UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA CENTRO DE TECNOLOGIA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SUBMETIDAS À RUPTURA DE CABO

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Thiago Brazeiro Carlos

Santa Maria, RS, Brasil 2015

ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SUBMETIDAS À RUPTURA DE CABO

Thiago Brazeiro Carlos

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil.**

Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior

Santa Maria, RS, Brasil 2015 Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

```
Carlos, Thiago Brazeiro
Análise dinâmica de torres estaiadas de linhas de
transmissão submetidas à ruptura de cabo. / Thiago
Brazeiro Carlos.-2015.
218 p.; 30cm
Orientador: João Kaminski Junior
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2015
1. Torres de linhas de transmissão. 2. Torres
metálicas treliçadas estaiadas. 3. Ruptura de cabo. 4.
Análise modal. 5. Método de Integração Direta. Diferenças
finitas centrais. I. Kaminski Junior, João II. Título.
```

© 2015

Todos os direitos autorais reservados a Thiago Brazeiro Carlos. A reprodução de partes ou do todo deste trabalho só poderá ser feita mediante a citação da fonte. E-mail: thiago_brazeiro@hotmail.com

Universidade Federal de Santa Maria Centro de Tecnologia Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

A Comissão Examinadora, abaixo assinada, aprova a Dissertação de Mestrado

ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SUBMETIDAS À RUPTURA DE CABO

elaborada por Thiago Brazeiro Carlos

como requisito parcial para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil

COMISSÃO ORGANIZADORA:

João Kaminski Junior, Dr. (UFSM) (Presidente/Orientador)

Marco Antônio Silva Pinheiro, Dr. (UFSM)

Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr. (UFSC)

Santa Maria, 10 de fevereiro de 2015.

Aos meus pais, quem devo toda minha gratidão e amor.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFSM que forneceu toda a estrutura necessária para concluir esta grande etapa da minha formação.

Ao professor João Kaminski Jr. pela esplêndida orientação, conhecimento, confiança, paciência, dedicação, estímulo, amizade e apoio dispensados no desenvolvimento deste trabalho.

A todos os professores do PPGEC da UFSM pelo conhecimento partilhado e convivência.

Ao professor Rogério Antocheves, o qual tive a oportunidade de ser aluno durante o período de graduação e que se revelou um grande amigo, sempre me aconselhando e contribuindo no meu crescimento acadêmico.

À minha família, especialmente aos meus pais Benoni Cardoso Carlos e Fátima Regina Gomes Brazeiro, e ao meu irmão Jorge Brazeiro Carlos, pelo apoio incondicional, força, amizade, amor e incentivo na busca por meus ideais. Sem eles nada disto seria possível.

Aos grandes amigos Elautério Albrecht Ramos (Téio) e Norma Albrecht Ramos (Vó Tuca) e toda sua família que me acolheram com muito amor e carinho em Santa Maria durante meu período de mestrado.

Aos funcionários do PPGEC, em especial à Marília Goulart, pela imensa contribuição durante minha trajetória como mestrando.

A todos que contribuíram de alguma forma na conclusão desta importante etapa da minha vida, o meu imenso e sincero reconhecimento.

A CAPES pelo apoio financeiro.

Precisamos dar um sentido humano às nossas construções. E quando o amor ao dinheiro, ao sucesso nos estiver deixando cegos, saibamos fazer pausas para olhar os lírios do campo e as aves do céu.

(Érico Verissimo)

RESUMO

Dissertação de Mestrado Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil Universidade Federal de Santa Maria

ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES ESTAIADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SUBMETIDAS À RUPTURA DE CABO

AUTOR: THIAGO BRAZEIRO CARLOS ORIENTADOR: JOÃO KAMINSKI JUNIOR Data e Local da Defesa: Santa Maria, 10 de fevereiro de 2015.

A necessidade da expansão de linhas de transmissão (LTs) fica evidente diante da crescente demanda por energia elétrica no Brasil, além das grandes distâncias entre a geração e os centros consumidores. Sabe-se que inúmeras falhas podem interromper a transmissão da energia, e o colapso de torres está entre as principais, causando enormes prejuízos, tanto as companhias de energia elétrica quanto aos consumidores finais. Dessa forma, torna-se fundamental o conhecimento do comportamento mecânico destas estruturas, frente às diferentes ações que podem atuar, para que o transporte de energia ocorra de maneira segura, eficiente e econômica. Neste contexto, o presente trabalho trata da avaliação da resposta estática e dinâmica de torres metálicas treliçadas estaiadas de LTs submetidas à ruptura de cabo condutor e de cabo para-raios. Para isso, foram desenvolvidos modelos numéricos de torre isolada e de um trecho completo de LT, incluindo todos componentes, torres, cadeias de isoladores, cabos para-raios, cabos condutores e cabos de estais pré-tensionados. Os modelos são submetidos a análises estáticas, através da aplicação de "cargas estáticas equivalentes" oriundas da ruptura de cabo, e análises dinâmicas, no domínio do tempo, empregando o método de integração direta das equações do movimento, de forma explícita, com diferenças finitas centrais. As respostas estática e dinâmica são dadas em termos de deslocamentos nodais no topo e esforços normais nas barras da torre. Por fim, os resultados da análise dinâmica no domínio do tempo são comparados com os determinados por meio da análise estática, empregada na prática usual de projeto, ou seja, são comparados os valores de pico e os valores finais (após a estrutura parar de vibrar) com os valores da resposta estática, a fim de verificar a validade do modelo empregado na prática de projeto.

Palavras-chave: Torres de linhas de transmissão. Torres metálicas treliçadas estaiadas. Ruptura de cabo. Análise modal. Método de Integração Direta. Diferenças finitas centrais.

ABSTRACT

Master Dissertation Program of Post-Graduation in Civil Engineering Federal University of Santa Maria

DINAMIC ANALYSIS OF TRANSMISSION LINES GUYED TOWERS SUBMITTED TO BROKEN CABLE

AUTHOR: THIAGO BRAZEIRO CARLOS ADVISOR: JOÃO KAMINSKI JUNIOR Date and place of defense: Santa Maria, January 23th, 2015.

