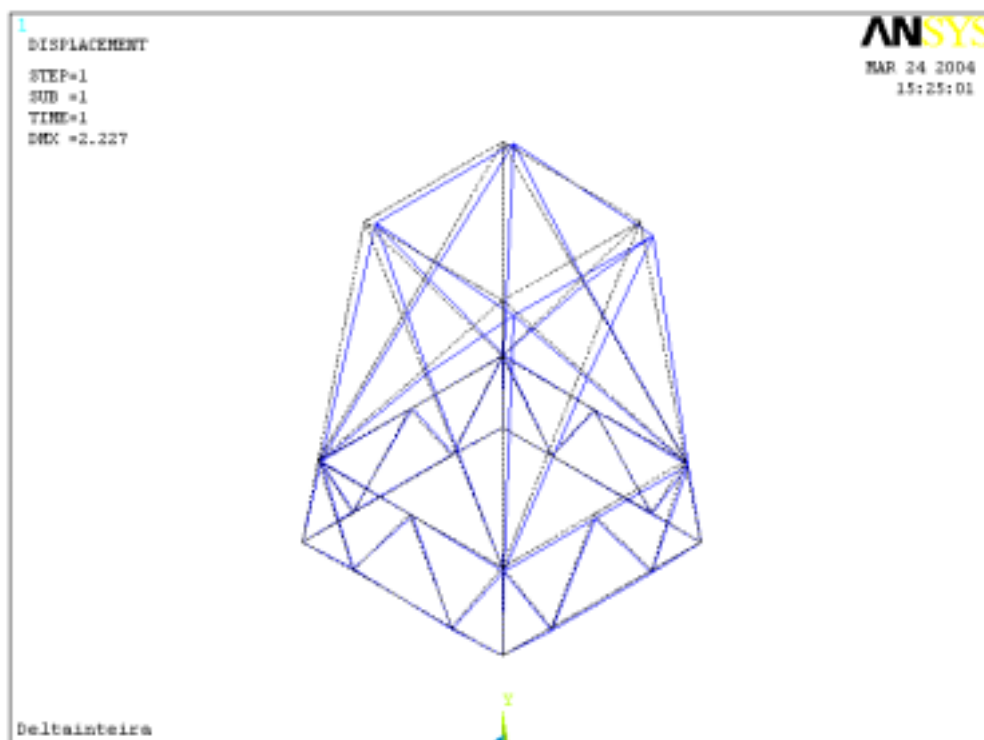


Figura 6.16 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 6. (Esc 1:18).

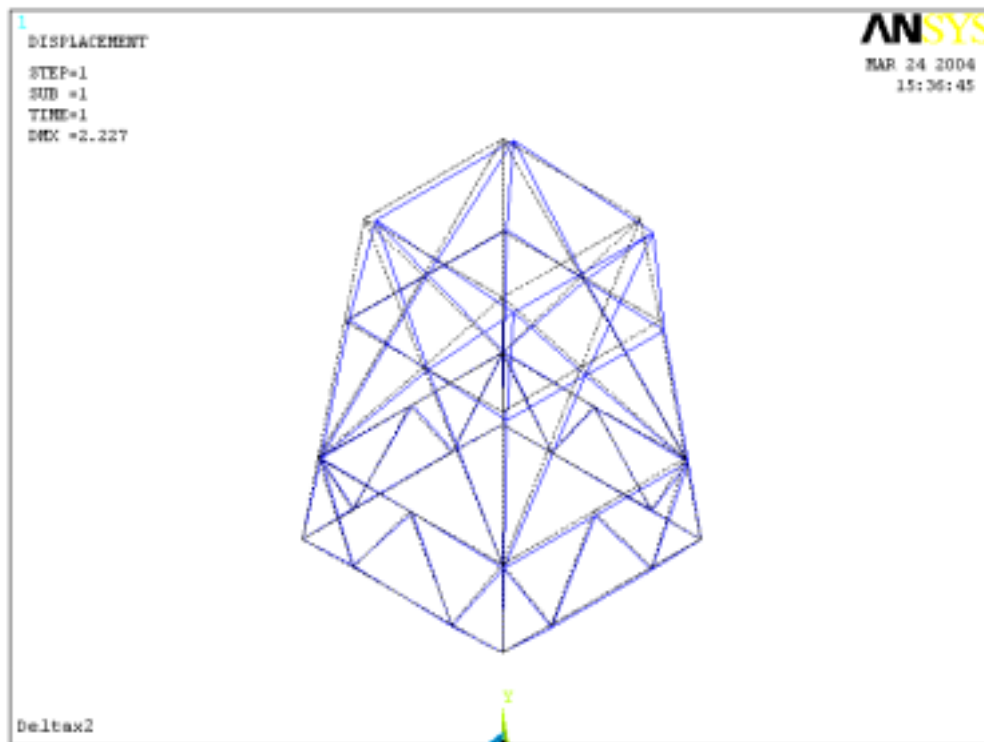


Figura 6.17 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 7. (Esc 1:18).

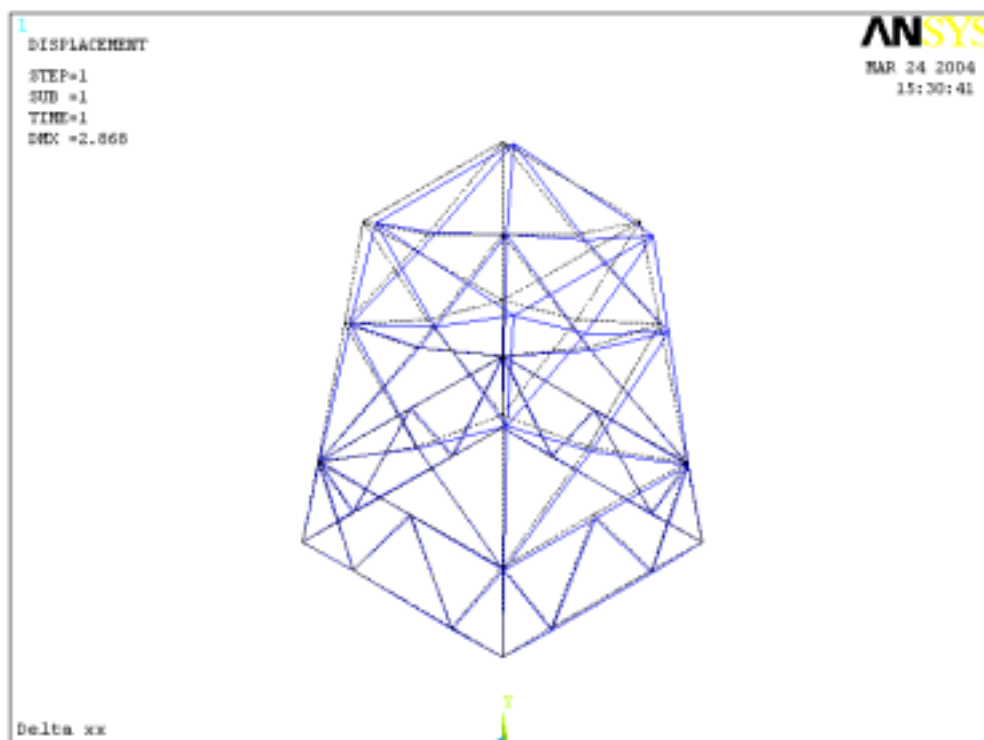


Figura 6.18 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 8. (Esc 1:14).

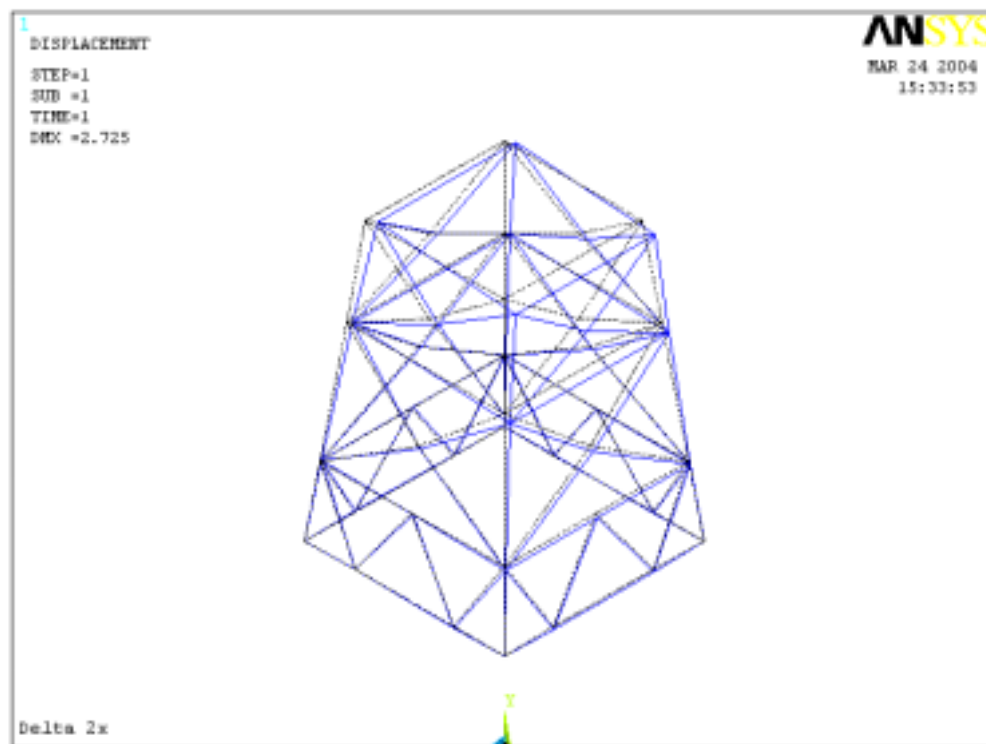


Figura 6.19 – Configuração deformada do modelo de contraventamento 9. (Esc 1:15).

6.3.1 –ANÁLISE DE RESULTADOS

Para o contraventamento original da torre foram realizados três estudos. Os modelos **1**, **1a** e **1 cant**, os dois primeiros em perfil tubular e o terceiro em perfil cantoneira. Dimensionou-se **1** e **1 cant**, como na prática, modelando apenas os elementos principais, ou seja, sem modelar os contraventamentos secundários. No modelo **1a** utilizaram-se perfis tubulares e todos os elementos foram modelados, inclusive os contraventamentos secundários. Nos resultados apresentados na tabela 6.4, vê-se que o modelo **1** é mais leve que o **1 cant**. Como era esperado, o perfil tubular gera uma estrutura mais leve que o perfil cantoneira.

Quando os modelos **1** e **1a** são comparados observa-se que o dimensionamento realizado na prática, sem modelar os contraventamentos secundários, é mais conservador. Isso era esperado já que nesse tipo de análise os esforços resistidos pelos contraventamentos secundários são praticamente desconsiderados. Comparando-se **2** com **2a** e **3** com **3a**, chega-se no mesmo resultado, ou seja, que o dimensionamento realizado sem se modelar os contraventamentos secundários é conservador.

No modelo **2**, retiraram-se os contraventamentos secundários da parte superior e dimensionou-se a estrutura restante conforme se faz na prática. O resultado obtido foi uma estrutura mais pesada que a estrutura original **1**. No modelo **3**, retiraram-se os contraventamentos secundários da parte inferior e mantiveram-se os da parte superior. Essa nova configuração gerou uma estrutura mais leve que a estrutura original **1**.

O aumento de peso do modelo **1** para o **2** é justificado pelo fato dos contraventamentos secundários da parte superior servirem de contraventamentos para as peças longas, ou seja, quando são retirados é necessário aumentar a seção transversal desses elementos, pois os comprimentos de flambagem dobram para o contraventamento primário central e triplicam para as pernas principais. Essa diferença entre comprimentos pode ser notada comparando-se as figuras 5.14 e 5.15. O aumento da seção transversal gera um aumento de peso superior à redução causada pela retirada dos contraventamentos secundários.

No caso do modelo **3**, verificou-se uma redução de peso porque as peças que estavam sendo contraventadas eram peças curtas. Como o perfil tubular possui maior resistência a flambagem que o perfil cantoneira, ele admite maiores comprimentos de flambagem, dispensando assim os contraventamentos secundários. Para resistir aos mesmos esforços, porém sem os contraventamentos secundários, alguns perfis tiveram que ter um pequeno aumento da sua seção transversal. O acréscimo de peso causado pelo aumento da seção do perfil foi muito inferior à redução de peso gerada pela retirada dos contraventamentos, logo foi gerada uma estrutura mais leve que a original.

Os resultados obtidos comparando-se os modelos **1** e **2** e **1** e **3** levam a se pensar na existência de um comprimento ótimo para os perfis tubulares. Como se verificou, dependendo do comprimento do elemento contraventado, se o mesmo tiver um grande comprimento, como no caso do modelo **3** de contraventamento, a retirada dos contraventamentos secundários torna necessário um grande acréscimo na seção transversal do perfil. Nesse caso, a redução de peso causada pela retirada dos contraventamentos secundários não seria suficiente para compensar o acréscimo de peso devido o aumento das seções transversais. Já para elementos com comprimentos menores, a retirada dos contraventamentos secundários conduz, em alguns casos, a não necessidade de se aumentar a seção transversal. Quando este aumento é preciso, não gera grande aumento do peso da estrutura. Nesse caso, geram-se estruturas mais leves,

pois há a eliminação dos contraventamentos secundários, reduzindo-se assim o peso da estrutura sem haver grande acréscimo de peso devido o aumento de algumas seções transversais.

Realizaram-se comparações de peso entre os diversos tipos de contraventamento e verificou-se que o modelo de contraventamento mais leve é o número 8. Este resultado é explicado pelo fato de todos os contraventamentos terem sido retirados e os novos elementos criados não serem muitos compridos e por isto não aumentar tanto o peso da estrutura.

6.4 – FLAMBAGEM

Verificou-se aqui a relação de instabilidade para todas as hipóteses de carregamento, obtendo-se o modo de instabilidade para cada uma delas. Os modos de instabilidade estão apresentados nas figuras 6.21 a 6.29, e a razão de instabilidade λ_i , dada pela equação 6.1, para cada hipótese de carga encontra-se na tabela 6.7. É apresentado também na figura 6.20 o modo de instabilidade para hipótese de carga 1 sem considerar os contraventamentos secundários.

$$\lambda_i = \frac{C_i}{C_a} \quad (6.1)$$

Tabela 6.7 – Razão de flambagem

| Hipótese | 1 | 2a | 2b | 3c | 3d | 3e | 4 | 5 | 6 |
|-------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| λ_i | 1.30 | 1.88 | 2.68 | 2.65 | 3.06 | 2.61 | 1.77 | 4.82 | 5.00 |

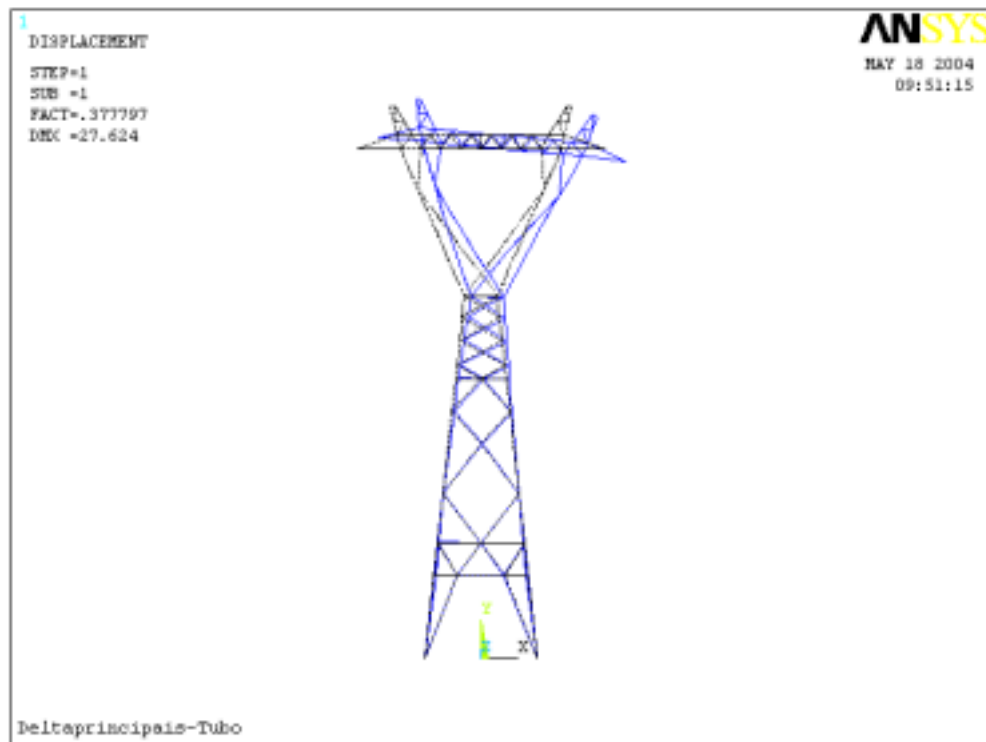


Figura 6.20 – Modo crítico de flambagem para hipótese 1, sem modelar os contraventamentos secundários ($\lambda_1 = 0,38$). (Esc 1:154).