The need for transmission lines expansion (TL) is evident in the face of growing electrical energy demand in Brazil as well as the great distances between generation and consumption centers. It is known that numerous failures can interrupt the energy transmission and the towers collapse is among the main reasons, causing huge losses to both electrical energy companies and final users. Thus, it is crucial to understand the mechanical behavior of these structures, considering the different actions that they can act so that the energy transmission can take place in a safe, efficient and economical way. In this context, this paper deals with the static and dynamic response evaluation of guyed lattice metallic towers of TLs submitted to broken conductor and broken lightning-rod cable. For this purpose, numerical models of isolated tower and completed stretch of TL were developed, including all components, towers, insulator chains, lightning-rod cables, conductor cables and prestressed stay cables. The models are subjected to static analysis through "equivalent static loads" application coming from the broken cable and dynamic analysis, in the time domain, using the method of direct integration of equations of motion explicitly, with central finite differences. The static and dynamic responses are given in terms of nodal displacements at the top and normal stresses in the tower bars. Finally, the results of the dynamic analysis in the time domain are compared with those determined by static analysis, employed in the usual design practice, that is, the peak and final values (after the structure stops vibrating) are compared with the static response values in order to verify the validity of the model used in the design practice.

Keywords: Transmission lines tower. Guyed lattice metallic towers. Cable break. Modal analysis. Direct Integration Method. Central finite differences.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 –	Principais elementos que compõem uma LT (LABEGALINI et al., 1992)
Figura 2.3 –	Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (a) e (b)41
Figura 2.4 –	Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (b), (c) e (d)42
Figura 2.5 –	Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (e), (f) e (g) 42
Figura 2.6 –	Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (h), (i) e (j)43
Figura 2.7 –	Estrutura de constituição de um cabo de aço próprio para utilização como estai (CIMAF – Manual Técnico de Cabos, 2009)47
Figura 2.8 –	Exemplos comuns de encordoamento de cabos do tipo CA (CBA – Catálogo de Fios e Cabos Condutores para Transmissão e Distribuição de Energia, 2002)
Figura 2.9 –	Exemplos comuns de encordoamento de cabos do tipo CAA (CBA – Catálogo de Fios e Cabos Condutores para Transmissão e Distribuição de Energia, 2002)
Figura 3.1 –	Carregamento típico em torres estaiadas de LT do tipo tangente (suspensão) (KAMINSKI, 2007)
Figura 3.2 –	Representação do diagrama de forças e suas componentes em um vão de uma linha de transmissão (Adaptado, LABEGALINI <i>et al.</i> , 1992)
Figura 3.3 –	Silhueta das torres autoportante e estaiada, vistas frontal e lateral (dimensões em milímetros) (BENTES, 2013)
Figura 3.4 –	Configuração do modelo numérico com uma torre e dois vãos (a) e configuração do modelo numérico com quatro torres e cinco vãos e elemento finito selecionado para romper na análise dinâmica (b) (BENTES, 2013)
Figura 3.5 –	Identificação das barras das torres monitoradas nas análises para as torres autoportantes (a) e estaiadas (b) (BENTES, 2013)58
Figura 3.6 –	Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes superiores (barra 116 (a)) e barras da mísula superior (barra 16 – (b)) das quatro torres estaiadas (BENTES, 2013)
Figura 3.7 –	Torre SY e posição das barras analisadas (a); Segmento de LT analisado com oito torres e condições de simetria (b) (MENEZES <i>et al.</i> , 2007)
Figura 3.8 –	Esforço normal na barra de montante 224 das torres 1, 2, 3 e 4 (a); Esforço normal na barra diagonal 365 das torres 1, 2, 3 e 4 (b) (MENEZES <i>et al.</i> , 2007)60
Figura 3.9 –	Trecho analisado da linha Saint-Luc-de-Vincennes (VINCENT <i>et al.,</i> 2004 apud BENTES, 2013)61

Figura 3.10 –	Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 73 (Tração inicial: 19 kN; Tração Residual: 12 kN; Pico dinâmico: 33 kN) (VINCENT <i>et al.</i> 2004 apud CIGRÉ, 2012)
Figura 3.11 –	Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 82 (Tração inicial: 19 kN; Tração Residual: 18,5 kN; Pico dinâmico: 45 kN) (VINCENT <i>et al.</i> 2004 apud CIGRÉ, 2012)
Figura 3.12 –	Sequência de eventos no vão após a ruptura de condutor (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012 apud BENTES, 2013)
Figura 3.13 –	Efeito cascata longitudinal: Linha de 735kV no Canadá durante a uma grande tempestade de gelo em janeiro de 1998 (B. BREAULT, LA PRESSE, 1998 apud BENTES, 2013)
Figura 3.14 –	Efeito cascata transversal na LT Rubí-Vandellós-Pierola de 400 kV na Espanha durante uma tempestade em 2008 (LOPEZ, 2008 apud BENTES, 2013)
Figura 3.15 –	Efeito cascata transversal de cinco torres de 400 kV devido a uma tempestade em maio de 2006 na República Tcheca. (FRONEK, 2006 apud BENTES, 2013)
Figura 5.1 –	Vista frontal da torre estaiada S1E2 com a configuração estrutural dos elementos e demais detalhes geométricos (dimensões em milímetros)
Figura 5.2 –	Vista lateral da torre estaiada S1E2 com a configuração estrutural dos elementos e demais detalhes geométricos (dimensões em milímetros)
Figura 5.3 –	Cortes e vistas das seções da torre estaiada S1E2 com detalhes da geometria da estrutura (dimensões em milímetros)
Figura 5.4 –	Vista superior da torre estaiada S1E2, apresentando as distâncias entre os pontos de ancoragem dos quatro estais (dimensões em milímetros)
Figura 5.5 –	Representação da seção transversal dos perfis cantoneira da torre S1E2
Figura 5.6 –	Vista em perspectiva da torre estaiada S1E2 com as barras fictícias (em vermelho) inseridas no modelo
Figura 5.7 –	Detalhe do topo da torre estaiada S1E2 com as barras fictícias (em vermelho) inseridas no modelo
Figura 5.8 –	Vista da torre estaiada S1E2 com instabilidade estrutural, com seção transversal das barras fictícias de 9,40E-06 m ² nos tempos de análise de 0 s (preto), 10,6 s (azul turquesa), 12,4 s (azul claro), 13,4 s (azul escuro) e 18,2 s (roxo)
Figura 5.9 –	Cabo suspenso entre os suportes "1" e "2" com alturas diferentes (KAMINSKI <i>et al.</i> , 2009)
Figura 5.10 –	Catenária na condição inicial e teórica para um cabo condutor IBIS CAA/ACSR 26/7, considerando um vão de 500 m entre torres e desnível entre os pontos de suspensão dos cabos igual a zero (B = 0)