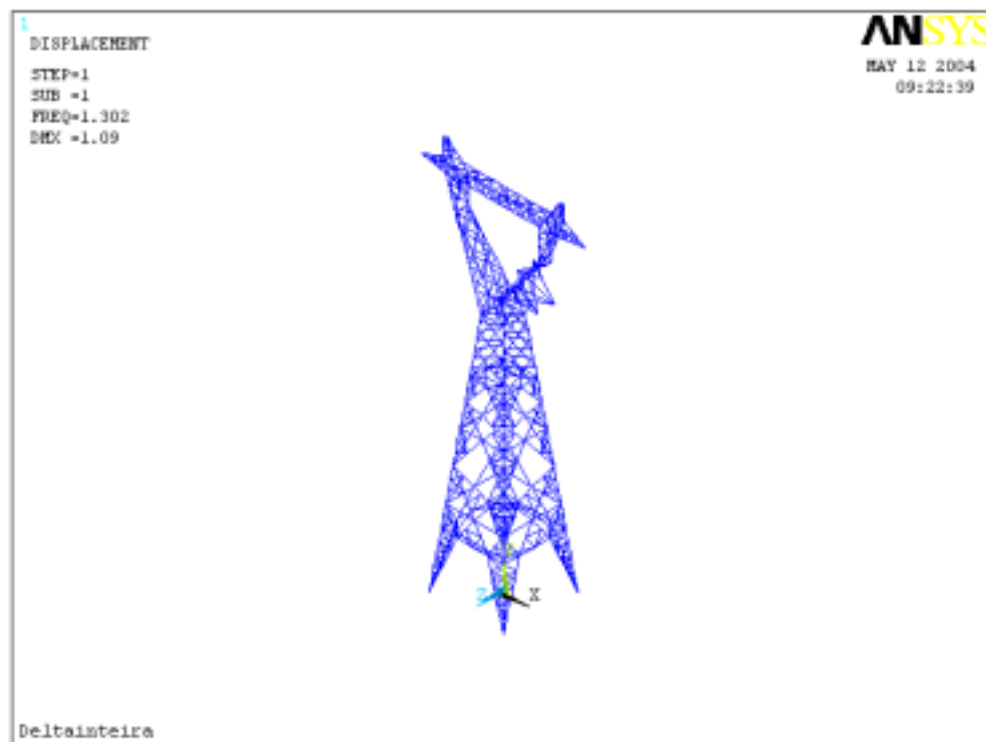


Figura 6.21 – Modo crítico de flambagem para hipótese 1 ($\lambda_1 = 1,30$). (Esc 1:154).

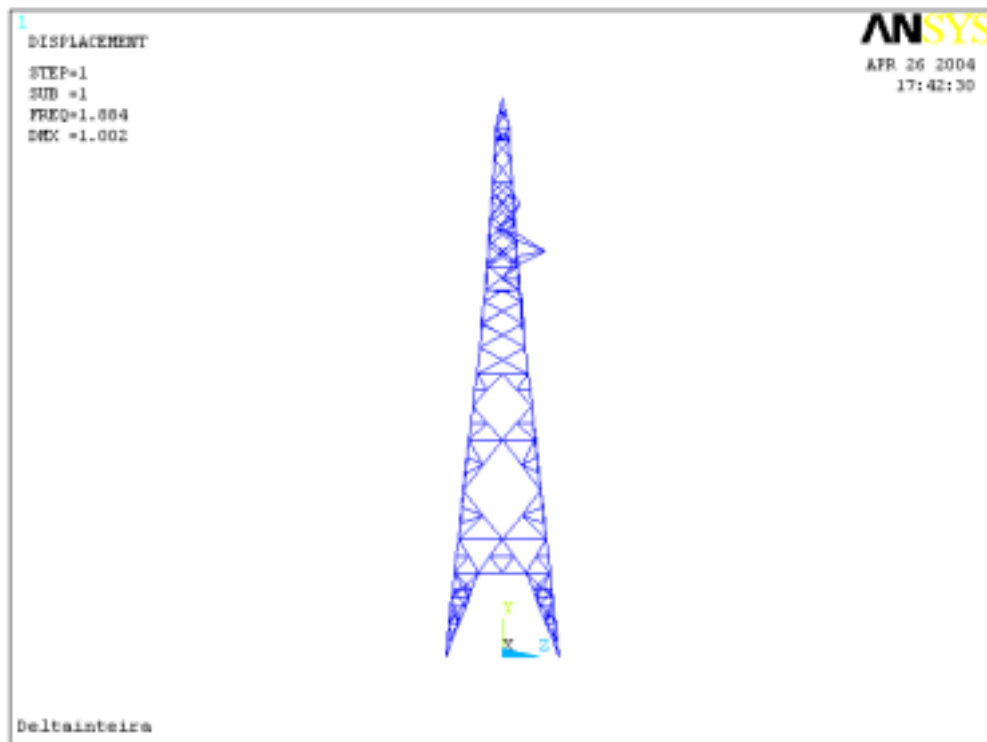


Figura 6.22 – Modo crítico de flambagem para hipótese 2a ($\lambda_i = 1,88$). (Esc 1:167).

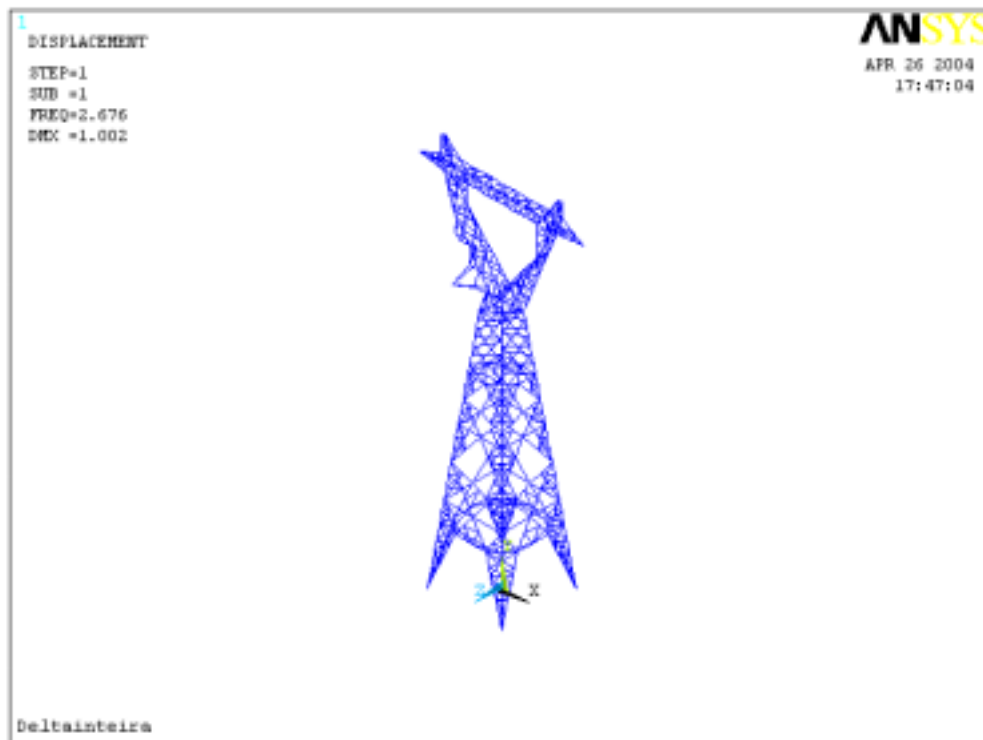


Figura 6.23 – Modo crítico de flambagem para hipótese 2b ($\lambda_i = 2,68$). (Esc 1:167).

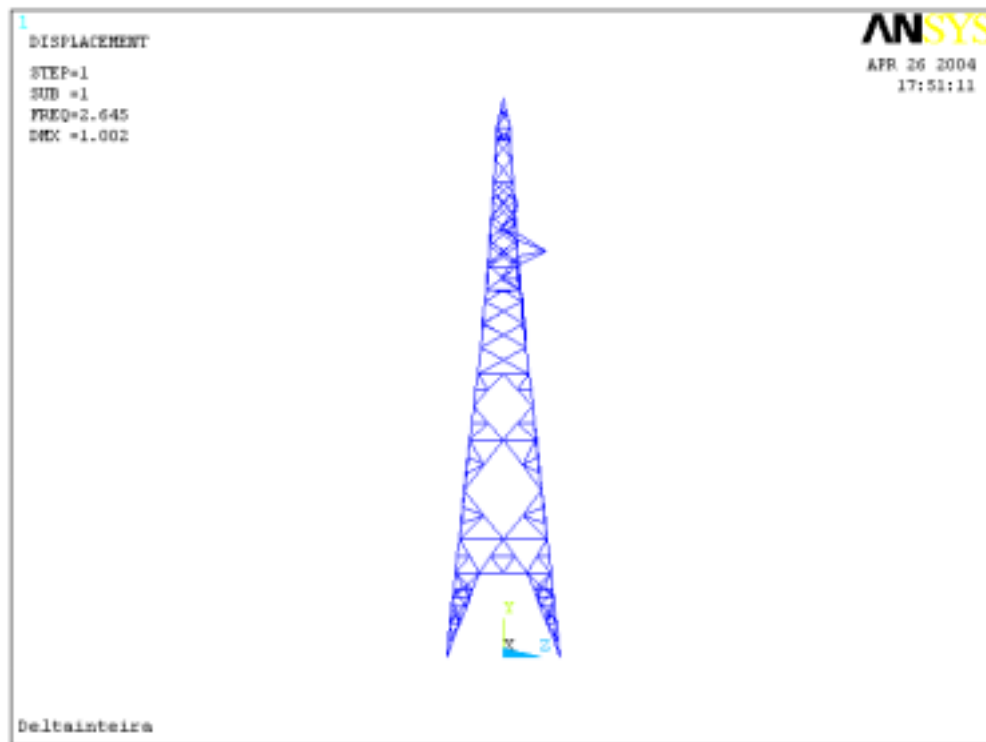


Figura 6.24 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3c ($\lambda_1 = 2,65$). (Esc 1:167).

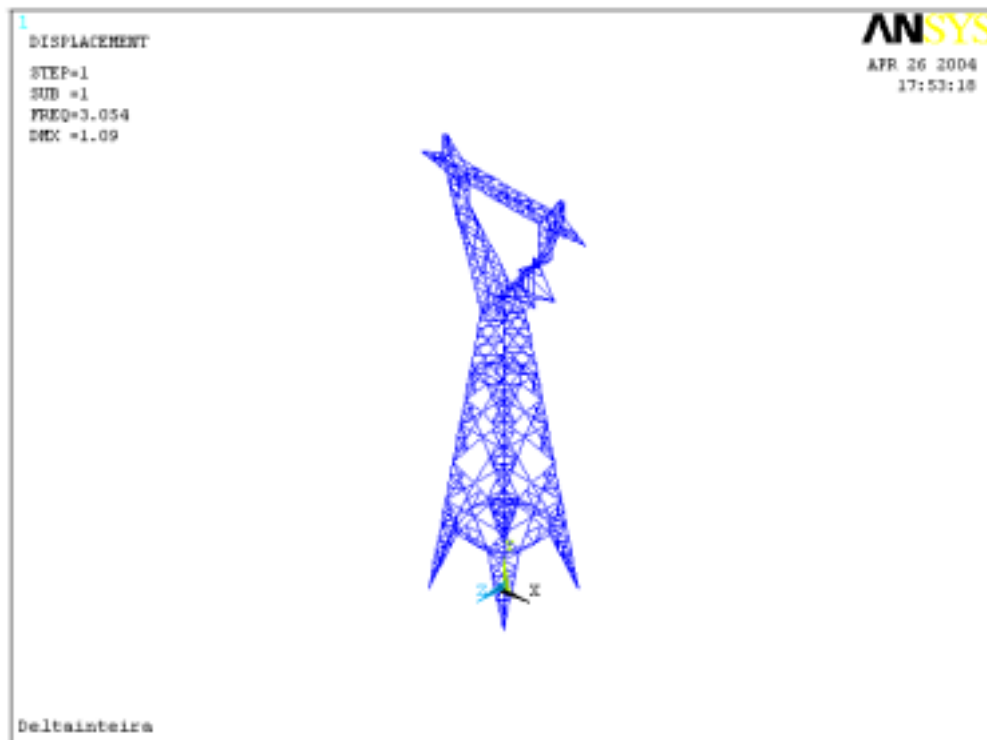


Figura 6.25 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3d ($\lambda_1 = 3,06$). (Esc 1:154).

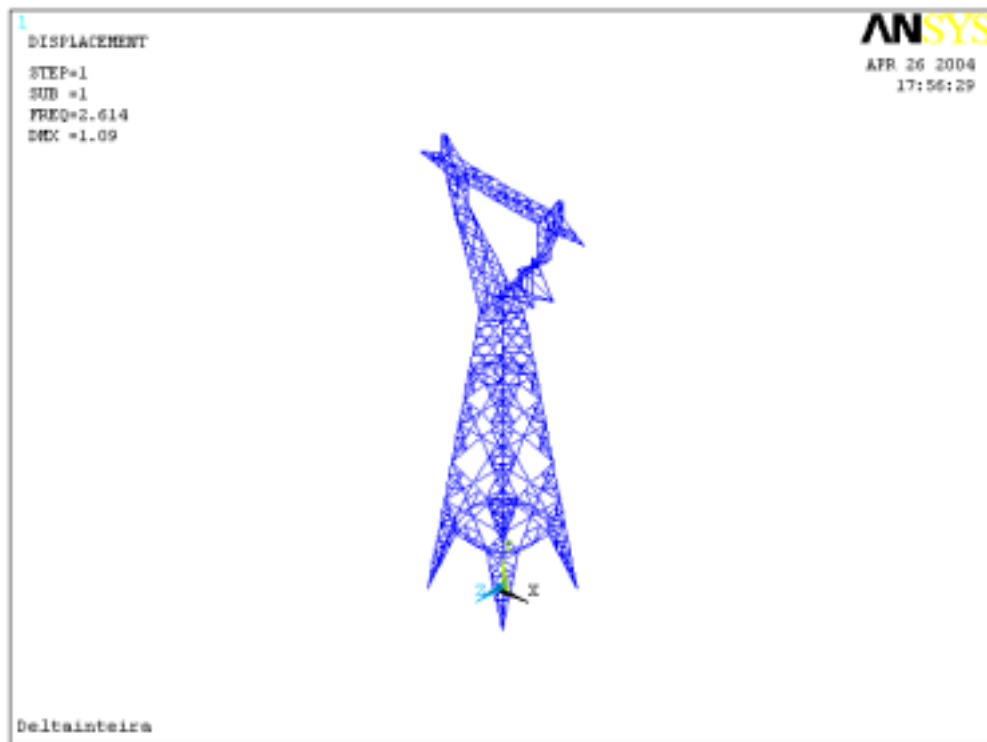


Figura 6.26 – Modo crítico de flambagem para hipótese 3e ($\lambda_i = 2,61$). (Esc 1:154).

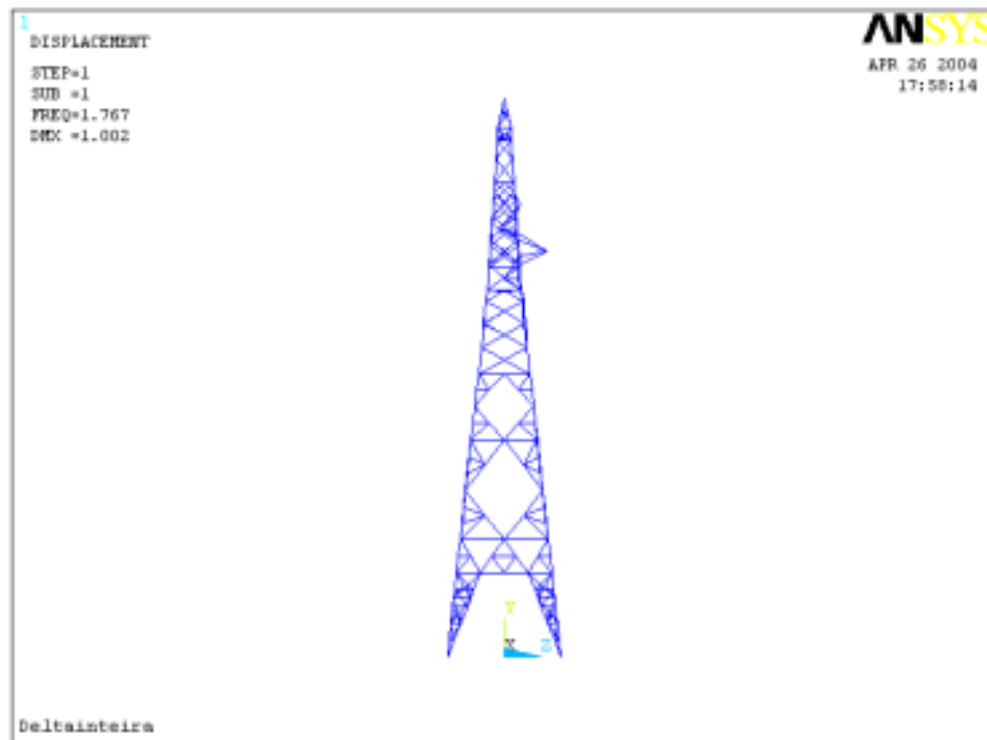


Figura 6.27 – Modo crítico de flambagem para hipótese 4 ($\lambda_i = 1,77$). (Esc 1:167).

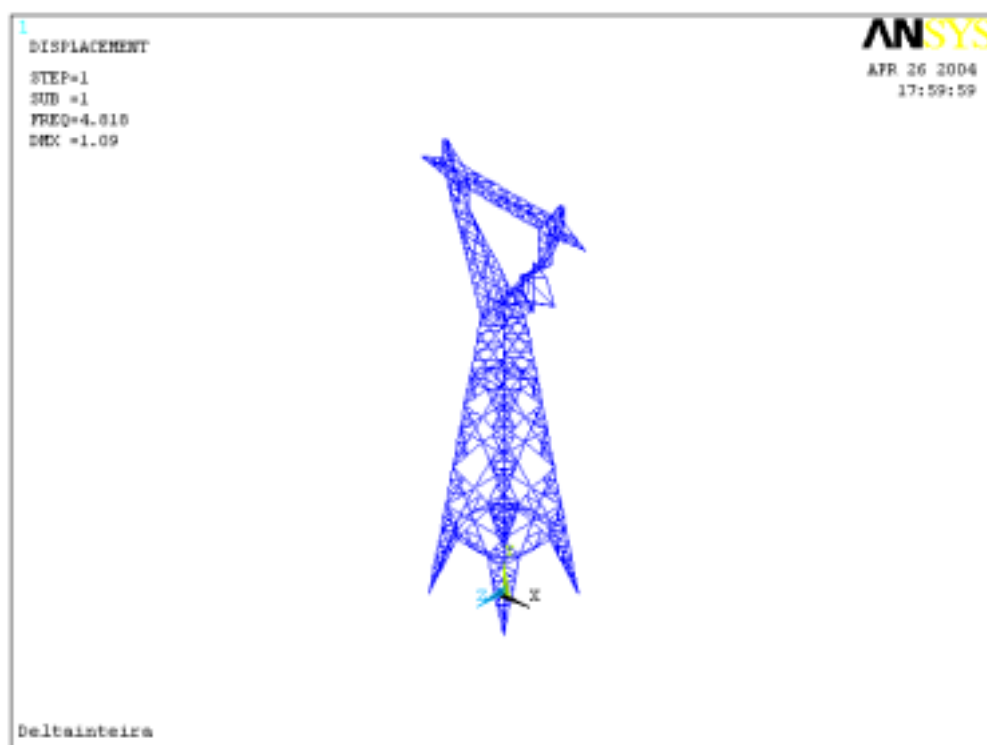


Figura 6.28 – Modo crítico de flambagem para hipótese 5 ($\lambda_1 = 4,82$). (Esc 1:154).

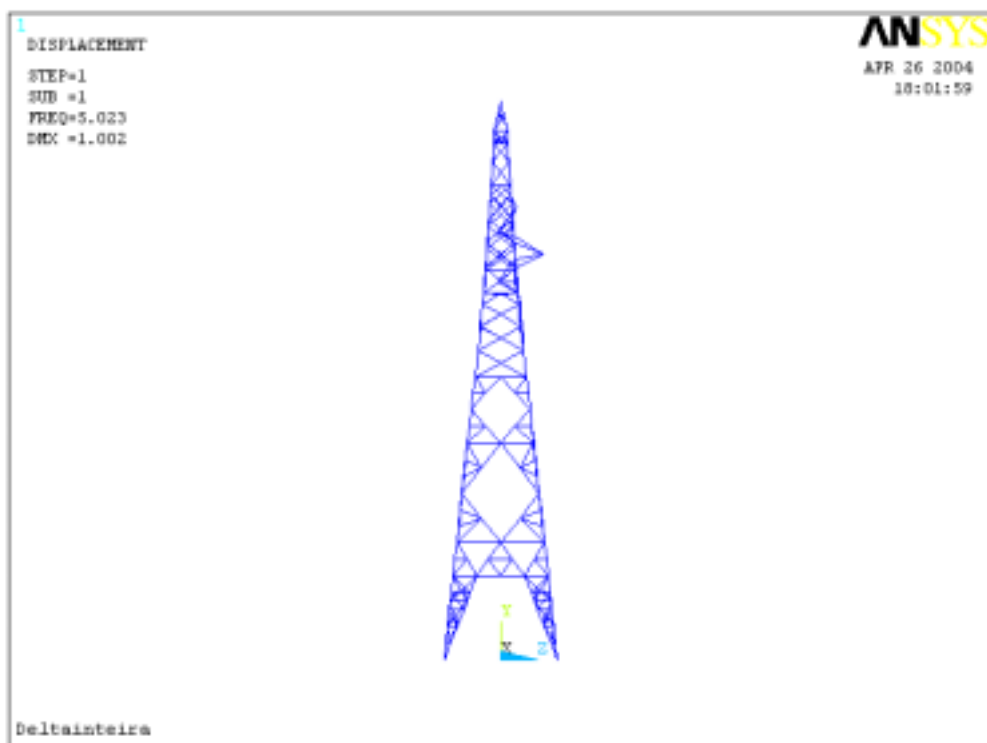


Figura 6.29 – Modo crítico de flambagem para hipótese 6 ($\lambda_1 = 5,00$). (Esc 1:167).

6.4.1 –ANÁLISE DE RESULTADOS

Como já foi mencionada, a razão de instabilidade é calculada da relação entre a carga que causa instabilidade, carga crítica de flambagem, e a carga de cálculo da estrutura para uma dada hipótese de carregamento. Para todas as hipóteses de carga, a razão de instabilidade foi maior que 1, o que significa que nenhuma das hipóteses de cálculo causa instabilidade, ou seja, a carga de flambagem desta estrutura é maior que as cargas de projeto.

As cargas determinantes no dimensionamento da torre de transmissão são as cargas de vento, principalmente as atuantes nos condutores e pára-raios. Isto pode ser notado observando-se os resultados apresentados na tabela 6.7. Nota-se que a carga que possui menor λ , é a hipótese 1, que corresponde ao vento transversal máximo. Isso ocorre por que este vento é o que mais afeta no comportamento dos condutores. O segundo valor de λ , corresponde ao vento a 45°, hipótese 4, que também afeta bastante o comportamento dos cabos. Já o vento longitudinal apresentado na hipótese 6, que atua na direção dos cabos, quase não influencia os esforços, sendo essa a hipótese de carregamento mais distante das cargas crítica. As hipóteses 2 e 3 caracterizadas por rompimento de cabos, geram acréscimos de cargas longitudinais; já a hipótese 5, considera-se apenas cargas de construção verticais. Essas são cargas que a estrutura resiste com uma grande folga.

Para realizar esta análise usaram-se todos os elementos, inclusive os contraventamentos secundários, a fim de conhecer o comportamento real da estrutura. O que se observou foi que os modos de flambagem são todos locais, o que indica uma região localizada de fragilidade na estrutura. Porém, as cargas usuais atuantes na torre não produziram instabilidade no sistema.

É apresentada também uma análise de flambagem da torre sem os contraventamentos secundários considerando a hipótese de carga 1. Com o resultado dessa análise vê-se que λ , é menor que 1, ou seja, que a carga aplicada é inferior a carga crítica. Esse resultado é explicado pelo fato de que, quando não se considera os contraventamentos secundários, os membros passam a ter comprimentos de flambagem

maiores, porém a seção transversal permanece a mesma, logo a carga crítica será bastante inferior à carga quando se considera os contraventamentos secundários.

6.5– COLAPSO PROGRESSIVO

Modelou-se a torre como foi detalhado na seção 7.1, do capítulo 5, e aplicou-se na mesma a hipótese de carga 1, que é a mais crítica. Em seguida aumentaram-se as cargas para que os elementos entrassem em colapso, considerando que o colapso se dava quando o elemento comprimido atingisse a carga de “*Euler*”.

A seqüência de colapso está detalhada na tabela 6.8 e apresentada na figura 6.30. A relação Carga x Deslocamento é apresentada no gráfico 6.3 e a deformada do colapso generalizado na figura 6.31.

Os acréscimos de cargas foram realizados na carga de vento correspondente a hipótese de carga 1. As porcentagens apresentadas a seguir são referentes às estas cargas, ou seja, uma porcentagem de 125 significa um acréscimo de 25% na carga de vento oriunda da hipótese 1.

Depois de modelada e dimensionada a estrutura em perfis tubulares, realizou-se então análise de colapso da maneira a ser explicada a seguir. Aplicou-se na estrutura acréscimo de carga até que, com um acréscimo de 25%, algumas barras atingiram as suas respectivas cargas de flambagem, então o módulo de elasticidade dessas barras foi reduzido e voltou-se a aplicar carga, retornando a carga inicial, sem acréscimo. Procurou-se qual carregamento faria com que novas barras flambassem. Verificou-se que para um valor de carga de 0,96 vezes a carga inicial, algumas barras entrariam em colapso. Identificada essas barras, reduzem-se seu módulo de elasticidade e novamente é aplicada a carga inicial. Vê-se que nenhuma barra da estrutura atinge a carga de flambagem para este carregamento, então é aplicado novo acréscimo de carga. Novas barras atingem a carga de flambagem para um acréscimo de carga de 25%. Como realizado com as outras barras, o módulo de flambagem é reduzido e aplicou-se carga novamente. O resultado é que para cargas bem inferiores à carga inicial, inúmeras barras atingem a carga de flambagem, caracterizando um colapso generalizado.

Tabela 6.8 – Detalhamento do colapso com deslocamentos (cm).

| Porcentagem da carga | Elementos colapsados | Deslocamentos | | | Deslocamentos acumulados | | |
|----------------------|----------------------|---------------|--------|-------|--------------------------|---------|--------|
| | | Ux | Uy | Uz | Ux | Uy | Uz |
| 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 125 | 219; 67 | 32.511 | 14.504 | 3.027 | 32.511 | 14.504 | 3.027 |
| 96 | 106; 107; 244; 245 | 31.009 | 14.931 | 2.323 | 63.52 | 29.435 | 5.35 |
| 125 | 362; 363 | 79.620 | 49.575 | 3.027 | 143.14 | 79.01 | 8.377 |
| 125 | Vários | 80.223 | 49.805 | 2.985 | 223.363 | 128.815 | 11.362 |

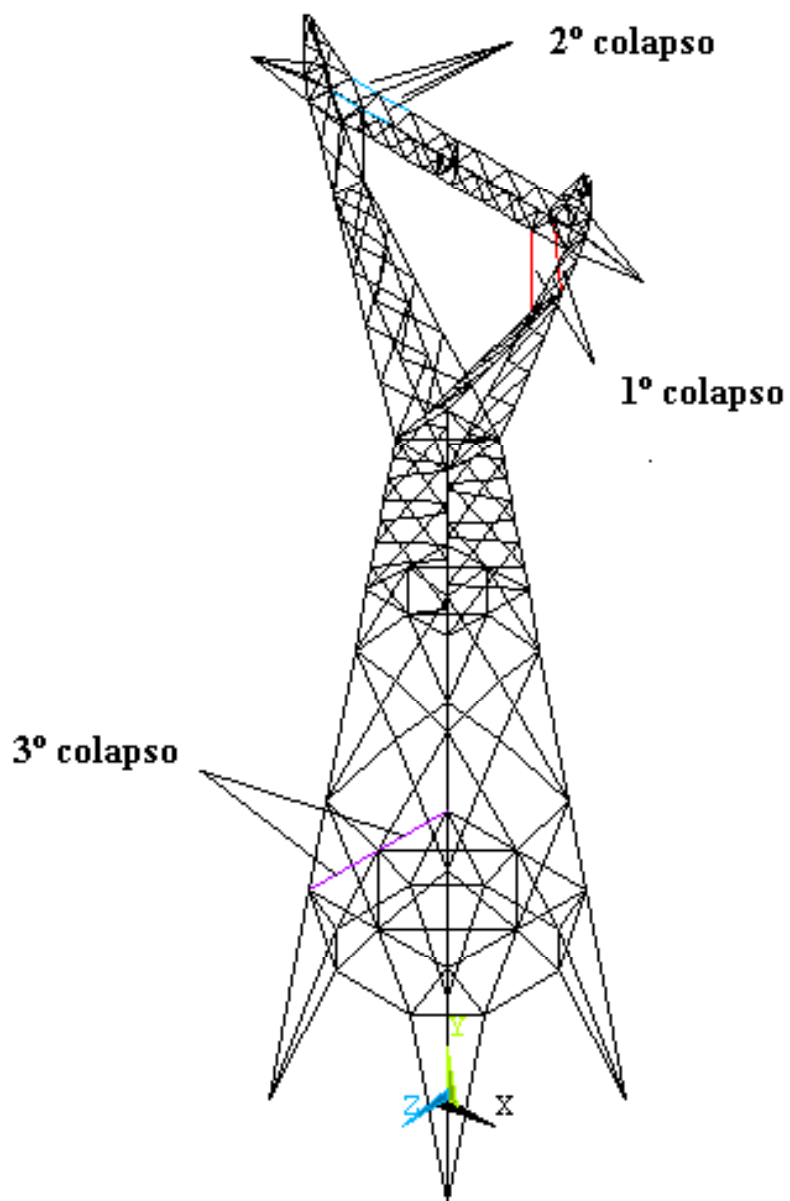


Figura 6.30 – Identificação da sequência de colapso.

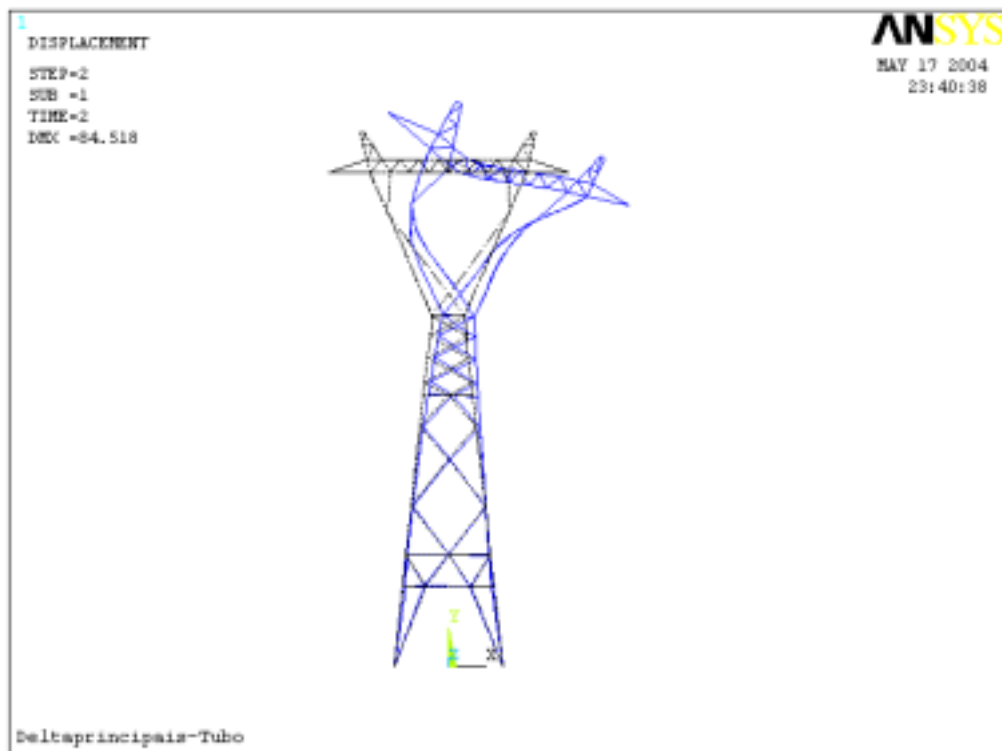


Figura 6.31 – Estrutura deformada para o colapso generalizado (Esc 1,7)

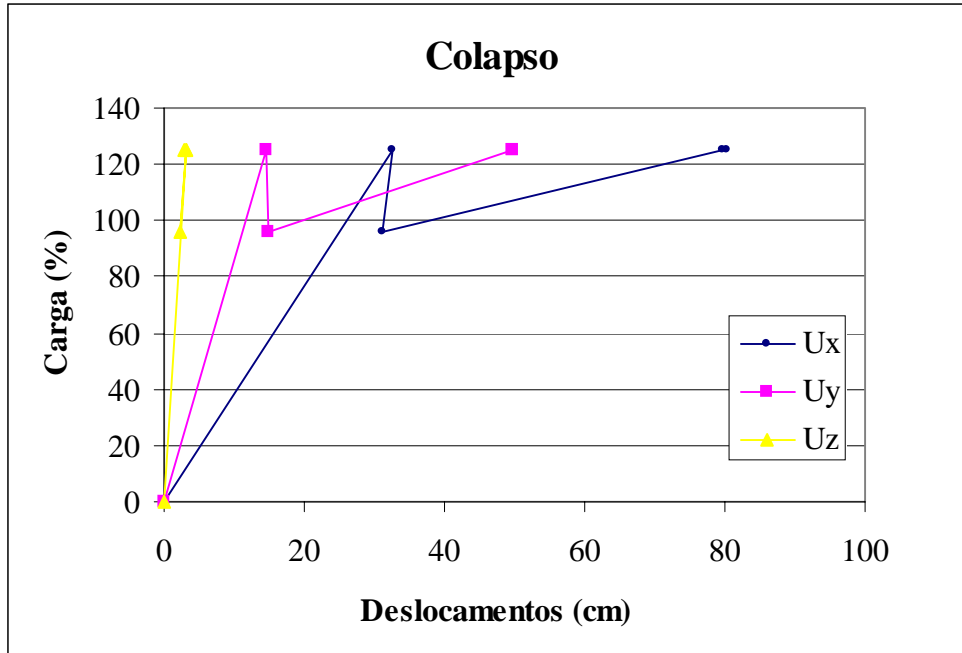


Gráfico 6.3 – Trajetória de equilíbrio para cada etapa de aplicação de carga.

6.5.1 –ANÁLISE DE RESULTADOS

Como se pode concluir através dos resultados anteriores, o que ocorreu com a torre foi um colapso generalizado, ou seja, barras isoladas entraram em colapso, perdendo sua resistência e causando o colapso de outras barras, até que várias barras entraram em colapso simultaneamente, caracterizando assim o colapso generalizado.

É importante notar que a carga necessária para induzir colapso na primeira barra, correspondente à carga crítica, é superior à carga projeto. Porém, depois que a primeira barra entra em colapso, a carga necessária para levar outras barras ao colapso é inferior à carga de projeto. Após essa redução da carga que causa colapso, parece que a estrutura encontra uma nova forma de equilíbrio, resistindo assim a cargas superiores sem que nenhuma barra entre em colapso, porém esse equilíbrio não parecer ser muito estável, pois, a estrutura sai deste equilíbrio não consegue mais retornar, causando colapso em vários membros.

É importante observar que a carga que começa a causar flambagem em barras da estrutura é 1,25 vezes a carga de projeto da hipótese 1, ou seja, a estrutura começa a ter problemas de instabilidade a partir de um acréscimo de carga de 25%. Já na análise de flambagem elástica, a carga crítica obtida para a pior hipótese é a carregamento da hipótese 1 com um acréscimo de 30%. Com base nestas duas análises, pode-se crê que a estrutura tem uma reserva de resistência de $\pm 25\%$.

Quando é feito o reforço das barras que atingiram a carga de flambagem, como consequência, observa-se que há o acréscimo na resistência da torre, a carga que causa o primeiro colapso da estrutura passa a ser 30% superior à carga inicial. Este resultado reforça a afirmação anterior, ou seja, a reserva de resistência da torre é de 25 a 30%.

6.6 – ANÁLISE DE VIBRAÇÕES LIVRES

Realizou-se a análise modal na torre em perfis-cantoneira e na torre em perfil tubular para se obter as frequências e modos naturais de vibração da torre. Os valores das 10 primeiras frequências naturais de ambas as torres estão na tabela 6.9 e as quatro primeiras formas modais estão apresentadas nas figuras 6.32 a 6.39.