Figura 5.11 –	Catenária na condição inicial e teórica para um cabo para-raios EHS 3/8", considerando um vão de 500 m entre torres e desnível entre os pontos de suspensão dos cabos igual a zero ($B = 0$)104
Figura 5.12 –	Deformada do mastro central e assimetria da estrutura em relação ao plano Y-Z106
Figura 5.13 –	Posição e geometria das cadeias de isoladores presentes nos braços da torre (dimensões em milímetros)109
Figura 5.14 –	Vista superior do trecho de LT analisado, composto por três torres e quatro vãos de cabos112
Figura 5.15 –	Perspectiva do trecho de LT analisado, composto por três torres estaiadas monomastro e quatro vãos de cabos113
Figura 6.1 –	(a) – Hipótese de ruptura de cabo condutor 1 com a localização das cargas estáticas equivalentes e cargas de peso próprio dos elementos
Figura 6.1 –	(b) – Hipótese de ruptura de cabo para-raios 1 com a localização das cargas estáticas equivalentes e cargas de peso próprio dos elementos
Figura 6.2 –	Vista superior esquemática da torre estaiada de LT com seu vão de peso
Figura 6.3 –	Vista em perspectiva da torre com a identificação dos estais, braços de suspensão de cabos condutores e de cabos para-raios . 121
Figura 6.4 –	Vista em perspectiva da torre estaiada com a localização das cargas aplicadas, dos nós de restrição (fundações) e dos nós dos braços
Figura 6.5 –	Vista frontal (a) e em perspectiva (b) do topo da torre estaiada, com a localização das cargas de peso próprio dos cabos e das cargas estáticas equivalentes de ruptura de cabo
Figura 6.6 –	(a) – Elementos selecionados para romper na análise dinâmica: vista de topo do modelo completo de LT
Figura 6.6 –	(b) – Elementos selecionados para romper na análise dinâmica: vista do modelo em perspectiva 3D
Figura 7.1 –	Primeira forma modal de vibração da torre isolada na direção X (flexão transversal à LT)
Figura 7.2 –	Segunda forma modal de vibração da torre isolada na direção Z (flexão transversal à LT)
Figura 7.3 –	Gráfico de deslocamentos <i>versus</i> tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção transversal à LT (X), em um intervalo de tempo de 14 a 20 segundos
Figura 7.4 –	Gráfico de deslocamentos <i>versus</i> tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção transversal à LT (X), em um intervalo de tempo de 0 a 20140

Figura 7.5 –	Gráfico de deslocamentos <i>versus</i> tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção longitudinal à LT (Z), em um intervalo de tempo de 0 a 20 segundos141
Figura 7.6 –	Gráfico de deslocamentos <i>versus</i> tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção longitudinal à LT (Z), em um intervalo de tempo de 14 a 20 segundos
Figura 7.7 –	Nós de controle (NC) para monitoramento de deslocamentos da torre S1E2 submetida à ruptura de cabos
Figura 7.8 –	Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista frontal
Figura 7.9 –	Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista lateral
Figura 7.10 –	Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista superior do topo
Figura 7.11 –	Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista em perspectiva da região dos braços
Figura 7.12 –	Identificação dos estais da torre S1E2 - vista superior 154
Figura 7.13 –	Esforço axial de tração nos estais considerando a aplicação de carregamentos de peso próprio apenas (valores em Newton) – vista superior
Figura 7.14 –	Esforço axial de tração nos estais na simulação da ruptura do cabo condutor 1 em análise estática (valores em Newton) – vista superior
Figura 7.15 –	Esforço axial de tração nos estais na simulação da ruptura do cabo para-raios 1 em análise estática (valores em Newton) – vista superior
Figura 7.16 –	Barras selecionadas para monitoramento nas análises estática e dinâmica da torre S1E2 em ruptura de cabo condutor 1 e para-raios 1
Figura 7.17 –	Deslocamentos longitudinais no nó 260 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)
Figura 7.18 –	Deslocamentos longitudinais no nó 267 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)
Figura 7.19 –	Deslocamentos longitudinais no nó 253 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)
Figura 7.20 –	Deslocamentos longitudinais no nó 251 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)

Figura 7.21 –	Esforço normal de tração nos estais 1 e 3 (Par 1) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.22 –	Esforço normal de tração nos estais 2 e 4 (Par 2) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.23 –	Esforço normal de tração nos estais 1 e 3 (Par 1) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1168
Figura 7.24 –	Esforço normal de tração nos estais 2 e 4 (Par 2) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1169
Figura 7.25 –	Esforço normal na barra montante 29 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.26 –	Esforço normal na barra montante 173 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1171
Figura 7.27 –	Esforço normal na barra montante 189 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.28 –	Esforço normal na barra montante 205 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.29 –	Esforço normal na barra diagonal 430 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.30 –	Esforço normal na barra diagonal 483 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1175
Figura 7.31 –	Esforço normal na barra diagonal 491 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1175
Figura 7.32 –	Esforço normal na barra 601 do braço condutor 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.33 –	Esforço normal na barra 609 do braço condutor 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1
Figura 7.34 –	Esforço normal na barra 559 do suporte de fixação dos estais 1 e 2 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1178
Figura 7.35 –	Esforço normal na barra 564 do suporte de fixação dos estais 3 e 4 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1178
Figura 7.36 –	Esforço normal na barra montante 189 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1180
Figura 7.37 –	Esforço normal na barra diagonal 483 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1180
Figura 7.38 –	Esforço normal na barra 253 do braço para-raios 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1181
Figura 7.39 –	Esforço normal na barra 254 do braço para-raios 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1181
Figura 7.40 –	Quadros de animação do modelo numérico do trecho completo de LT, submetido à ruptura do cabo condutor (plano de fundo ilustrativo)