Tabela 6.9 – Freqüências naturais de vibração para a torre isolada (Hz)

| | Cantoneira | Tubo |
|----|------------|--------|
| 1 | 2.5741 | 2.7952 |
| 2 | 2.8955 | 3.0724 |
| 3 | 3.1099 | 3.4479 |
| 4 | 3.3939 | 3.5825 |
| 5 | 3.4903 | 3.837 |
| 6 | 3.6822 | 4.1893 |
| 7 | 3.8387 | 4.2211 |
| 8 | 3.8464 | 4.4748 |
| 9 | 4.0887 | 4.487 |
| 10 | 4.1836 | 4.4946 |

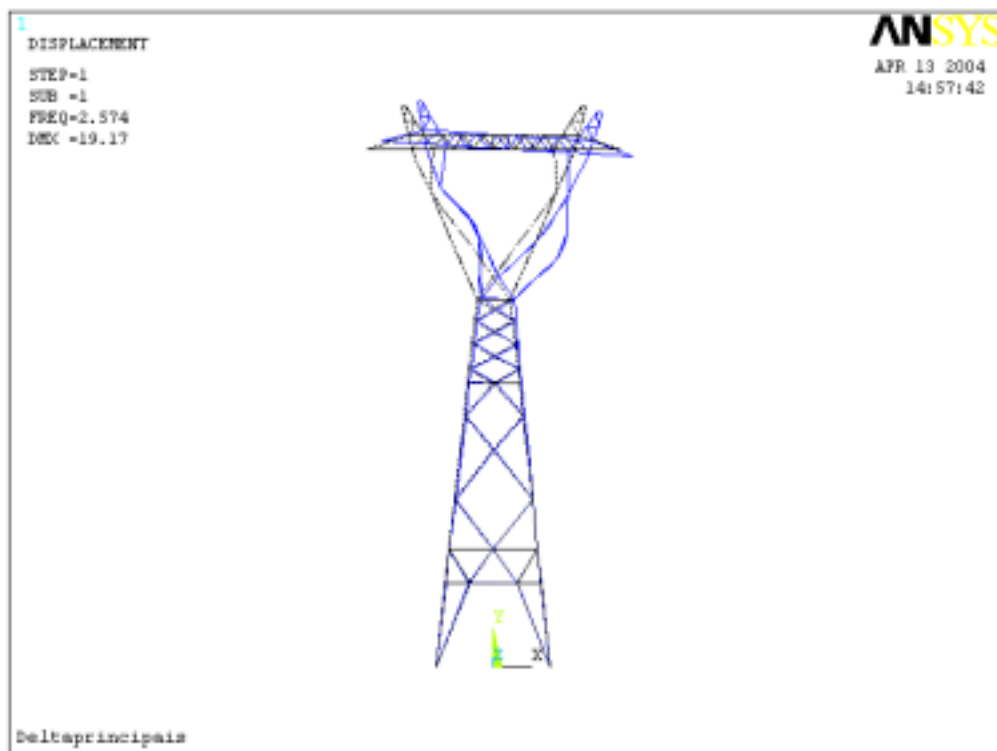


Figura 6.32 – 1º modo de vibração para torre cantoneira – modo de flexão local na direção transversal, 2,5741 Hz. (Esc 1:5,1).

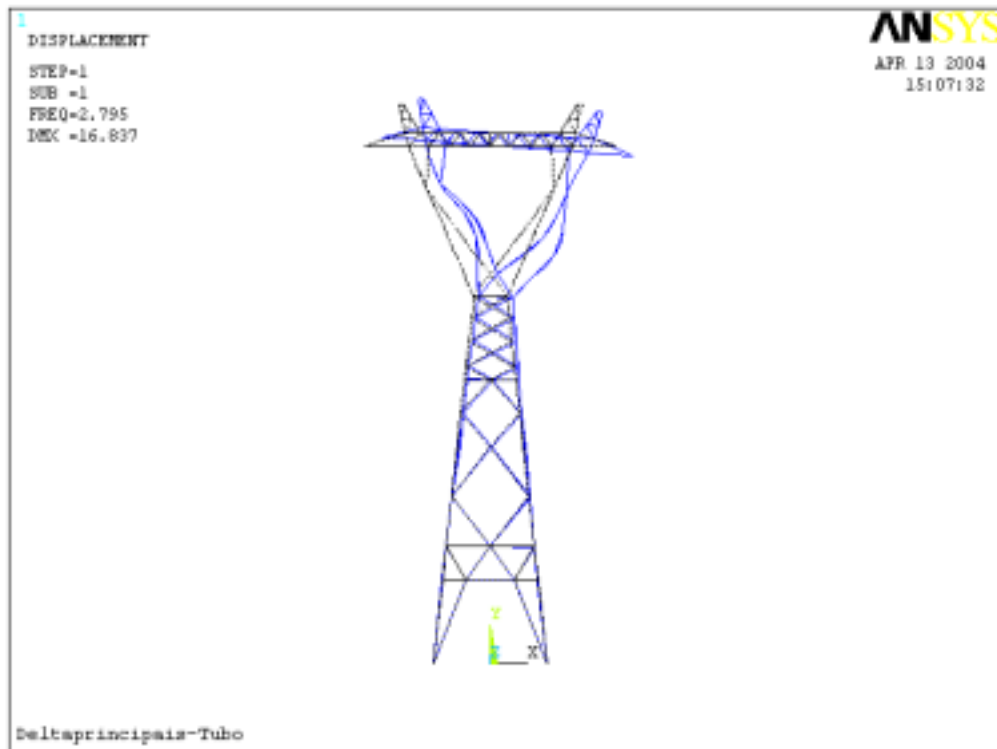


Figura 6.33 – 1º modo de vibração para torre tubular – modo de flexão local na direção transversal, 2,7925 Hz. (Esc 1:10).

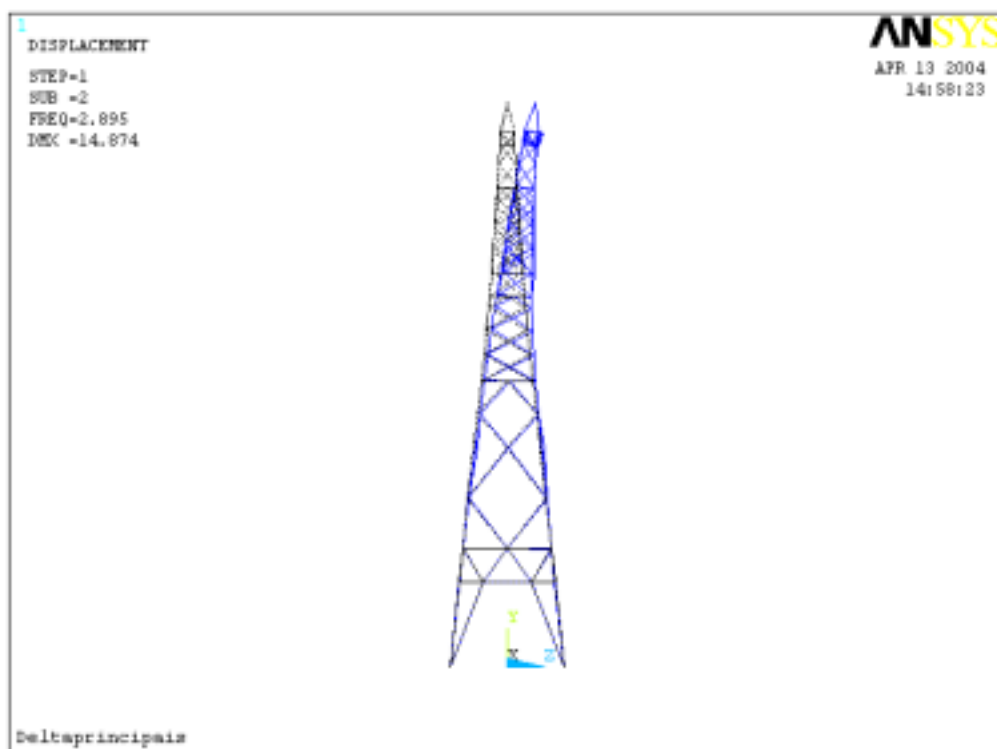


Figura 6.34 – 2º modo de vibração para torre cantoneira – modo de flexão global na direção longitudinal, 2,8955 Hz. (Esc 1:11).

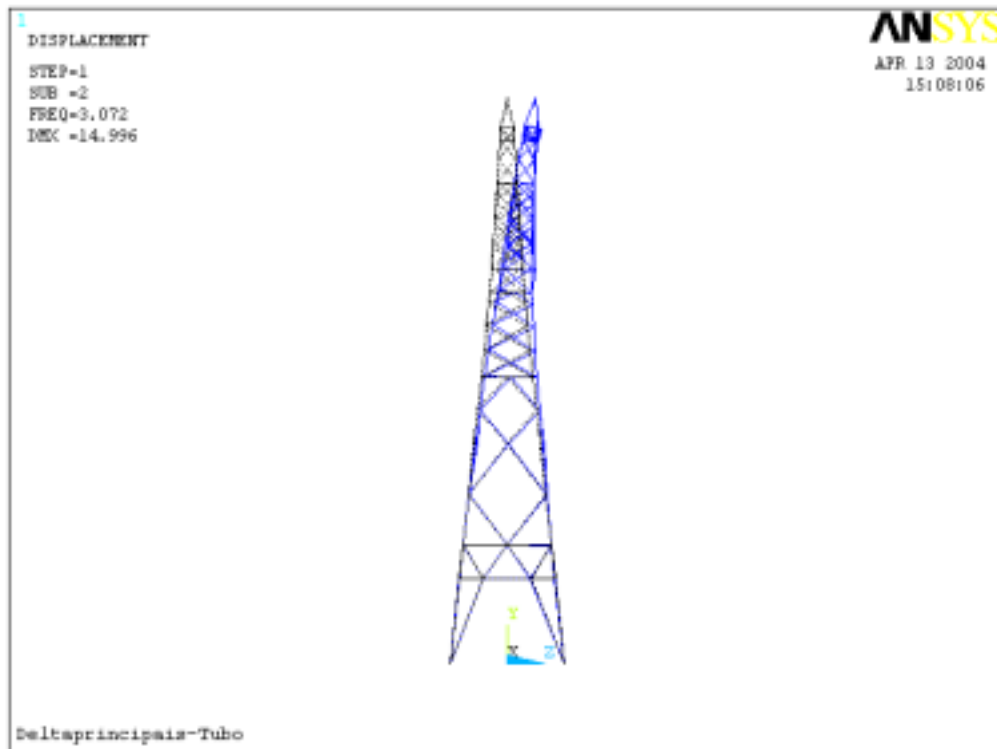


Figura 6.35 – 2º modo de vibração para torre tubular – modo de flexão global na direção longitudinal, 3,0724 Hz. (Esc 1:11).

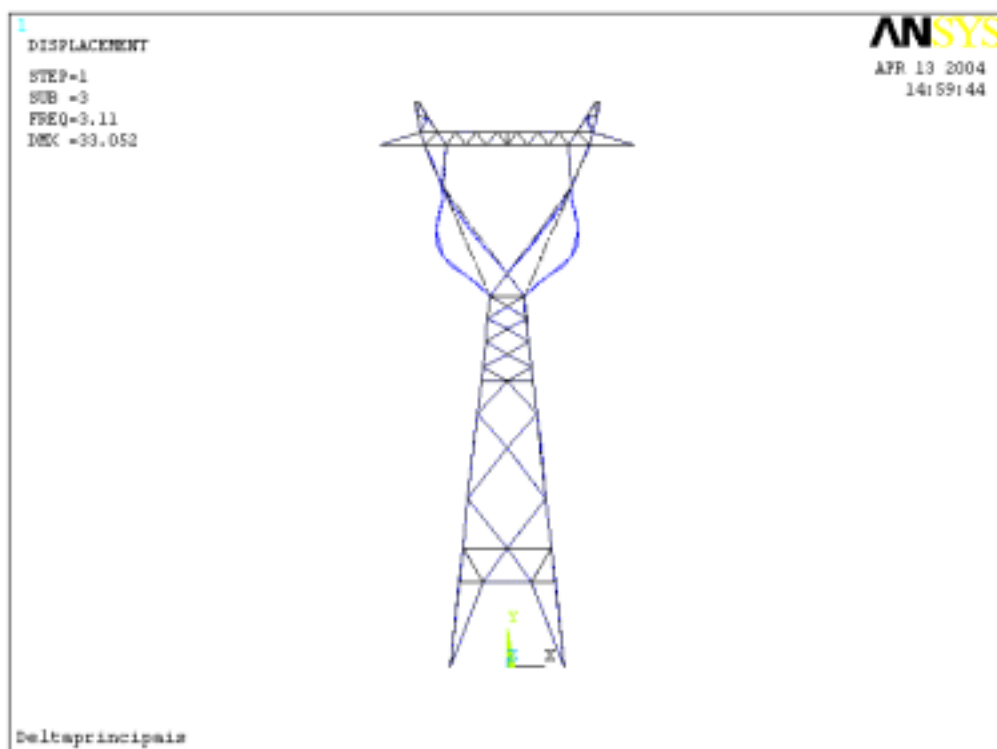


Figura 6.36 – 3º modo de vibração para torre cantoneira – vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,1099 Hz. (Esc 1:5,1).

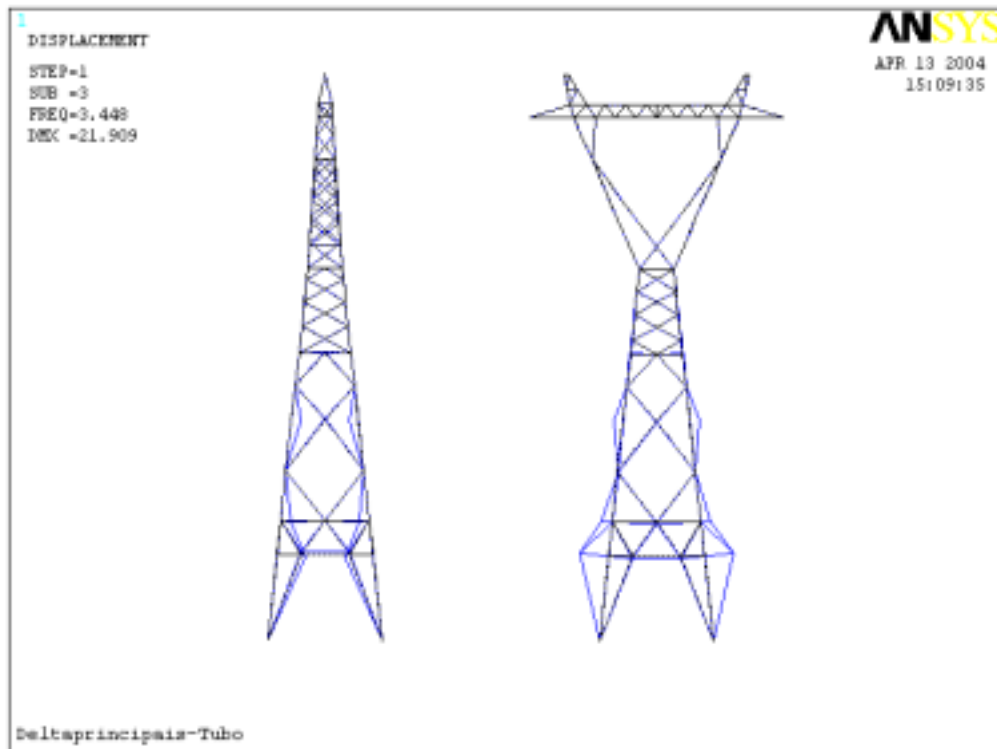


Figura 6.37 – 3º modo de vibração para torre tubular – vibração das pernas principais na direção longitudinal e transversal, 3,4479 Hz. (Esc 1:7,7).

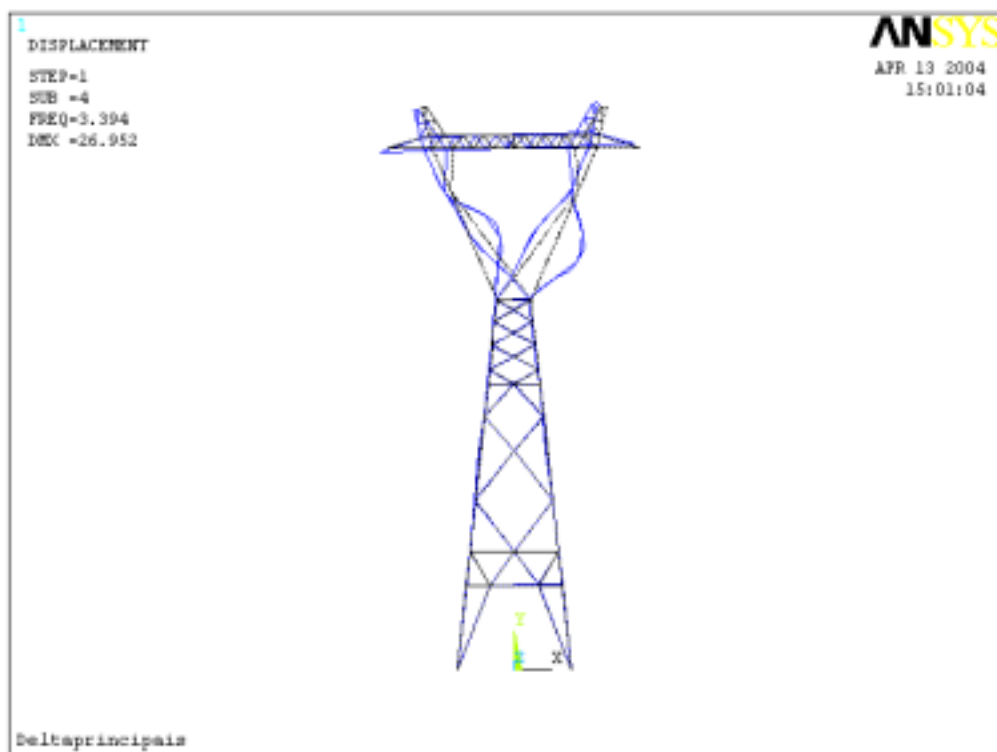


Figura 6.38 – 4º modo de vibração para torre cantoneira - vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,3939 Hz. (Esc 1:6,4).