LISTA DE TABELAS E QUADROS

Quadro 3.1 –	Histórico das principais falhas do tipo cascata do século XXI a nível mundial (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012)71
Tabela 4.1 –	Velocidades do som para alguns materiais metálicos79
Tabela 5.1 –	Perfis estruturais utilizados na torre estaiada S1E2 e propriedades no modelo numérico
Tabela 5.2 –	Capacidade à tração e à compressão das barras dos montantes e braços dos para-raios da torre S1E2
Tabela 5.2	(Continuação) – Capacidade à tração e à compressão das barras diagonais, braços dos condutores e dos suportes dos estais da torre S1E2
Tabela 5.3 –	Propriedades dos cabos condutores do tipo IBIS, CAA/ACSR (cabo de alumínio com alma de aço), 26/7 fios97
Tabela 5.4 –	Propriedades dos cabos para-raios de aço do tipo EHS (7 fios) 3/8"
Tabela 5.5 –	Propriedades dos cabos de estai do tipo cordoalha EHS (37 fios) 13/16"
Tabela 5.6 –	Valores de flechas máximas na condição inicial e teórica para os cabos condutores e para-raios (L = 500 m e B = 0)105
Tabela 5.7 –	Protensão inicial e deformação inicial nos cabos de estai
Tabela 5.8 –	Valores de deformação inicial aplicados aos pares de estais 108
Tabela 5.9 –	Propriedades das cadeias de isoladores110
Tabela 5.10 –	Propriedades mecânicas dos elementos de barra e de cabo e quantidade de elementos e nós modelados no trecho completo de LT
Tabela 6.1 –	Cargas horizontais e cargas de peso próprio dos elementos de cabo aplicados na análise estática da torre S1E2117
Tabela 6.2 –	Propriedades dos materiais das barras e dos cabos de estai 122
Tabela 6.3 –	Dados de entrada básicos para a análise dinâmica por integração direta de uma torre isolada128
Tabela 6.4 –	Intervalos de tempo críticos obtidos para análise dinâmica da torre isolada129
Tabela 6.5 –	Intervalos de tempo de integração adotados para a análise dinâmica da torre isolada129
Tabela 6.6 –	Dados básicos de entrada na rotina em FORTRAN para a análise dinâmica por integração direta explícita no trecho completo de LT .133
Tabela 7.1 –	Frequências obtidas em análise modal dos modelos "A", "B" e "C" da torre isolada

Tabela 7.2 –	Frequências obtidas em análise modal do modelo "C" de torre S1E2
Tabela 7.3 –	Frequências de vibração da torre estaiada S1E2 na direção X (vibração transversal à LT)
Tabela 7.4 –	Frequências de vibração da torre estaiada S1E2 na direção Z (vibração longitudinal à LT)
Tabela 7.5 –	Comparativo das frequências de vibração da torre estaiada S1E2 nas direções X e Z, obtidas em análise modal e dinâmica com forças de impulsão por integração direta
Tabela 7.6 –	Valor médio do decremento logarítmico calculado a partir de três ciclos sucessivos (m = 3) e razão de amortecimento crítico para a torre S1E2 na direção de vibração X da estrutura
Tabela 7.7 –	Valor médio do decremento logarítmico calculado a partir de três ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico para a torre S1E2 na direção de vibração Z da estrutura
Tabela 7.8 –	Comparativo de esforços normais nas barras da torre S1E2 isolada em análise estática e dinâmica, considerando apenas carregamentos de peso próprio e protensão
Tabela 7.9 –	Comparativo de esforços normais nas barras da torre S1E2 isolada em análise estática e dinâmica, considerando carregamentos de peso próprio e forças equivalente à ruptura do cabo condutor 1
Tabela 7.10 –	Deslocamentos na torre estaiada S1E2 quando submetida à ruptura de cabos
Tabela 7.11 –	Esforço axial de tração nos estais na torre S1E2 quando submetida à carregamentos de peso próprio (PP) e hipóteses de ruptura de cabos
Tabela 7.12 –	Esforços normais nas barras dos montantes e diagonais da torre estaiada S1E2 para análise estática de ruptura do cabo condutor 1 e para-raios 1 (barras tracionadas: em azul; barras comprimidas: em vermelho)
Tabela 7.13 –	Esforços normais nas barras dos braços do condutor e para-raios e suportes de fixação dos estais da torre estaiada S1E2 para análise estática de ruptura do cabo condutor 1 e para-raios 1 (barras tracionadas: em azul; barras comprimidas: em vermelho) 161
Tabela 7.14 –	Resultados obtidos para as barras da torre 2 em análise dinâmica 183

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 Generalidades	27
1.2 Objetivos	29
1.2.1 Objetivos concecíficos	29 20
1.2.2 Objetivos especificos	29 20
1.4 Organização do trabalho	
1.4 Organização do trabanto	
2 LINHAS DE TRANSMISSÃO	33
2.1 Generalidades	33
2.2 Componentes das linhas de transmissão	34
2.2.1 Torres de linhas de transmissão	36
2.2.1.1 Classificação e tipologias de torres	
2.2.2 Cabos de estais	
2.2.3 Cabos condutores	47
3 ACÕES EM ESTRUTURAS DE LT	
3.1 Vento	
3.2 Ruptura de cabo	53
3.3 Efeito cascata	67
4 METODO NUMERICO DE INTEGRAÇÃO DIRETA	
4.1 Generalidades	
4.2 Metodo de integração direta explicito	
5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS	81
5.1 Generalidades	81
5.2 Torre estaiada de LT	81
5.2.1 Perfis estruturais	85
5.2.2 Capacidades das barras da torre	87
5.2.3 Barras fictícias	91
5.2.4 Lei constitutiva das barras da torre	95
5.3 Cabos condutores, para-raios e de estais	96
5.3.1 Propriedades dos cabos	
5.3.2 Catenarias dos capos condutores e para-raios	
5.3.5 FIOLENSAU NOS CADOS DE ESIAL	105
5.5 Modelos nara a análise estática e modal da torre isolada	100 110
5.6 Modelo para a análise dinâmica no domínio do tempo	
6 ANÁLISE NUMÉRICA	
	115
6.1 Análise estática da torre isolada	115 116
6.1 Análise estática da torre isolada6.2 Análise modal da torre isolada	115 116 126
 6.1 Análise estática da torre isolada 6.2 Análise modal da torre isolada 6.3 Análise dinâmica no domínio do tempo 	115 116 126 126
 6.1 Análise estática da torre isolada 6.2 Análise modal da torre isolada 6.3 Análise dinâmica no domínio do tempo 6.3.1 Análise dinâmica da torre estaiada isolada 	