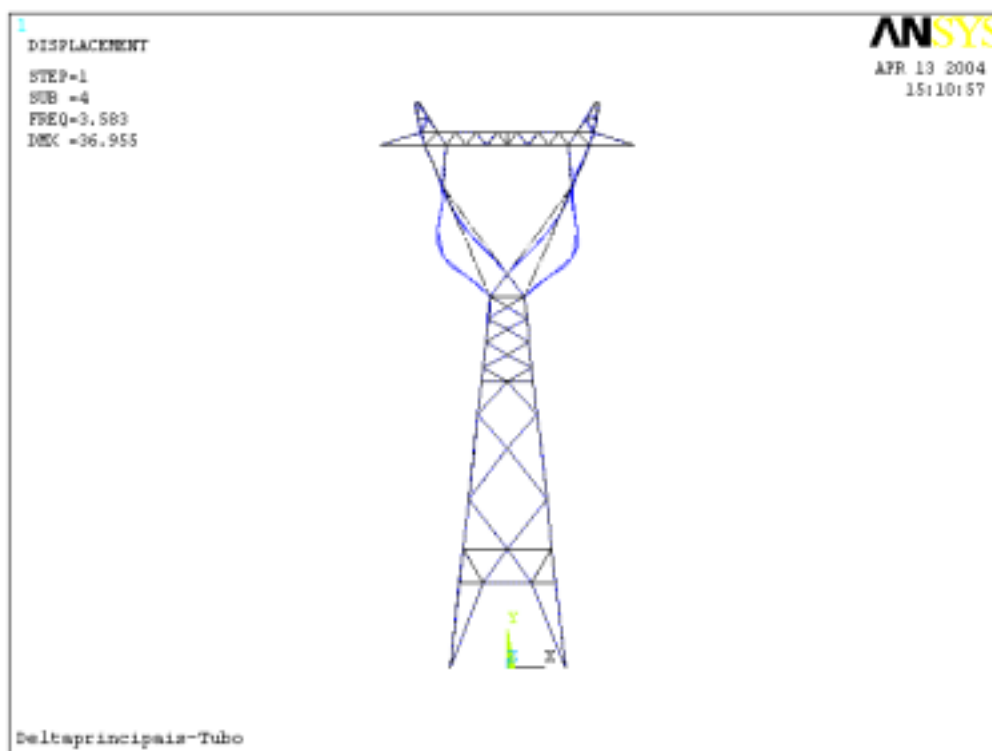


Figura 6.39 – 4º modo de vibração para torre tubular - vibração localizada na parte superior na direção transversal, 3,5825 Hz. (Esc 1:4,5).

6.6.1 – ANÁLISE DE RESULTADOS

O objetivo de se fazer uma análise modal destas torres é saber se elas são susceptíveis à ação dinâmica do vento. Com essa análise obtém-se a frequência fundamental da torre e a partir desta frequência calcula-se o período, verificando-se assim a necessidade de levar em conta a atuação do vento de forma dinâmica.

Segundo a NBR 6123 (1988), para aquelas estruturas que apresentam o período fundamental igual ou inferior a 1 segundo, basta que se calcule o equivalente estático da carga devido à ação dinâmica do vento.

Realizou-se a análise modal considerando a torre como estrutura isolada. Esse tipo de análise não representa bem a realidade, pois, na prática, a torre de transmissão não trabalha isoladamente, sofrendo influência dos cabos condutores e dos cabos pára-raios e estes por sua vez estão bastante susceptíveis à ação dinâmica do vento, pelo fato de serem flexíveis. Pode-se ter uma idéia da influência que a ação do vento nos cabos

tem sobre a estrutura, comparando-se as cargas devido à ação do vento nos cabos, aplicadas nos pontos de fixação dos cabos, com a as forças devido ao vento aplicada na estrutura. O vento que causa maior influência nos cabos é o vento transversal máximo e conseqüentemente gera cargas maiores nos ponto de fixação dos cabos, como pode ser visto na figura 5.2.

Os períodos fundamentais, que é dado pela equação 6.2, para os modos da torre em perfil-cantoneira e em perfil tubular são respectivamente 0,39 s e 0,36 s. Portanto, de acordo com a NBR 6123 (1988), as mesmas não precisam ser analisadas segundo a ação dinâmica do vento, bastando se calcular o equivalente estático. Porém, o mais correto seria realizar uma análise de vibração livre do conjunto torre e cabos, para só assim ter idéia do comportamento do conjunto e então verificar se é necessário realizar uma análise dinâmica.

$$T = \frac{1}{f} \quad (6.2)$$

Sendo:

T = Período;

f = Frequência.

Através das figuras 6.32 a 6.39, observa-se que as duas torres apresentam modos de vibrações são semelhantes. O que mostra que ambas possuem comportamento semelhante, diferindo apenas no 3º modo de vibração.

6.7 – ANÁLISE NÃO-LINEAR

Com o objetivo de analisar a influência dos contraventamentos secundários, realizou-se uma análise não-linear física e geométrica da torre de transmissão sem e com os contraventamentos secundários.

A comparação realizou-se da seguinte maneira: primeiro foi feita uma análise linear da torre a fim de obter os esforços nos membros, em seguida dimensionou-se a

torre considerando os contraventamentos secundários. O segundo passo foi, usando os perfis obtidos do dimensionamento anterior, fazer uma análise não-linear física e geométrica, sem considerar os contraventamentos secundários. O terceiro passo foi realizar novamente a análise não-linear física e geométrica, porém considerando todos os contraventamentos secundários.

A partir destas análises, compararam-se os esforços e deslocamentos máximos obtidos para cada análise, a fim de quantificar a influência dos contraventamentos secundários. Mais uma vez a hipótese de carga 1 foi utilizada, por ser a mais crítica.

Foi realizada uma análise não-linear física e geométrica, cuja não-linearidade física foi introduzida considerando a relação tensão x deformação mostrada no gráfico 6.4. Para a não-linearidade geométrica, considerou-se os efeitos de grandes deslocamentos.

Para a solução das equações incrementais de equilíbrio, utilizo-se a técnica de comprimento de arco, sendo a carga aplicada em 100 passos.

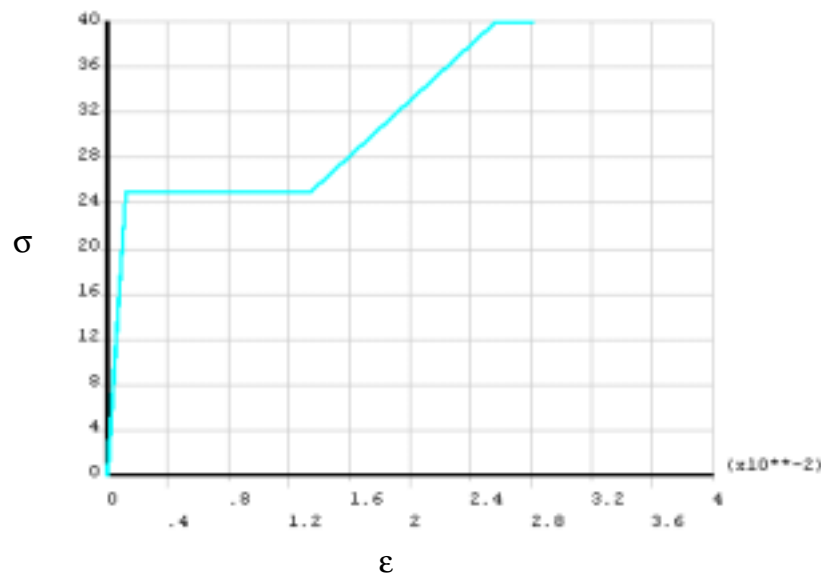


Gráfico 6.4 – Diagrama tensão x deformação considerado.

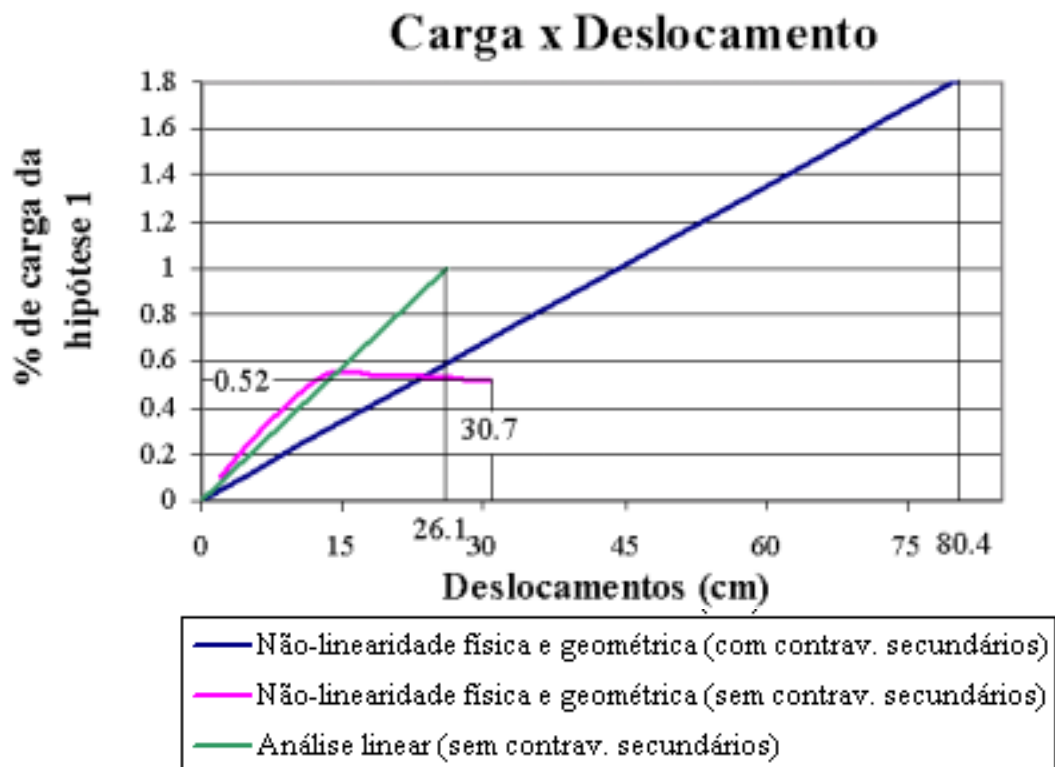


Gráfico 6.5 – Caminho de equilíbrio.

6.7.1 – ANÁLISE DE RESULTADOS

O que se vê é que para uma análise não-linear física e geométrica da torre, se não forem considerados os contraventamentos secundários, existe uma perda de resistência de aproximadamente 50% em relação à carga última da estrutura. Isso se deve ao fato dos grandes comprimentos destravados dos elementos. Porém, se for realizada uma análise não-linear física e geométrica considerando todos os contraventamentos há um acréscimo de 80% na carga última da estrutura.

Com esses resultados fica clara a importância dos contraventamentos secundários para esse modelo de torre, mesmo quando é usado perfil tubular.

CAPÍTULO 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES

7.1 – CONCLUSÕES FINAIS

Este trabalho teve como principal objetivo o estudo da viabilidade do emprego de perfis tubulares em torres T.E.E. Para afirmar que este tipo de estrutura é viável, precisa ser levando em conta a eficácia estrutural, as facilidades de montagem e o custo final da estrutura. Este trabalho se ateve principalmente ao comportamento estrutural do sistema, estudando seu comportamento e propondo um método de dimensionamento, já que não existe norma específica para o dimensionamento deste tipo de estrutura.

Foram realizadas várias comparações entre a torre em perfis-cantoneira e a torre em perfis tubulares, a fim de demonstrar as vantagens deste último.

A parti dos resultados das análises e das comparações realizadas, pode-se fazer as seguintes considerações:

- A torre de transmissão usada neste estudo é torre projetada em perfis-cantoneira, ou seja, que leva em consideração as peculiaridades deste perfil. Quando se calcula essa mesma torre em perfil tubular, tem-se uma torre mais leve, conseqüentemente com menor custo de material. Nas torres em perfis-cantoneira há um grande número de contraventamentos secundários para reduzir o comprimento destravado dos elementos principais, já que com os perfis-cantoneira os comprimentos de flambagem não devem ser muito grandes. Os perfis tubulares já admitem comprimento de flambagem maiores, logo, se fossem projetadas torres levando em conta as peculiaridades desses perfis, certamente seriam geradas torres mais leves;
- Deve-se ao fato de o perfil tubular possuir um coeficiente de arrasto menor que o perfil cantoneira, e conseqüentemente carga de vento inferior, que a torre

em perfil tubular esteja sujeita a menores esforços e deslocamentos, como visto nos resultados apresentados;

- Com o estudo dos contraventamentos, pode-se ver que as normas apesar de não exigirem o cálculo de esforços nos contraventamentos secundários, toma precauções no dimensionamento dos mesmos, gerando resultados mais conservadores do que os resultados obtidos quando se modela e se calcula os esforços nos contraventamentos secundários;
- Ainda com o resultado do estudo dos contraventamentos, pode ser notado que mesmo o perfil tubular possui um comprimento ótimo, em que não há a necessidade de contraventamentos e ao mesmo tempo não gera perfis tão robustos;
- Um estudo dos contraventamentos via abordagem localizada, considerando os aspectos do tipo de ligação entre os tubos, imperfeições iniciais nas paredes do tubo e monitoramento do comprimento dos elementos usados no contraventamento, caracterizados em termos do seu comprimento de flambagem, conduziu a um entendimento completo da influência real dos elementos constituintes do contraventamento na capacidade de carga da estrutura;
- Os resultados apresentados mostram que o uso de perfis tubulares em torres de linhas de transmissão se constitui em uma alternativa viável, pois além de resistir eficientemente aos esforços, fornece estruturas com menores deslocamentos. Na torre estudada, o uso de perfis tubulares gerou uma redução de peso em relação ao uso de perfil cantoneira, acarretando uma redução de custo, porém não se pode afirmar ainda que a torre em perfil tubular seja mais econômica, pois não foram levadas em consideração neste estudo as influências das formas de ligação, do processo construtivo, além do custo de montagem;
- Pode-se concluir dos resultados da análise de flambagem elástica e do colapso progressivo, que esse sistema estrutural, da maneira como foi dimensionada, possui uma reserva de resistência cerca de 25% do valor da carga de projeto;
- Vale frisar que a identificação da sequência do colapso progressivo de uma forma mais realista deveria levar em consideração as não-linearidades geométrica e física, para grandes deslocamentos e deformações, com a

respectiva localização da formação das rótulas plásticas, além da inclusão do efeito dinâmico devido ao rompimento das barras;

- Quando se calcula a carga de flambagem sem os contraventamentos secundários, nota-se que a estrutura é instável para quase todas as cargas de projeto. Já se a estrutura for modelada com os contraventamentos secundários, que representa a estrutura real, o sistema é estável para todas as hipóteses de carregamento. Ou seja, o sistema atende bem todas as exigências estruturais;
- Considerando a torre isoladamente, realmente não há necessidade de considerar a ação dinâmica do vento, porém é importante ter em mente que a torre não trabalha isoladamente e que a ação do vento nos condutores é bastante influente no comportamento dinâmico da torre, como pode ser visto em RODRIGUES (1999);
- A torre em perfil tubular, em todos aspectos estudados neste trabalho, apresentou vantagens em relação à mesma torre em perfis-cantoneira. Porém, esses resultados não são suficientes para afirmar que este tipo de estrutura é viável economicamente. Mas já é um indicativo de que vale a pena continuar os estudos nessa linha de pesquisa;
- A torre estudada teve a geometria projetada para perfis-cantoneira. Isto leva a crer, que se fosse projetada com a geometria de uma torre especificamente para perfil tubular, levando em conta a superioridade deste perfil, provavelmente as vantagens sobre torres com perfil cantoneira seriam ainda maiores.

7.2 – SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se para trabalhos futuros:

- Análise de uma linha de transmissão completa, ou seja, com a inclusão dos cabos no modelo e considerando o efeito da continuidade da linha, além da interação solo/estrutura;
- A consideração da atuação do vento de forma dinâmica;

- Fazer um estudo da forma geométrica dessas estruturas através de uma otimização topológica da estrutura, pensado em um comprimento ótimo para perfis tubulares de forma a diminuir o número de contraventamento secundários sem usar perfis robustos. No processo de otimização podem ser incluídos aspectos de custos relativos a ligação entre perfis tubulares e de montagem;
- Investigação do comportamento estrutural, a nível local, com a utilização de modelagem mais refinada com o objetivo de verificar o comportamento local do tubo e a influência do desempenho das ligações tubulares na capacidade de carga global da estrutura;
- A identificação da sequência do colapso progressivo de uma forma mais realista levando em consideração as não-linearidades geométrica e física, para grandes deslocamentos e deformações, com a respectiva localização da formação das rótulas plásticas, além da inclusão do efeito dinâmico devido ao rompimento das barras.

CAPÍTULO 8

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Albermani F.G.A. e Kitipornchai S. (2003) Numerical Simulation of Structural Behaviour of Transmission Towers. Thin-Walled Structures, Vol. 41, pp 167-177.

Albermani F.G.A. e Kitipornchai S. (1992), Nonlinear analysis of transmission towers. Journal Engineering Structural, Vol. 14, pp 139-151.

American Institute of Steel Construction – AISC (2000), “Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Hollow Structural Sections”, Chicago.

American Society of Civil Engineers – ASCE (1991), Design of latticed steel transmission structures, New York.

Ansys 6.0 – User’s Manual, version 6.0, SAP IP Inc., Canonburg, PA, (2001).

Battista, R. C. e Batista, E. M. (1997). Determinação Experimental dos Mecanismos de Colapso de uma Junta Típica de Estruturas Metálicas Reticulares Espaciais. XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, São Carlos, SP, Brasil.

Battista, R. C.; Rodrigues, R.S. e Pfeil, M.S. (2003). Dynamic Behavior and Stability of transmission Line Towers Under Wind Forces. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, Vol 91, pp. 1051-1067.

British Standards Institute.(1998).BS Code of Practice for strength assessment of members of lattice towers and masts. London.

Bureau of Indian Standards (1992).Use of Structural Steel in Over Head Transmission Line Towers—code of practice IS:802, New Delhi – India.

Chuenmei G. (1984), Elasto Plastic Buckling of Single Angle Columns, Journal Engineering Structural; Vol 98, No 6.

Gontijo C.R. (1994). Cálculo de Torres para Linhas de Transmissão. IEA editora, Edição Única, Belo Horizonte.

Hopkins R.W.; AlBermani F.G.A. e Meek J. L. (1994). A Simplified Model for Buckling Mechanism in Lattice Structures. Computers & Structures, Vol. 57, No. 4, pp. 745-750, Australia.

Hui, Y., Liu Y e Zhao D. (1996), “Geometric nonlinear analysis of transmission tower with continuous legs”. Proceedings of International Conference on Advances in Steel Structures, Vol. 1, pp. 339-344, Hong Kong.

NBR 5422 (1985) - Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica, ABNT, Rio de Janeiro.

NBR 6123 (1988) - Forças Devidas ao Vento em Edificações, ABNT, Rio de Janeiro.

NBR 8800 (1986) - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios (método dos estados limites), ABNT, Rio de Janeiro.

NBR 8842 (1985) - Suportes Metálicos Treliçados pra Linhas de Transmissão, ABNT, Rio de Janeiro.

Oliveira, V.M.B. (2002). Colapso Progressivo de Estruturas Reticuladas Espaciais. Dissertação de mestrado, COPPE/ Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Rajmane S. P (1992), An investigation on the Behaviour of X and K-bracings of Hot Rolled Single Angles, Thesis submitted in partial fulfillment of the requirements for a PhD, Indian Institute of Technology, Chennai, India.

Rao N. P. e Kalyanaraman V. (2001). Non-linear Behaviour of Lattice Panel of Angle Towers. Journal of Constructional Steel Research, Vol 57, p. 1337-1357.

Rao N. P., Kalyanaraman V. (1997), Non-linear Analysis of Lattice Panels in Transmission Line Towers, In: Trans Tower 96: International Seminar on Modern Trends in Design of EHV Transmission Towers: Institute of Engineers: pp 89-95, India.

Rodrigues R. S.; Battista R. C. e Pfeil M. S. (2000). Desvendando o Mecanismo de Colapso de Torres de Linhas de Transmissão sob Ação de Forças de Vento. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Punta Del Leste.

Rodrigues, R. S. (1999). “Colapso de Torres TEE sob Ação do Vento”.Tese de mestrado, COPPE-UFRJ, Rio de Janeiro.

Roy S; Fang S.J e Rossow E.C.(1984). Secondary Stresses on Transmission Tower Structures, Journal Energy Engrg; Vol. 110, No 2.

Schmidt, L.C.; Morgan, P.R. e Clarkson, J. A. (1976), “Space Trusses with Brittle-Type Strut Buckling ”, Journal of the Structural Division, Vol. 102, No 7, pp. 1479-1492.

Shan L, Peyrot A. H (1988), Plate Element Modeling of Steel Angle Members, Journal Struct. Engrg :Vol. 114, No 4.

Veloso, R. L. S. (2000). ”Contraventamentos Simples e Cruzados em Estruturas de Transmissão”. Dissertação de mestrado, Centro de tecnologia e geociências, Universidade Federal de Pernambuco.

Yan H.; Liu Y. e Zhao D. (1996), Geometric Nonlinear Analysis of Transmission Tower with Continuous Legs. In: Advances in steel structures- volume I, Proceedings of International Conference on Advances in Steel Structures, pp 44-339, Hong Kong.