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES	135
7.1 Validação dos modelos numéricos pela análise de frequências d	е
vibração	. 135
7.1.1 Análise modal da torre isolada	. 135
7.1.2 Análise dinâmica com forças impulsivas na torre isolada por integraçã	0
allela	1 1 3 9
7.1.2.1 Decremento logantífico e fazao de amonecimento crítico	143
7.2 Validação do modelo númerico por comparação de estorços	140
7 3 1 Deslocamentos e deformação da estrutura	149
7 3 2 Esforcos nos cabos de estais	154
7.3.3 Esforços nas barras da torre	158
7.3.4 Considerações sobre análise estática de ruptura de cabo	. 162
7.4 Análise dinâmica de ruptura de cabo para o trecho completo de LT	. 162
7.4.1 Deslocamentos	. 162
7.4.2 Esforços nos cabos de estais	. 166
7.4.2.1 Na ruptura do cabo condutor	. 166
7.4.2.2 Na ruptura do cabo para-raios	. 168
7.4.3 Esforços nas barras da torre	. 170
7.4.3.1 Na ruptura do condutor 1	. 170
7.4.3.2 Na ruptura do para-raios	. 179
7.4.4 Considerações sobre a análise dinâmica	. 182
7.4 Pós-processamento	. 185
8 CONCLUSÕES	187
REFERÊNCIAS	191
APÊNDICES	195
Apëndice A – Perfis estruturais da torre	. 197
ANEXOS	205
Anexo A – Resultados da torre estajada S1E2	. 207
Anexo B – Material complementar em CD-ROM na contra-capa dest	a
Dissertação de Mestrado.	. 218
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	

1 INTRODUÇÃO

1.1 Generalidades

Nos últimos anos, as modificações no perfil demográfico do Brasil, tanto no crescimento populacional como em sua dinâmica de distribuição, acompanhadas de um rápido processo de urbanização e industrialização, por conta dos importantes efeitos sociais e econômicos, acabaram se refletindo de forma significativa no aumento do consumo de energia elétrica no país.

Para suprir essa demanda, tendo em vista a grande extensão entre a geração da energia e os pontos de consumo (centros urbanos), em razão das grandes dimensões do país (47% de todo território sul-americano), tornou-se necessária a ampliação das linhas de transmissão (LTs) de energia elétrica no Brasil. Também, de modo recente, iniciativas governamentais para a participação das fontes renováveis na matriz elétrica, como as geradoras eólicas, expandiram ainda mais os empreendimentos de transmissão no país.

As linhas de transmissão, responsáveis pelo transporte da energia elétrica, são basicamente compostas por torres, cabos condutores, cadeias de isoladores, cabos para-raios, fundações, ferragens e equipamentos. As torres de LT, de acordo com o seu modelo estrutural, subdividem-se em dois grupos: torres autoportantes e torres estaiadas.

O mau funcionamento ou falha de quaisquer elementos que compõe uma LT influi diretamente à perda de capacidade de transmissão de energia do sistema e até mesmo a interrupção total no seu ciclo de transporte.

O vento é a principal ação atuante em torres de LT que deve ser criteriosamente analisada na fase de projeto, junto com a ruptura de cabo, que embora ocorrendo com menos frequência, são as principais causas que levam as torres ao colapso. A ruptura de cabo, pela sua característica dinâmica, pode provocar o colapso de uma torre e acarretar o fenômeno conhecido como "efeito cascata", em que muitas torres colapsam, sequencialmente.

A ruptura de um ou mais cabos gera forças nas torres longitudinais à LT. Já no caso da ação do vento, os esforços nas torres podem ser longitudinais ou transversais à LT. No projeto das torres, essas ações deveriam ser consideradas como ações dinâmicas. No entanto, atualmente, no projeto das torres de LT, todas estas ações são consideradas como "estáticas equivalentes". Segundo Miguel *et al.* (2005), isso não se justifica mais, em razão dos grandes avanços nos métodos numéricos e na área computacional, tornando possível a obtenção da resposta da estrutura através de uma análise dinâmica, o que proporcionaria a obtenção de resultados mais realistas e consequentemente o projeto de uma estrutura mais eficiente e econômica.

Por outro lado, sabe-se da dificuldade de se obter uma resposta dinâmica das estruturas de LTs em situações de projeto quando se analisa o vento ou a ruptura de cabos. Se isso fosse feito na fase de dimensionamento da torre, acabaria elevando o nível de complexidade do projeto, aumentando o tempo investido na modelagem, na análise e no processamento da estrutura.

Atualmente, no projeto de torres metálicas treliçadas de LTs o modelo mecânico usualmente adotado é bastante simples. Utilizam-se elementos de treliça e/ou pórtico espacial, os vínculos são tratados como indeslocáveis (apoios ou engastes), as ligações são consideradas como rotuladas ou rígidas e a resposta é obtida através de uma análise estática e linear. Cabe salientar que em alguns tipos de torres, como por exemplo, as torres estaiadas ou em torres autoportantes com grande altura é usual a análise não-linear geométrica.

Determinar os efeitos das ações de natureza dinâmica sobre as estruturas de suporte de linhas de transmissão é uma questão complexa, em razão da gama de variáveis envolvidas e da sua aleatoriedade. O emprego de métodos que resultem uma maior aproximação com a realidade é fundamental para projetar as torres de LT de forma segura, buscando manter a eficiência e economia em sua concepção.

Por fim, este trabalho visa colaborar para melhor entender o comportamento de torres estaiadas de LTs submetidas a ações de natureza dinâmica, do tipo ruptura de cabo, através de uma análise numérica criteriosa em um trecho de LT.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O principal objetivo deste trabalho consiste em determinar a resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas de LTs estaiadas submetidas à ruptura de um cabo, em termos de deslocamentos no topo e esforços nas barras, e comparar com o resultado obtido através de uma análise estática, com cargas estáticas equivalentes, usualmente adotada no projeto deste tipo de estrutura.

1.2.2 Objetivos específicos

Para alcançar o objetivo principal do trabalho, devem-se realizar os seguintes objetivos específicos:

- Modelar um trecho completo de LT, com três torres estaiadas e quatro vãos, considerando todos os elementos no modelo, ou seja, as barras das torres, os cabos condutores, os cabos para-raios, os cabos dos estais e as cadeias de isoladores, a fim de representar o modelo da forma mais realista possível;
- Determinar a resposta dinâmica deste modelo através de uma análise numérica, no domínio do tempo, empregando o método de integração direta das equações do movimento, de forma explícita, com diferenças finitas centrais, simulando um carregamento dinâmico proveniente da ruptura de um cabo condutor e de um cabo para-raios no modelo.
- Comparar a resposta dinâmica da estrutura, neste caso os picos dos esforços em cada barra e dos deslocamentos no topo da torre mais próxima do cabo rompido, com a resposta estática, utilizando as "cargas estáticas equivalentes" adotadas no projeto da torre, a fim de avaliar a validade do carregamento aplicado no projeto deste tipo de torre.

1.3 Justificativa

O considerável e recente crescimento dos investimentos em geração, transmissão e distribuição de energia elétrica no Brasil, principalmente na expansão do sistema de transmissão, faz com que o estudo sobre os carregamentos, a análise e o dimensionamento das estruturas de suporte de LTs tenha uma importância cada vez maior, buscando sempre a elaboração de projetos de estruturas mais econômicas e eficientes. Cabe destacar que qualquer economia no custo de uma torre de LT deve ser considerada, pois, normalmente um grande número de torres é construído com o mesmo projeto. Por exemplo: em uma linha de 500 km são construídas mais de 1000 torres, das quais cerca de 800 têm o mesmo projeto (Al-BERMANI e KITIPONCHAI, 1993).

As inúmeras ocorrências de falhas nas estruturas de suporte das LTs têm gerado grandes prejuízos às companhias responsáveis pela transmissão da energia elétrica, fato este que aumenta a importância deste trabalho, o qual busca auxiliar para um melhor entendimento do comportamento estrutural das torres metálicas treliçadas estaiadas de LTs submetidas ao carregamento de ruptura de cabo.

Sabendo-se da necessidade do transporte de energia de um modo seguro, eficiente e econômico, e da dificuldade encontrada na definição dos carregamentos para a análise estrutural na fase de projeto e dimensionamento das estruturas de suporte de linhas de transmissão, tais como as torres estaiadas, este trabalho possibilita um desenvolvimento aprimorado na concepção desses elementos, implementando um método numérico ainda pouco explorado para a análise deste tipo de estrutura.

A existência de poucas publicações sobre a análise estrutural dinâmica em torres estaiadas de LTs é outro aspecto importante que motivou a realização deste trabalho. Em razão disso, torna-se fundamental que se tenham estudos focados neste tema, a fim de contribuir para a elaboração de projetos de estruturas mais econômicas e confiáveis.

1.4 Organização do trabalho

O trabalho está organizado em 7 capítulos, descritos a seguir:

O primeiro capítulo apresenta discussões sobre o cenário das LTs em linhas gerais, os aspectos de projeto e a problemática da ruptura de cabos nesses sistemas. Os objetivos estabelecidos e a justificativa para realização deste trabalho também estão discutidos no capítulo 1.

No capítulo 2 é descrito o sistema de LTs e seus componentes. Também é feita uma breve descrição das tipologias de torres que integram o sistema.

Uma revisão de trabalhos publicados sobre a resposta de estruturas de LTs na análise estática e dinâmica submetidas à ruptura de cabos é apresentada no capítulo 3, na qual a metodologia e os principais resultados dos trabalhos desenvolvidos nos últimos anos estão apresentados. Assim como os diferentes modelos mecânicos e métodos de solução empregados para a avaliação da resposta estrutural. Também são discutidas as recomendações de algumas normas sobre a consideração do carregamento de ruptura de cabos no projeto de torres de LTs. Ainda no terceiro capítulo é feita uma breve descrição e classificação das ações atuantes nas LTs, como o vento e o efeito cascata, assim como alguns acidentes registrados em LTs no mundo.

O capítulo 4 trata do método numérico utilizado de integração direta, utilizado na obtenção da resposta dinâmica da torre estaiada.

No quinto capítulo são descritos os modelos utilizados nas análises numéricas e a descrição da torre analisada. Também, no capítulo 5, estão detalhados os perfis estruturais utilizados, as capacidades de carga das barras que tem seus esforços analisados na torre, a consideração das barras fictícias, bem como as leis constitutivas e considerações numéricas adotadas aos elementos da LT. As propriedades dos cabos condutores, para-raios, estais e cadeias de isoladores também são tratadas nesse capítulo.

As análises numéricas com suas respectivas metodologias adotadas para a simulação da ruptura de cabos nos modelos são descritas no capítulo 6. De forma específica, o capítulo trata de cada tipo de análise detalhadamente, descrevendo as considerações de contorno e a rotina de análise aplicada aos modelos numéricos.

Também são definidas as hipóteses de ruptura, os carregamentos, simplificações, delimitações e demais considerações importantes.

No capitulo 7 são apresentados e discutidos os resultados numéricos obtidos em análise modal e dinâmica com forças impulsivas do modelo de torre isolado, visando à validação do modelo numérico estático e dinâmico da torre isolada. Também, são apresentados os resultados alcançados nas análises estática e dinâmica do trecho completo das torres isoladas submetidas à ruptura de cabo, de forma que os resultados sejam comparados para avaliação do carregamento utilizado na prática de projeto. Ainda neste capítulo os resultados das análises estáticas e dinâmicas de ruptura de cabo são sintetizados e apresentados em forma de tabelas e com a indicação da amplificação dinâmica dos esforços nas barras em comparação. No último item do capítulo 7 são apresentados os resultados de pósprocessamento a estrutura.

Finalmente, no capítulo 8 são apresentadas as considerações finais e conclusões do trabalho.

Nos anexos e apêndices do trabalho são apresentados e descritos gráficos, tabelas, detalhes do modelo, entre outros, para maior ilustração e fundamentação do conteúdo do trabalho, dispostos da seguinte forma:

- Apêndice A Perfis estruturais da torre.
- Anexo A Resultados da torre estaiada S1E2

2 LINHAS DE TRANSMISSÃO

2.1 Generalidades

Linhas de transmissão de energia são obras de grande porte, compostas basicamente por torres, cabos condutores, cadeias de isoladores, cabos para-raios, e fundações, as quais transportam a energia elétrica das unidades geradoras, tais como usinas hidroelétricas, termoelétricas, nucleares e parques eólicos, até as subestações de energia nos centros urbanos para então ser distribuída aos consumidores (residenciais, comerciais ou industriais). Deve-se assegurar que o transporte da energia nas LTs ocorra de maneira segura, eficiente e econômica, mantendo uma regularidade e continuidade.