Anexo I

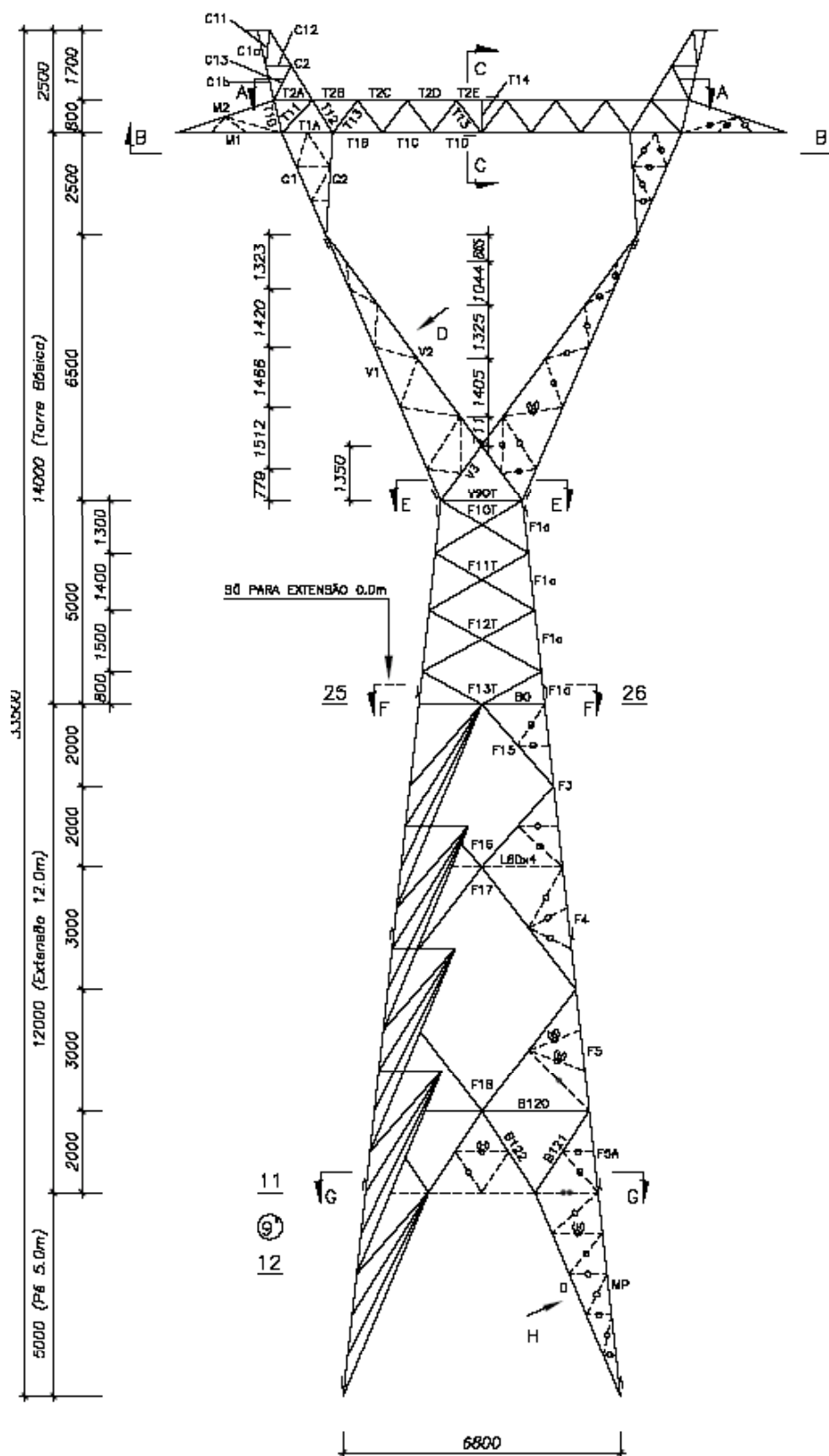


Figura A1.1 – Vista frontal

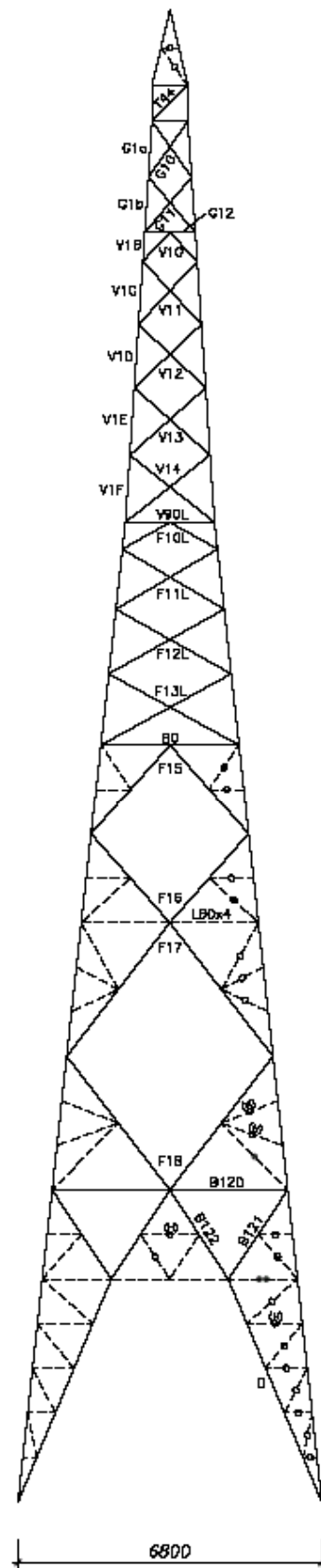


Figura A1.2 – Vista lateral

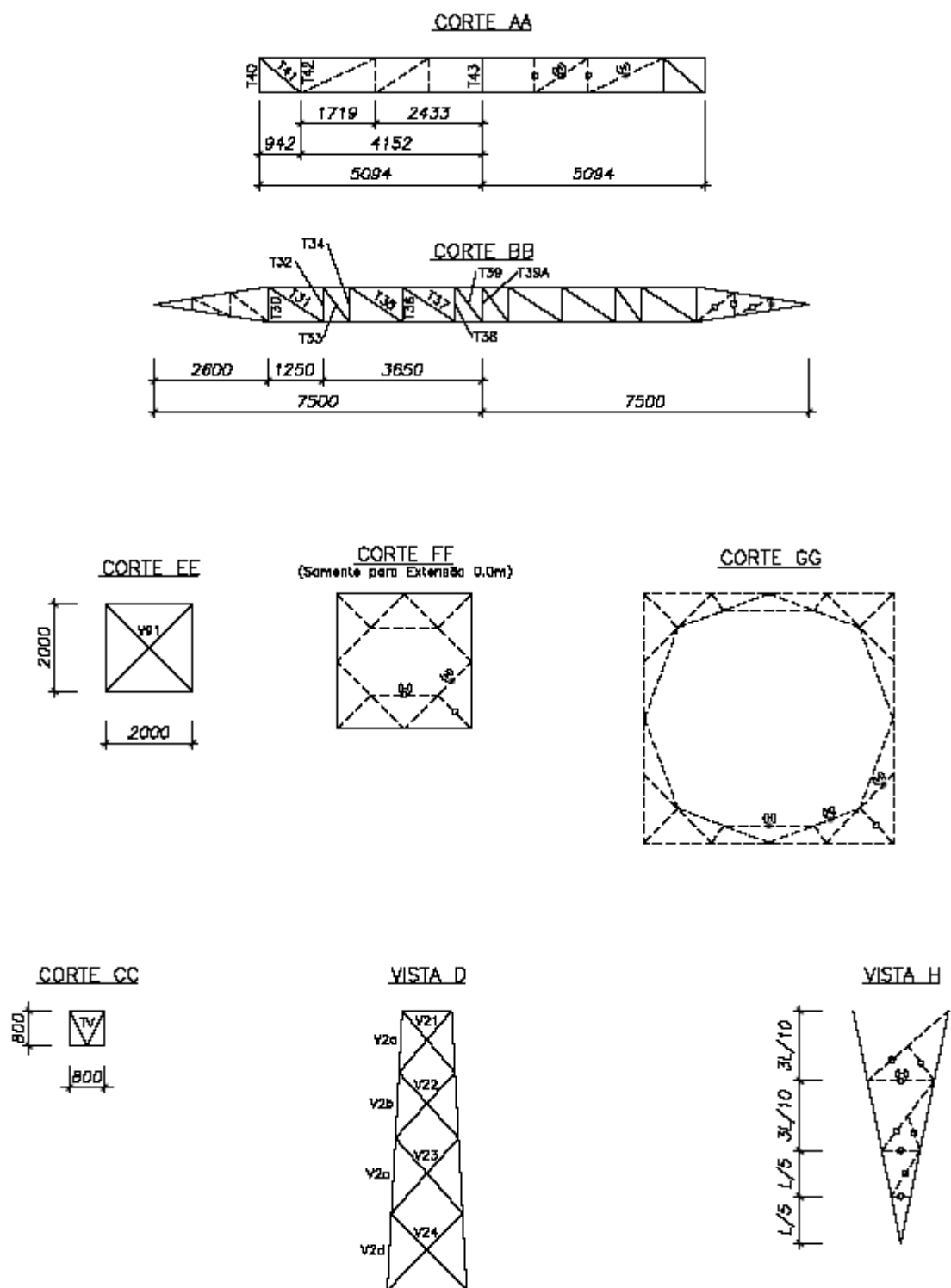


Figura A1 3 -Cortes

Anexo II

Tabela 1 – Resumo do dimensionamento

| Elemento | L (cm) | Cantoneira 1 | | Tubo 1 | | Tubo 2 | |
|----------|--------|--------------|------------|--------|------------|--------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 1 | 708.3 | 8.00 | 43.21 | 11.00 | 38.32 | 11.00 | 38.32 |
| 5 | 708.3 | 8.00 | 43.21 | 11.00 | 38.32 | 11.00 | 38.32 |
| 145 | 708.3 | 8.00 | 43.21 | 11.00 | 38.32 | 11.00 | 38.32 |
| 163 | 708.3 | 8.00 | 43.21 | 11.00 | 38.32 | 11.00 | 38.32 |
| 9 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 11 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 181 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 184 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 287 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 290 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 350 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 356 | 540.3 | 7.00 | 24.69 | 3.00 | 13.51 | 4.00 | 14.05 |
| 3 | 505.9 | 10.00 | 43.31 | 14.00 | 34.10 | 14.00 | 34.10 |
| 7 | 505.9 | 10.00 | 43.31 | 14.00 | 34.10 | 14.00 | 34.10 |
| 147 | 505.9 | 10.00 | 43.31 | 14.00 | 34.10 | 14.00 | 34.10 |
| 165 | 505.9 | 10.00 | 43.31 | 14.00 | 34.10 | 14.00 | 34.10 |
| 17 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 18 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 19 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 24 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 183 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 186 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 191 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 193 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 289 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 292 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 295 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 297 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 352 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 353 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 358 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 359 | 380 | 7.00 | 17.37 | 3.00 | 9.50 | 12.00 | 20.67 |
| 489 | 282.8 | 9.00 | 20.62 | 7.00 | 11.45 | 7.00 | 11.45 |
| 490 | 282.8 | 9.00 | 20.62 | 7.00 | 11.45 | 7.00 | 11.45 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 481 | 372.8 | 10.00 | 31.91 | 12.00 | 20.28 | 12.00 | 20.28 |
| 482 | 372.8 | 10.00 | 31.91 | 12.00 | 20.28 | 12.00 | 20.28 |
| 483 | 372.8 | 10.00 | 31.91 | 12.00 | 20.28 | 12.00 | 20.28 |
| 484 | 372.8 | 10.00 | 31.91 | 12.00 | 20.28 | 12.00 | 20.28 |
| 477 | 285.5 | 10.00 | 24.44 | 11.00 | 15.45 | 11.00 | 15.45 |
| 478 | 285.5 | 10.00 | 24.44 | 11.00 | 15.45 | 11.00 | 15.45 |
| 479 | 285.5 | 10.00 | 24.44 | 11.00 | 15.45 | 11.00 | 15.45 |
| 480 | 285.5 | 10.00 | 24.44 | 11.00 | 15.45 | 11.00 | 15.45 |
| 20 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 21 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 22 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 23 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 192 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 194 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 195 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 196 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 296 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 298 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 299 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 300 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 354 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 355 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 360 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 361 | 267.5 | 2.00 | 5.72 | 3.00 | 6.69 | 6.00 | 9.07 |
| 15 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 16 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 189 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 190 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 293 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 294 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 362 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 363 | 263.6 | 9.00 | 19.22 | 6.00 | 8.94 | 6.00 | 8.94 |
| 82 | 263.1 | 6.00 | 9.55 | 4.00 | 6.84 | 5.00 | 8.52 |
| 97 | 263.1 | 6.00 | 9.55 | 4.00 | 6.84 | 5.00 | 8.52 |
| 226 | 263.1 | 6.00 | 9.55 | 4.00 | 6.84 | 5.00 | 8.52 |
| 241 | 263.1 | 6.00 | 9.55 | 4.00 | 6.84 | 5.00 | 8.52 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 61 | 251.1 | 10.00 | 21.49 | 7.00 | 10.17 | 7.00 | 10.17 |
| 67 | 251.1 | 10.00 | 21.49 | 7.00 | 10.17 | 7.00 | 10.17 |
| 219 | 251.1 | 10.00 | 21.49 | 7.00 | 10.17 | 7.00 | 10.17 |
| 225 | 251.1 | 10.00 | 21.49 | 7.00 | 10.17 | 7.00 | 10.17 |
| 10 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 12 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 182 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 185 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 288 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 291 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 351 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 357 | 246.7 | 2.00 | 5.28 | 2.00 | 5.43 | 6.00 | 8.36 |
| 13 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 14 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 187 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 188 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 467 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 468 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 469 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 470 | 234.7 | 3.00 | 5.77 | 3.00 | 5.87 | 7.00 | 9.51 |
| 485 | 218.6 | 7.00 | 9.99 | 4.00 | 5.68 | 6.00 | 7.41 |
| 486 | 218.6 | 7.00 | 9.99 | 4.00 | 5.68 | 6.00 | 7.41 |
| 487 | 218.6 | 7.00 | 9.99 | 4.00 | 5.68 | 6.00 | 7.41 |
| 488 | 218.6 | 7.00 | 9.99 | 4.00 | 5.68 | 6.00 | 7.41 |
| 4 | 202.4 | 12.00 | 21.43 | 14.00 | 13.64 | 14.00 | 13.64 |
| 8 | 202.4 | 12.00 | 21.43 | 14.00 | 13.64 | 14.00 | 13.64 |
| 148 | 202.4 | 12.00 | 21.43 | 14.00 | 13.64 | 14.00 | 13.64 |
| 166 | 202.4 | 12.00 | 21.43 | 14.00 | 13.64 | 14.00 | 13.64 |
| 473 | 201.9 | 7.00 | 9.23 | 3.00 | 5.05 | 5.00 | 6.54 |
| 474 | 201.9 | 7.00 | 9.23 | 3.00 | 5.05 | 5.00 | 6.54 |
| 475 | 201.9 | 7.00 | 9.23 | 3.00 | 5.05 | 5.00 | 6.54 |
| 476 | 201.9 | 7.00 | 9.23 | 3.00 | 5.05 | 5.00 | 6.54 |
| 2 | 303.5 | 9.00 | 22.13 | 14.00 | 20.46 | 14.00 | 20.46 |
| 6 | 303.5 | 9.00 | 22.13 | 14.00 | 20.46 | 14.00 | 20.46 |
| 146 | 303.5 | 9.00 | 22.13 | 14.00 | 20.46 | 14.00 | 20.46 |
| 164 | 303.5 | 9.00 | 22.13 | 14.00 | 20.46 | 14.00 | 20.46 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 303 | 175.2 | 7.00 | 8.01 | 3.00 | 4.38 | 3.00 | 4.38 |
| 310 | 175.2 | 7.00 | 8.01 | 3.00 | 4.38 | 3.00 | 4.38 |
| 364 | 175.2 | 7.00 | 8.01 | 3.00 | 4.38 | 3.00 | 4.38 |
| 371 | 175.2 | 7.00 | 8.01 | 3.00 | 4.38 | 3.00 | 4.38 |
| 56 | 168.2 | 9.00 | 12.26 | 11.00 | 9.10 | 11.00 | 9.10 |
| 62 | 168.2 | 9.00 | 12.26 | 11.00 | 9.10 | 11.00 | 9.10 |
| 214 | 168.2 | 9.00 | 12.26 | 11.00 | 9.10 | 11.00 | 9.10 |
| 220 | 168.2 | 9.00 | 12.26 | 11.00 | 9.10 | 11.00 | 9.10 |
| 57 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 58 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 63 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 64 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 215 | 167.3 | 7.00 | 7.65 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 216 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 221 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 222 | 167.2 | 7.00 | 7.64 | 6.00 | 5.67 | 6.00 | 5.67 |
| 41 | 166.6 | 3.00 | 4.10 | 3.00 | 4.17 | 5.00 | 5.40 |
| 42 | 166.3 | 3.00 | 4.09 | 3.00 | 4.16 | 5.00 | 5.39 |
| 48 | 166.6 | 3.00 | 4.10 | 3.00 | 4.17 | 5.00 | 5.40 |
| 49 | 166.3 | 3.00 | 4.09 | 3.00 | 4.16 | 5.00 | 5.39 |
| 199 | 166.6 | 3.00 | 4.10 | 3.00 | 4.17 | 5.00 | 5.40 |
| 200 | 166.3 | 3.00 | 4.09 | 3.00 | 4.16 | 5.00 | 5.39 |
| 206 | 166.6 | 3.00 | 4.10 | 3.00 | 4.17 | 5.00 | 5.40 |
| 207 | 166.3 | 3.00 | 4.09 | 3.00 | 4.16 | 5.00 | 5.39 |
| 68 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 69 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 75 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 76 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 156 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 157 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 174 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 175 | 165.3 | 8.00 | 10.08 | 6.00 | 5.60 | 11.00 | 8.94 |
| 59 | 165.2 | 7.00 | 7.55 | 6.00 | 5.60 | 6.00 | 5.60 |
| 65 | 165.2 | 7.00 | 7.55 | 6.00 | 5.60 | 6.00 | 5.60 |
| 217 | 165.2 | 7.00 | 7.55 | 6.00 | 5.60 | 6.00 | 5.60 |
| 223 | 165.2 | 7.00 | 7.55 | 6.00 | 5.60 | 6.00 | 5.60 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 70 | 160.3 | 7.00 | 7.33 | 7.00 | 6.49 | 7.00 | 6.49 |
| 77 | 160.3 | 7.00 | 7.33 | 7.00 | 6.49 | 7.00 | 6.49 |
| 158 | 160.3 | 7.00 | 7.33 | 7.00 | 6.49 | 7.00 | 6.49 |
| 176 | 160.3 | 7.00 | 7.33 | 7.00 | 6.49 | 7.00 | 6.49 |
| 305 | 157.9 | 2.00 | 3.38 | 3.00 | 3.95 | 3.00 | 3.95 |
| 312 | 157.9 | 2.00 | 3.38 | 3.00 | 3.95 | 3.00 | 3.95 |
| 366 | 157.9 | 2.00 | 3.38 | 3.00 | 3.95 | 3.00 | 3.95 |
| 373 | 157.9 | 2.00 | 3.38 | 3.00 | 3.95 | 3.00 | 3.95 |
| 304 | 156 | 7.00 | 7.13 | 2.00 | 3.43 | 3.00 | 3.90 |
| 311 | 156 | 7.00 | 7.13 | 2.00 | 3.43 | 3.00 | 3.90 |
| 365 | 156 | 7.00 | 7.13 | 2.00 | 3.43 | 3.00 | 3.90 |
| 372 | 156 | 7.00 | 7.13 | 2.00 | 3.43 | 3.00 | 3.90 |
| 71 | 155.3 | 6.00 | 5.64 | 6.00 | 5.26 | 6.00 | 5.26 |
| 78 | 155.3 | 6.00 | 5.64 | 6.00 | 5.26 | 6.00 | 5.26 |
| 159 | 155.3 | 6.00 | 5.64 | 6.00 | 5.26 | 6.00 | 5.26 |
| 177 | 155.3 | 6.00 | 5.64 | 6.00 | 5.26 | 6.00 | 5.26 |
| 25 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 26 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 197 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 198 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 301 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 302 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 378 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 379 | 154.6 | 2.00 | 3.31 | 1.00 | 3.40 | 1.00 | 2.61 |
| 73 | 150.9 | 7.00 | 6.90 | 6.00 | 5.12 | 7.00 | 6.11 |
| 80 | 150.9 | 7.00 | 6.90 | 6.00 | 5.12 | 7.00 | 6.11 |
| 161 | 150.9 | 7.00 | 6.90 | 6.00 | 5.12 | 7.00 | 6.11 |
| 179 | 150.9 | 7.00 | 6.90 | 6.00 | 5.12 | 7.00 | 6.11 |
| 44 | 149.5 | 3.00 | 3.68 | 3.00 | 3.74 | 3.00 | 3.74 |
| 51 | 149.5 | 3.00 | 3.68 | 3.00 | 3.74 | 3.00 | 3.74 |
| 202 | 149.5 | 3.00 | 3.68 | 3.00 | 3.74 | 3.00 | 3.74 |
| 209 | 149.5 | 3.00 | 3.68 | 3.00 | 3.74 | 3.00 | 3.74 |
| 43 | 147.6 | 3.00 | 3.63 | 3.00 | 3.69 | 3.00 | 3.69 |
| 50 | 147.6 | 3.00 | 3.63 | 3.00 | 3.69 | 3.00 | 3.69 |
| 201 | 147.6 | 3.00 | 3.63 | 3.00 | 3.69 | 3.00 | 3.69 |
| 208 | 147.6 | 3.00 | 3.63 | 3.00 | 3.69 | 3.00 | 3.69 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 446 | 148.4 | 6.00 | 5.39 | 1.00 | 2.51 | 4.00 | 3.86 |
| 461 | 148.4 | 6.00 | 5.39 | 1.00 | 2.51 | 4.00 | 3.86 |
| 450 | 146.3 | 3.00 | 3.60 | 3.00 | 3.66 | 3.00 | 3.66 |
| 452 | 146.3 | 3.00 | 3.60 | 3.00 | 3.66 | 3.00 | 3.66 |
| 455 | 146.3 | 3.00 | 3.60 | 3.00 | 3.66 | 3.00 | 3.66 |
| 457 | 146.3 | 3.00 | 3.60 | 3.00 | 3.66 | 3.00 | 3.66 |
| 60 | 142.2 | 7.00 | 6.50 | 5.00 | 4.61 | 5.00 | 4.61 |
| 66 | 142.2 | 7.00 | 6.50 | 5.00 | 4.61 | 5.00 | 4.61 |
| 218 | 142.2 | 7.00 | 6.50 | 5.00 | 4.61 | 5.00 | 4.61 |
| 224 | 142.2 | 7.00 | 6.50 | 5.00 | 4.61 | 5.00 | 4.61 |
| 307 | 141.6 | 2.00 | 3.03 | 3.00 | 3.54 | 3.00 | 3.54 |
| 314 | 141.6 | 2.00 | 3.03 | 3.00 | 3.54 | 3.00 | 3.54 |
| 368 | 141.6 | 2.00 | 3.03 | 3.00 | 3.54 | 3.00 | 3.54 |
| 375 | 141.6 | 2.00 | 3.03 | 3.00 | 3.54 | 3.00 | 3.54 |
| 306 | 139.8 | 2.00 | 2.99 | 2.00 | 3.08 | 2.00 | 3.08 |
| 313 | 139.8 | 2.00 | 2.99 | 2.00 | 3.08 | 2.00 | 3.08 |
| 367 | 139.8 | 2.00 | 2.99 | 2.00 | 3.08 | 2.00 | 3.08 |
| 374 | 139.8 | 2.00 | 2.99 | 2.00 | 3.08 | 2.00 | 3.08 |
| 46 | 133.8 | 3.00 | 3.29 | 3.00 | 3.35 | 3.00 | 3.35 |
| 53 | 133.8 | 3.00 | 3.29 | 3.00 | 3.35 | 3.00 | 3.35 |
| 204 | 133.8 | 3.00 | 3.29 | 3.00 | 3.35 | 3.00 | 3.35 |
| 211 | 133.8 | 3.00 | 3.29 | 3.00 | 3.35 | 3.00 | 3.35 |
| 317 | 132.5 | 1.00 | 2.42 | 1.00 | 2.24 | 1.00 | 2.24 |
| 326 | 132.5 | 1.00 | 2.42 | 1.00 | 2.24 | 1.00 | 2.24 |
| 382 | 132.5 | 1.00 | 2.42 | 1.00 | 2.24 | 1.00 | 2.24 |
| 391 | 132.5 | 1.00 | 2.42 | 1.00 | 2.24 | 1.00 | 2.24 |
| 45 | 131.9 | 2.00 | 2.82 | 3.00 | 3.30 | 3.00 | 3.30 |
| 52 | 131.9 | 2.00 | 2.82 | 3.00 | 3.30 | 3.00 | 3.30 |
| 203 | 131.9 | 2.00 | 2.82 | 3.00 | 3.30 | 3.00 | 3.30 |
| 210 | 131.9 | 2.00 | 2.82 | 3.00 | 3.30 | 3.00 | 3.30 |
| 429 | 182 | 3.00 | 4.48 | 1.00 | 3.08 | 1.00 | 3.08 |
| 413 | 126.5 | 1.00 | 2.31 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 2.14 |
| 421 | 126.5 | 1.00 | 2.31 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 2.14 |
| 430 | 126.5 | 1.00 | 2.31 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 2.14 |
| 438 | 126.5 | 1.00 | 2.31 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 2.14 |
| 462 | 123.6 | 1.00 | 2.26 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 2.09 |
| 466 | 123.6 | 1.00 | 2.26 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 2.09 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 309 | 125.5 | 2.00 | 2.69 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 316 | 125.5 | 2.00 | 2.69 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 319 | 125.4 | 2.00 | 2.68 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 328 | 125.4 | 2.00 | 2.68 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 370 | 125.5 | 2.00 | 2.69 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 377 | 125.5 | 2.00 | 2.69 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 384 | 125.3 | 2.00 | 2.68 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 393 | 125.3 | 2.00 | 2.68 | 2.00 | 2.76 | 2.00 | 2.76 |
| 83 | 125 | 7.00 | 5.71 | 4.00 | 3.25 | 6.00 | 4.24 |
| 96 | 125 | 7.00 | 5.71 | 4.00 | 3.25 | 6.00 | 4.24 |
| 227 | 125 | 7.00 | 5.71 | 4.00 | 3.25 | 6.00 | 4.24 |
| 240 | 125 | 7.00 | 5.71 | 4.00 | 3.25 | 6.00 | 4.24 |
| 308 | 124.5 | 2.00 | 2.66 | 1.00 | 2.10 | 2.00 | 2.74 |
| 315 | 124.5 | 2.00 | 2.66 | 1.00 | 2.10 | 2.00 | 2.74 |
| 369 | 124.5 | 2.00 | 2.66 | 1.00 | 2.10 | 2.00 | 2.74 |
| 376 | 124.5 | 2.00 | 2.66 | 1.00 | 2.10 | 2.00 | 2.74 |
| 74 | 122.1 | 2.00 | 2.61 | 4.00 | 3.17 | 4.00 | 3.17 |
| 81 | 122.1 | 2.00 | 2.61 | 4.00 | 3.17 | 4.00 | 3.17 |
| 162 | 122.1 | 2.00 | 2.61 | 4.00 | 3.17 | 4.00 | 3.17 |
| 180 | 122.1 | 2.00 | 2.61 | 4.00 | 3.17 | 4.00 | 3.17 |
| 102 | 121.7 | 3.00 | 2.99 | 3.00 | 3.04 | 3.00 | 3.04 |
| 105 | 121.7 | 3.00 | 2.99 | 3.00 | 3.04 | 3.00 | 3.04 |
| 246 | 121.7 | 3.00 | 2.99 | 3.00 | 3.04 | 3.00 | 3.04 |
| 249 | 121.7 | 3.00 | 2.99 | 3.00 | 3.04 | 3.00 | 3.04 |
| 101 | 121.9 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.05 | 3.00 | 3.05 |
| 106 | 121.9 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.05 | 3.00 | 3.05 |
| 245 | 121.9 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.05 | 3.00 | 3.05 |
| 250 | 121.9 | 3.00 | 3.00 | 3.00 | 3.05 | 3.00 | 3.05 |
| 423 | 120.6 | 1.00 | 2.21 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 2.04 |
| 415 | 120.6 | 1.00 | 2.21 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 2.04 |
| 432 | 120.6 | 1.00 | 2.21 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 2.04 |
| 440 | 120.5 | 1.00 | 2.21 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 2.04 |
| 392 | 119.1 | 1.00 | 2.18 | 1.00 | 2.01 | 1.00 | 2.01 |
| 318 | 119.1 | 1.00 | 2.18 | 1.00 | 2.01 | 1.00 | 2.01 |
| 327 | 119.1 | 1.00 | 2.18 | 1.00 | 2.01 | 1.00 | 2.01 |
| 383 | 119.1 | 1.00 | 2.18 | 1.00 | 2.01 | 1.00 | 2.01 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 47 | 117.2 | 3.00 | 2.88 | 3.00 | 2.93 | 3.00 | 2.93 |
| 54 | 117.2 | 3.00 | 2.88 | 3.00 | 2.93 | 3.00 | 2.93 |
| 205 | 117.2 | 3.00 | 2.88 | 3.00 | 2.93 | 3.00 | 2.93 |
| 212 | 117.2 | 3.00 | 2.88 | 3.00 | 2.93 | 3.00 | 2.93 |
| 395 | 116.8 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.97 |
| 321 | 116.8 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.97 |
| 330 | 116.8 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.97 |
| 386 | 116.8 | 1.00 | 2.14 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.97 |
| 348 | 114.8 | 1.00 | 2.10 | 1.00 | 1.94 | 1.00 | 1.94 |
| 411 | 114.8 | 1.00 | 2.10 | 1.00 | 1.94 | 1.00 | 1.94 |
| 425 | 114.3 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 417 | 114.3 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 434 | 114.3 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 442 | 114.3 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 422 | 114 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 414 | 114 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 431 | 114 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 439 | 114 | 1.00 | 2.09 | 1.00 | 1.93 | 1.00 | 1.93 |
| 320 | 111.3 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 1.88 | 1.00 | 1.88 |
| 329 | 111.3 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 1.88 | 1.00 | 1.88 |
| 100 | 110.7 | 5.00 | 3.49 | 3.00 | 2.77 | 3.00 | 2.77 |
| 107 | 110.7 | 5.00 | 3.49 | 3.00 | 2.77 | 3.00 | 2.77 |
| 244 | 110.7 | 5.00 | 3.49 | 3.00 | 2.77 | 3.00 | 2.77 |
| 251 | 110.7 | 5.00 | 3.49 | 3.00 | 2.77 | 3.00 | 2.77 |
| 263 | 109.5 | 6.00 | 3.97 | 4.00 | 2.85 | 4.00 | 2.85 |
| 111 | 109.5 | 6.00 | 3.97 | 4.00 | 2.85 | 4.00 | 2.85 |
| 127 | 109.5 | 6.00 | 3.97 | 4.00 | 2.85 | 4.00 | 2.85 |
| 279 | 109.5 | 6.00 | 3.97 | 4.00 | 2.85 | 4.00 | 2.85 |
| 323 | 108.7 | 1.00 | 1.99 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.84 |
| 332 | 108.7 | 1.00 | 1.99 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.84 |
| 388 | 108.7 | 1.00 | 1.99 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.84 |
| 397 | 108.7 | 1.00 | 1.99 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.84 |
| 441 | 107.4 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.82 | 1.00 | 1.82 |
| 416 | 107.4 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.82 | 1.00 | 1.82 |
| 424 | 107.4 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.82 | 1.00 | 1.82 |
| 433 | 107.4 | 1.00 | 1.97 | 1.00 | 1.82 | 1.00 | 1.82 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 139 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 140 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 143 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 144 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 256 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 257 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 258 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 259 | 101.8 | 1.00 | 1.86 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.72 |
| 113 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 114 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 115 | 100.8 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 116 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 117 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 118 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 120 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 121 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 122 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 123 | 100.8 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 124 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 125 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 265 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 266 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 267 | 100.8 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 268 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 269 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 270 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 272 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 273 | 100.6 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 274 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 275 | 100.8 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 276 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 277 | 100.3 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 418 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 426 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 435 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |
| 443 | 100.4 | 1.00 | 1.84 | 1.00 | 1.70 | 1.00 | 1.70 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 322 | 102.4 | 1.00 | 1.87 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.73 |
| 331 | 102.4 | 1.00 | 1.87 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.73 |
| 387 | 102.4 | 1.00 | 1.87 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.73 |
| 396 | 102.4 | 1.00 | 1.87 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.73 |
| 335 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 336 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 380 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 381 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 448 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 459 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 491 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 493 | 100 | 1.00 | 1.83 | 1.00 | 1.69 | 1.00 | 1.69 |
| 339 | 99.65 | 2.00 | 2.13 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 343 | 99.65 | 2.00 | 2.13 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 402 | 99.65 | 2.00 | 2.13 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 406 | 99.65 | 2.00 | 2.13 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 419 | 99.12 | 1.00 | 1.81 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 427 | 99.12 | 1.00 | 1.81 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 436 | 99.12 | 1.00 | 1.81 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 444 | 99.12 | 1.00 | 1.81 | 1.00 | 1.68 | 1.00 | 1.68 |
| 129 | 96.81 | 1.00 | 1.77 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.64 |
| 133 | 96.81 | 1.00 | 1.77 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.64 |
| 281 | 96.81 | 1.00 | 1.77 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.64 |
| 284 | 96.81 | 1.00 | 1.77 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.64 |
| 112 | 94.45 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.60 |
| 126 | 94.45 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.60 |
| 264 | 94.45 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.60 |
| 278 | 94.45 | 1.00 | 1.73 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.60 |
| 99 | 94.2 | 2.00 | 2.02 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 108 | 94.2 | 2.00 | 2.02 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 243 | 94.2 | 2.00 | 2.02 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 252 | 94.2 | 2.00 | 2.02 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 324 | 93.97 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 333 | 93.97 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 389 | 93.97 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |
| 398 | 93.97 | 1.00 | 1.72 | 1.00 | 1.59 | 1.00 | 1.59 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 137 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 138 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 141 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 142 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 254 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 255 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 260 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 261 | 89.65 | 1.00 | 1.64 | 2.00 | 1.97 | 2.00 | 1.97 |
| 131 | 87.86 | 1.00 | 1.61 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 135 | 87.86 | 1.00 | 1.61 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 283 | 87.86 | 1.00 | 1.61 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 286 | 87.86 | 1.00 | 1.61 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 325 | 87.67 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 334 | 87.67 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 390 | 87.67 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 399 | 87.67 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 420 | 87.4 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 428 | 87.4 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 437 | 87.4 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 445 | 87.4 | 1.00 | 1.60 | 1.00 | 1.48 | 1.00 | 1.48 |
| 340 | 83.44 | 1.00 | 1.53 | 1.00 | 1.41 | 1.00 | 1.41 |
| 344 | 83.44 | 1.00 | 1.53 | 1.00 | 1.41 | 1.00 | 1.41 |
| 403 | 83.44 | 1.00 | 1.53 | 1.00 | 1.41 | 1.00 | 1.41 |
| 407 | 83.44 | 1.00 | 1.53 | 1.00 | 1.41 | 1.00 | 1.41 |
| 110 | 82.32 | 1.00 | 1.51 | 2.00 | 1.81 | 2.00 | 1.81 |
| 128 | 82.32 | 1.00 | 1.51 | 2.00 | 1.81 | 2.00 | 1.81 |
| 262 | 82.32 | 1.00 | 1.51 | 2.00 | 1.81 | 2.00 | 1.81 |
| 280 | 82.32 | 1.00 | 1.51 | 2.00 | 1.81 | 2.00 | 1.81 |
| 341 | 81.38 | 1.00 | 1.49 | 1.00 | 1.38 | 1.00 | 1.38 |
| 345 | 81.38 | 1.00 | 1.49 | 1.00 | 1.38 | 1.00 | 1.38 |
| 404 | 81.38 | 1.00 | 1.49 | 1.00 | 1.38 | 1.00 | 1.38 |
| 408 | 81.38 | 1.00 | 1.49 | 1.00 | 1.38 | 1.00 | 1.38 |
| 27 | 80.94 | 8.00 | 4.94 | 11.00 | 4.38 | 11.00 | 4.38 |
| 34 | 80.95 | 8.00 | 4.94 | 11.00 | 4.38 | 11.00 | 4.38 |
| 149 | 80.95 | 8.00 | 4.94 | 11.00 | 4.38 | 11.00 | 4.38 |
| 167 | 80.95 | 8.00 | 4.94 | 11.00 | 4.38 | 11.00 | 4.38 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 119 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 271 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 347 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 349 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 410 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 412 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 447 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 449 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 451 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 453 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 454 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 456 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 458 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 460 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 463 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 464 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 465 | 80 | 1.00 | 1.46 | 1.00 | 1.35 | 1.00 | 1.35 |
| 28 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 29 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 35 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 36 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 150 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 151 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 168 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 169 | 75.89 | 8.00 | 4.63 | 11.00 | 4.11 | 11.00 | 4.11 |
| 30 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 31 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 37 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 38 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 152 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 153 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 170 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 171 | 70.83 | 8.00 | 4.32 | 11.00 | 3.83 | 11.00 | 3.83 |
| 342 | 68.6 | 1.00 | 1.26 | 1.00 | 1.16 | 1.00 | 1.16 |
| 346 | 68.6 | 1.00 | 1.26 | 1.00 | 1.16 | 1.00 | 1.16 |
| 405 | 68.6 | 1.00 | 1.26 | 1.00 | 1.16 | 1.00 | 1.16 |
| 409 | 68.6 | 1.00 | 1.26 | 1.00 | 1.16 | 1.00 | 1.16 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 32 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 33 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 39 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 40 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 154 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 155 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 172 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 173 | 65.77 | 8.00 | 4.01 | 11.00 | 3.56 | 11.00 | 3.56 |
| 72 | 63.53 | 6.00 | 2.31 | 6.00 | 2.15 | 6.00 | 2.15 |
| 79 | 63.53 | 6.00 | 2.31 | 6.00 | 2.15 | 6.00 | 2.15 |
| 160 | 63.53 | 6.00 | 2.31 | 6.00 | 2.15 | 6.00 | 2.15 |
| 178 | 63.53 | 6.00 | 2.31 | 6.00 | 2.15 | 6.00 | 2.15 |
| 130 | 62.1 | 1.00 | 1.14 | 1.00 | 1.05 | 1.00 | 1.05 |
| 134 | 62.1 | 1.00 | 1.14 | 1.00 | 1.05 | 1.00 | 1.05 |
| 282 | 62.1 | 1.00 | 1.14 | 1.00 | 1.05 | 1.00 | 1.05 |
| 285 | 62.1 | 1.00 | 1.14 | 1.00 | 1.05 | 1.00 | 1.05 |
| 88 | 62 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.55 | 2.00 | 1.36 |
| 91 | 62 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.55 | 2.00 | 1.36 |
| 232 | 62 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.55 | 2.00 | 1.36 |
| 235 | 62 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.55 | 2.00 | 1.36 |
| 86 | 61.5 | 1.00 | 1.13 | 2.00 | 1.35 | 2.00 | 1.35 |
| 93 | 61.5 | 1.00 | 1.13 | 2.00 | 1.35 | 2.00 | 1.35 |
| 230 | 61.5 | 1.00 | 1.13 | 2.00 | 1.35 | 2.00 | 1.35 |
| 237 | 61.5 | 1.00 | 1.13 | 2.00 | 1.35 | 2.00 | 1.35 |
| 85 | 61 | 2.00 | 1.31 | 2.00 | 1.34 | 2.00 | 1.34 |
| 94 | 61 | 2.00 | 1.31 | 2.00 | 1.34 | 2.00 | 1.34 |
| 229 | 61 | 2.00 | 1.31 | 2.00 | 1.34 | 2.00 | 1.34 |
| 238 | 61 | 2.00 | 1.31 | 2.00 | 1.34 | 2.00 | 1.34 |
| 103 | 61 | 2.00 | 1.31 | 3.00 | 1.53 | 3.00 | 1.53 |
| 104 | 61 | 2.00 | 1.31 | 3.00 | 1.53 | 3.00 | 1.53 |
| 247 | 61 | 2.00 | 1.31 | 3.00 | 1.53 | 3.00 | 1.53 |
| 248 | 61 | 2.00 | 1.31 | 3.00 | 1.53 | 3.00 | 1.53 |
| 87 | 60.5 | 1.00 | 1.11 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.33 |
| 92 | 60.5 | 1.00 | 1.11 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.33 |
| 231 | 60.5 | 1.00 | 1.11 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.33 |
| 236 | 60.5 | 1.00 | 1.11 | 2.00 | 1.33 | 2.00 | 1.33 |

| Elemento | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | |
|----------|--------|------------|------------|--------|------------|---------------------|------------|
| | | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total | Perfil | Peso total |
| 471 | 89.44 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.51 | 1.00 | 1.51 |
| 472 | 89.44 | 1.00 | 1.64 | 1.00 | 1.51 | 1.00 | 1.51 |
| 84 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 89 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 90 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 95 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 228 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 233 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 234 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 239 | 60 | 3.00 | 1.48 | 2.00 | 1.32 | 2.00 | 1.32 |
| 337 | 56.67 | 1.00 | 1.04 | 1.00 | 0.96 | 1.00 | 0.96 |
| 338 | 56.67 | 1.00 | 1.04 | 1.00 | 0.96 | 1.00 | 0.96 |
| 400 | 56.67 | 1.00 | 1.04 | 1.00 | 0.96 | 1.00 | 0.96 |
| 401 | 56.67 | 1.00 | 1.04 | 1.00 | 0.96 | 1.00 | 0.96 |
| 492 | 40 | 1.00 | 0.73 | 1.00 | 0.68 | 1.00 | 0.68 |
| 494 | 40 | 1.00 | 0.73 | 1.00 | 0.68 | 1.00 | 0.68 |
| 132 | 30 | 1.00 | 0.55 | 1.00 | 0.51 | 1.00 | 0.51 |
| 136 | 30 | 1.00 | 0.55 | 1.00 | 0.51 | 1.00 | 0.51 |
| 98 | 256.7 | 2.00 | 5.49 | 1.00 | 4.34 | 1.00 | 4.34 |
| 109 | 256.7 | 2.00 | 5.49 | 1.00 | 4.34 | 1.00 | 4.34 |
| 242 | 256.7 | 2.00 | 5.49 | 1.00 | 4.34 | 1.00 | 4.34 |
| 253 | 256.7 | 2.00 | 5.49 | 1.00 | 4.34 | 1.00 | 4.34 |
| 55 | 200 | 7.00 | 9.14 | 3.00 | 5.00 | 4.00 | 5.20 |
| 213 | 200 | 7.00 | 9.14 | 3.00 | 5.00 | 4.00 | 5.20 |
| 385 | 111.4 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 1.88 | 1.00 | 1.88 |
| 394 | 111.4 | 1.00 | 2.04 | 1.00 | 1.88 | 1.00 | 1.88 |

Peso Total

3027.10

2275.611

2618.17

Tabela 5.5 – Contraventamentos secundários e peso (KG)

| Quant | Localização | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | | |
|-------|----------------------|--------|------------|-------|--------|-------|---------------------|--------|-------|
| | | | Perfil | Peso | Perfil | Peso | Quant | Perfil | Peso |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 201.90 | 2 | 17.28 | 1 | 13.65 | 4 | 1 | 13.65 |
| 2 | Contrav Horiz-Base | 256.90 | 3 | 22.21 | 3 | 12.85 | 4 | 3 | 22.57 |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 90.26 | 1 | 6.61 | 1 | 6.10 | 4 | 1 | 6.10 |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 225.70 | 7 | 23.48 | 3 | 22.57 | 2 | 3 | 12.85 |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 100.90 | 2 | 8.64 | 2 | 8.88 | 4 | 2 | 8.88 |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 135.40 | 1 | 9.91 | 1 | 9.15 | 4 | 1 | 9.15 |
| 4 | Contrav Horiz-Base | 45.13 | 1 | 3.30 | 1 | 3.05 | 4 | 1 | 3.05 |
| 8 | Contrav Horiz.-Inter | 109.30 | 2 | 18.71 | 2 | 19.24 | 8 | 2 | 19.24 |
| 2 | Contrav Horiz.-Inter | 154.50 | 1 | 5.66 | 1 | 5.22 | 2 | 1 | 5.22 |
| 4 | Contrav Horiz.-Inter | 109.30 | 1 | 8.00 | 1 | 7.39 | 4 | 1 | 7.39 |
| 8 | Horizontal - media | 198.20 | 2 | 33.93 | 1 | 26.80 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Base-Perna frontal | 125.30 | 1 | 18.34 | 1 | 16.94 | 8 | 1 | 16.94 |
| 8 | Base-Perna frontal | 114.20 | 1 | 16.72 | 1 | 15.44 | 8 | 1 | 15.44 |
| 8 | Base-Perna frontal | 144.20 | 1 | 21.11 | 1 | 19.50 | 8 | 1 | 19.50 |
| 8 | Base-Perna frontal | 28.54 | 1 | 4.18 | 1 | 3.86 | 8 | 1 | 3.86 |
| 8 | Base-Perna frontal | 102.10 | 1 | 14.95 | 1 | 13.80 | 8 | 1 | 13.80 |
| 8 | Base-Perna frontal | 57.09 | 1 | 8.36 | 1 | 7.72 | 8 | 1 | 7.72 |
| 8 | Base-Perna frontal | 110.70 | 1 | 16.21 | 1 | 14.97 | 8 | 1 | 14.97 |
| 8 | Base-Perna frontal | 85.63 | 1 | 12.54 | 1 | 11.58 | 8 | 1 | 11.58 |
| 4 | Base-Perna diag. | 40.36 | 1 | 2.95 | 1 | 2.73 | 4 | 1 | 2.73 |
| 4 | Base-Perna diag. | 122.20 | 1 | 8.95 | 1 | 8.26 | 4 | 1 | 8.26 |
| 4 | Base-Perna diag. | 80.74 | 1 | 5.91 | 1 | 5.46 | 4 | 1 | 5.46 |
| 4 | Base-Perna diag. | 83.51 | 1 | 6.11 | 1 | 5.65 | 4 | 1 | 5.65 |
| 12 | Base-Perna diag. | 97.05 | 1 | 21.32 | 1 | 19.68 | 12 | 1 | 19.68 |
| 4 | Base-Perna diag. | 141.30 | 1 | 10.34 | 1 | 9.55 | 4 | 1 | 9.55 |
| 8 | Base-Perna diag. | 117.00 | 1 | 17.13 | 1 | 15.82 | 8 | 1 | 15.82 |
| 8 | Inter 1 | 71.37 | 1 | 10.45 | 1 | 9.65 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 1 | 130.00 | 1 | 19.03 | 1 | 17.58 | 0 | 1 | 0.00 |
| 4 | Inter 1 | 142.70 | 1 | 10.45 | 1 | 9.65 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 1 | 123.30 | 1 | 18.05 | 1 | 16.67 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 146.20 | 3 | 41.62 | 1 | 19.77 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 136.00 | 1 | 21.40 | 1 | 18.39 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 211.50 | 1 | 19.91 | 1 | 28.59 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 116.00 | 1 | 16.98 | 1 | 15.68 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 106.30 | 1 | 15.56 | 1 | 14.37 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 2 | 172.10 | 1 | 25.20 | 1 | 23.27 | 0 | 1 | 0.00 |

| Quant | Localização | L (cm) | Cantoneira | | Tubo | | Tubo contrav. Elim. | | |
|-------|----------------------|--------|------------|-------|--------|-------|---------------------|--------|-------|
| | | | Perfil | Peso | Perfil | Peso | Quant | Perfil | Peso |
| 8 | Inter 3 | 99.09 | 1 | 14.51 | 1 | 13.40 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 3 | 149.10 | 1 | 21.83 | 1 | 20.16 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 3 | 77.28 | 1 | 11.31 | 1 | 10.45 | 0 | 1 | 0.00 |
| 8 | Inter 3 | 120.50 | 1 | 17.64 | 1 | 16.29 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 24.62 | 2 | 1.05 | 2 | 1.08 | 0 | 2 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 97.87 | 1 | 3.58 | 1 | 3.31 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 52.30 | 1 | 1.91 | 1 | 1.77 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 111.70 | 1 | 4.09 | 1 | 3.78 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 80.00 | 1 | 2.93 | 1 | 2.70 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 145.60 | 1 | 5.33 | 1 | 4.92 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 80.00 | 1 | 2.93 | 1 | 2.70 | 0 | 1 | 0.00 |
| 2 | Horiz. topo-inferior | 189.60 | 2 | 8.11 | 2 | 8.34 | 0 | 2 | 0.00 |
| 4 | Vertical-Delta | 84.41 | 1 | 6.18 | 1 | 5.71 | 4 | 1 | 5.71 |
| 4 | Vertical-Delta | 138.90 | 1 | 10.17 | 1 | 9.39 | 4 | 1 | 9.39 |
| 4 | Vertical-Delta | 151.90 | 1 | 11.12 | 1 | 10.27 | 4 | 1 | 10.27 |
| 4 | Vertical-Delta | 148.40 | 1 | 10.86 | 1 | 10.03 | 4 | 1 | 10.03 |
| 4 | Vertical-Delta | 125.20 | 1 | 9.16 | 1 | 8.46 | 4 | 1 | 8.46 |
| 4 | Vertical-Delta | 109.90 | 1 | 8.04 | 1 | 7.43 | 4 | 1 | 7.43 |
| 4 | Vertical-Delta | 103.90 | 1 | 7.61 | 1 | 7.02 | 4 | 1 | 7.02 |
| 4 | Vertical-Delta | 79.39 | 1 | 5.81 | 1 | 5.37 | 4 | 1 | 5.37 |
| 4 | Vertical-Delta | 66.43 | 1 | 4.86 | 1 | 4.49 | 4 | 1 | 4.49 |
| 4 | Vertical-Delta | 45.31 | 1 | 3.32 | 1 | 3.06 | 4 | 1 | 3.06 |
| 4 | Vertical-Delta | 124.10 | 1 | 9.08 | 1 | 8.39 | 4 | 1 | 8.39 |
| 4 | Vertical-Delta | 90.62 | 1 | 6.63 | 1 | 6.13 | 4 | 1 | 6.13 |
| 4 | Vertical-Delta | 76.28 | 1 | 5.58 | 1 | 5.16 | 4 | 1 | 5.16 |
| 4 | Vertical-Delta | 90.02 | 1 | 6.59 | 1 | 6.09 | 4 | 1 | 6.09 |
| 4 | Aba lateral-frontal | 146.70 | 1 | 10.74 | 1 | 9.92 | 4 | 1 | 9.92 |
| 4 | Aba lateral-frontal | 64.09 | 1 | 4.69 | 1 | 4.33 | 4 | 1 | 4.33 |
| 4 | Aba lateral-frontal | 57.30 | 1 | 4.19 | 1 | 3.87 | 4 | 1 | 3.87 |
| 4 | Aba superior-lateral | 106.00 | 1 | 7.76 | 1 | 7.17 | 0 | 1 | 0.00 |
| 4 | Aba superior-lateral | 40.00 | 1 | 2.93 | 1 | 2.70 | 0 | 1 | 0.00 |

Peso Total 772.04

693.33

394.15