As LTs são obras que atingem grande extensão linear, abrangendo dezenas a centenas de quilômetros, possuindo torres espaçadas em vãos que variam de 200 a 1000 metros. A maioria das linhas de grande extensão são construídas com o uso de torres metálicas treliçadas, autoportantes e/ou estaiadas, as quais representam uma parte importante do mercado de estruturas de aço no país (KAMINSKI, 2007).

Além dos elementos já citados que compõem uma LT, outros componentes podem ser inseridos nas linhas por motivos diversos como, por exemplo, amortecedores atenuadores de vibração dos cabos, espaçadores para condutores múltiplos (feixes de cabos), sinalizadores de advertência, entre outros. Nesse contexto, a resposta estrutural de um trecho da linha a um evento como a ruptura de um cabo depende da interação entre todos os elementos e componentes (MCCLURE e LAPOINTE, 2003).

A falha de qualquer elemento pode conduzir a perda da capacidade de transmissão de energia do sistema, interrompendo o transporte da energia elétrica e, consequentemente, o fornecimento aos consumidores. O descumprimento da função de uma LT, devido a uma falha, pode ser originada de duas formas: falhas estruturais e falhas elétricas.

As falhas estruturais geralmente exigem uma maior dedicação ao reparo, mantendo a linha sem funcionamento por mais tempo, quando comparado a uma

falha de origem elétrica. Além disso, os problemas de origem estrutural geram danos mais significativos ao sistema, sendo que a soma destes com o maior tempo dedicado ao reparo, acarretam maiores prejuízos.

O transporte de energia elétrica é fundamental para o desenvolvimento econômico do Brasil. Distantes dos grandes centros urbanos e industriais, as usinas hidrelétricas ou as termoelétricas exigem um vasto sistema de transmissão e distribuição de energia elétrica para atender os consumidores. Assim, existe um grande interesse na construção de novos sistemas de transmissão, o que consiste em uma das aplicações de enorme potencial na engenharia estrutural.

2.2 Componentes das linhas de transmissão

Os principais elementos que compõem uma linha de transmissão de energia elétrica estão ilustrados na figura 2.1 e são descritos a seguir:



Figura 2.1 – Principais elementos que compõem uma LT (LABEGALINI et al., 1992)

 Estruturas de suporte (torres e postes): funcionam como pontos de suspensão ou de ancoragem dos cabos condutores e dos cabos para-raios, garantindo uma distância segura entre os cabos condutores energizados de fases ou circuitos diferentes, entre os condutores e a própria estrutura e entre os condutores e o solo. Podem ser de madeira, concreto, ou de aço, podendo haver também soluções mistas;

- Cadeias de isoladores: componentes responsáveis pelo isolamento elétrico dos cabos condutores das LTs em relação aos seus suportes. São compostos por material dielétrico e são dimensionados em função das solicitações elétricas a que são submetidos, mais especificamente descargas atmosféricas e sobretensões provenientes de alguma alteração brusca do estado do sistema ou da frequência. Os materiais usuais utilizados em isoladores são fabricados em porcelana vitrificada, vidro temperado ou material sintético composto.
- Fundações: responsáveis pela transmissão dos esforços nas estruturas de suporte para o solo. Os tipos de fundação que são ou foram mais utilizados em torres metálicas são: os blocos de concreto armado, as sapatas de concreto armado, as fundações ancoradas em rocha, as estacas, as grelhas tubulões. Estes dois últimos estão metálicas e os em desuso. Especificamente nas torres estaiadas, as fundações são colocadas na base dos estais e sob o mastro central da torre. O tipo de fundação mais adequada para as torres de uma determinada LT, do ponto de vista técnico e econômico, não pode ser fixada a priori, pois depende de uma análise envolvendo a grandeza das cargas, as condições dos subsolos e a logística de implementação das mesmas, ou seja, depende da mão-de-obra, do material e dos equipamentos necessários para sua execução.
- Cabos condutores de energia: responsáveis pelo transporte seguro da energia elétrica. São obtidos pelo encordoamento de fios metálicos, normalmente de alumínio ou ligas de alumínio, em torno de um ou mais fios centrais de aço galvanizado. Os condutores são diretamente conectados à cadeia de isoladores que, por sua vez, estão fixados nas torres de suspensão, geralmente, através de um pino de aço e, em condições normais de operação, são livres para balançar na ocorrência de alguma ação longitudinal ou transversal à linha.

- Cabos para-raios e aterramentos: os cabos para-raios e os fios-terra (aterramentos) geralmente são de aço galvanizado. Os cabos para-raios estão posicionados acima dos cabos condutores e sua função principal é a de interceptar as descargas atmosféricas e evitar que atinjam os condutores. Os aterramentos levam as descargas atmosféricas até o solo.
- Cabos de estais: são utilizados em torres estaiadas, atuando como tirantes, sendo estes responsáveis por resistir a uma parcela significativa dos esforços horizontais longitudinais e transversais gerados na estrutura da LT, transmitindo-os ao solo através de suas respectivas fundações.
- Ferragens e acessórios: são um conjunto de peças que complementam os elementos das linhas de transmissão, principalmente nas cadeias de isoladores. Nestas desempenham papéis de ligação entre cabos e cadeias de isoladores às estruturas da LT. São projetados de forma a não possuírem pontas e irregularidades superficiais. Também deve ser garantida a compatibilidade elétrica com os cabos. Dentre as principais ferragens e acessórios empregados nas linhas de transmissão, destacam-se as cadeias de ancoragem, as emendas dos cabos, os amortecedores atenuadores de vibração dos cabos, os espaçadores para condutores múltiplos (feixes de cabos) e os sinalizadores de advertência.

2.2.1 Torres de linhas de transmissão

Dentre os elementos que compõem uma linha de transmissão de energia, destacam-se as estruturas de suporte, denominadas torres. O termo "torres metálicas treliçadas" é empregado quando as estruturas de suporte são construídas de aço e com a forma de uma treliça espacial. Estas estruturas são responsáveis pela sustentação ou a ancoragem dos cabos condutores, os quais conduzem a energia elétrica ao longo da linha, e também dos cabos para-raios e isoladores.

A suspensão dos cabos pelas torres deve ocorrer de modo a garantir uma distância de segurança entre os cabos condutores energizados de fases ou circuitos
diferentes e entre os condutores e o solo, denominada altura de segurança. Também, em uma eventual oscilação dos cabos, deverá ser mantida uma distância segura entre estes e os demais elementos da estrutura de suporte. Outra função das torres é dada pela amarração das LTs ao terreno, através das suas respectivas fundações, as quais transmitem todos os esforços gerados na estrutura para o solo.

Normalmente a concepção estrutural das torres é função, entre outros fatores, do número de circuitos, da disposição dos condutores, do formato (silhueta) adotado, da tensão elétrica (voltagem) e da função da torre na linha. O número de pontos de suspensão em uma torre depende da quantidade de cabos condutores e para-raios transportados pela linha.

Comumente nos projetos de LTs que envolvem altas voltagens e grandes vãos, as torres metálicas treliçadas são utilizadas. Em casos onde a voltagem e a potência transmitida pela linha são baixas, tem-se adotado como estrutura de suporte os postes de madeira.

Dentro de um trecho de LT, de acordo com sua função, existem basicamente três tipos de torres:

- As torres terminais ou de ancoragem total, que se encontram no início e final da linha;
- As torres de ancoragem ou ancoragem parcial, empregadas em pontos intermediários da rede, com o objetivo de dar maior rigidez à linha;
- 3) As torres de suspensão, que servem para suspender os cabos da linha.

Ainda, de forma a complementar, podem ser encontrados alguns casos de utilização de estruturas para ângulos (ou torres de derivação) inseridas nas LTs, quando há necessidade de alterar consideravelmente a direção da linha de transmissão, nas estruturas de derivação, que são projetadas quando há necessidade de criar uma derivação na LT sem interrupção ou secionamento nesse ponto e nas estruturas de transposição ou rotação de fase, as quais tem a função de assegurar a simetria elétrica de uma linha.

As torres de ancoragem e terminais devem ser mais rígidas e mais robustas que as torres de suspensão. As torres terminais são dimensionadas para resistir a todas as cargas normais e excepcionais que venham incidir na estrutura. Já as estruturas com ancoragem parcial resistem normalmente aos esforços normais de tração unilateral, nas condições diárias de operação, além dos esforços transversais e longitudinais normais. Têm ainda a função de agir como ponto de tracionamento, além de evitar a ocorrência do efeito cascata na linha. No entanto, são as torres de suspensão que mais aparecem na linha de transmissão e por isto acabam se tornando mais importantes no aspecto financeiro. Em outras palavras, elas devem ser eficientes e ter o menor custo possível.

2.2.1.1 Classificação e tipologias de torres

Fuchs (1977), Gontijo (1994) e Kaminski (2007) classificam as estruturas de suporte utilizadas nas LTs, segundo os seguintes critérios:

Quanto à disposição dos cabos condutores:

- Triangular: Quando os condutores estão dispostos segundo os vértices de um triângulo equilátero a disposição é dita simétrica, caso contrário, é assimétrica;
- Vertical: Os condutores de um mesmo circuito são montados em um plano vertical. É a disposição preferida em linhas de circuito duplo;
- Horizontal: É a disposição preferida em linhas de circuito simples, onde os condutores são fixados em um mesmo plano horizontal.

• Quanto ao número de circuitos elétricos que elas suportam:

- Um circuito;
- Dois circuitos.

• Quanto à tensão elétrica da linha:

- Alta tensão;
- Extra-alta tensão;
- Ultra-alta tensão.
- No Brasil, as tensões mais utilizadas são: 69 kV, 138 kV, 230 kV, 345 kV,
- 460 kV, 500 kV e 765 kV.

• Quanto ao formato da silhueta da torre:

- Piramidal;
- Tronco-piramidal de circuito simples;
- Tronco piramidal de circuito duplo;
- Delta;
- Delta "Cara de Gato";
- Raquete;
- Estaiada monomastro;
- Estaiada em "V".

• Quanto a sua função na linha:

- Estruturas de suspensão: têm a função de suspender os cabos condutores e os cabos para-raios. Dimensionadas para suportar as cargas normais verticais, horizontais e transversais, devidas a ação do vento sobre os cabos e as próprias estruturas.
- No sentido longitudinal também resistem às solicitações impostas pela ação do vento. Estas representam a maioria das torres em uma LT. São utilizadas alinhadas ou com pequeno desvio angular;
- Estruturas de ancoragem: utilizadas para ancoragem dos cabos. Pode ser de ancoragem total ou parcial. A ancoragem total se dá em estruturas de fim de linha, pois são dimensionadas para resistir todas as cargas normais e excepcionais que venham incidir na estrutura. Já as estruturas com ancoragem parcial são empregadas em pontos intermediários da rede e resistem normalmente aos esforços normais de tração unilateral, nas condições diárias de operação, além dos esforços transversais e longitudinais normais. Têm ainda a função de ponto de tracionamento, além de evitar a ocorrência do efeito cascata na linha;
- Estruturas para ângulos: utilizadas quando há necessidade de alterar consideravelmente a direção da LT. Devem resistir aos esforços normais das forças horizontais devidas a presença de ângulos na linha;
- Estruturas de derivação: são projetadas quando há necessidade de criar uma derivação na linha de transmissão, sem interrupção ou secionamento nesse ponto;

 Estruturas de transposição ou rotação de fase: tem a função de assegurar a simetria elétrica de uma linha por meio da rotação das fases.

• Quanto ao material empregado:

- Madeira: sua maior aplicação é verificada nos Estados Unidos, existindo linhas de até 500 kV com torres de madeira;
- Concreto armado: estas estruturas tiveram bastante divulgação na Europa, onde foram bastante empregadas;
- Metálica: tratam-se da solução técnica e economicamente viável quando se trabalha com estruturas de grande porte. São construídas geralmente de aços-carbono normais ou de alta resistência.

Quanto à forma de resistência dos esforços ou modelo estrutural:

- Estruturas autoportantes: são estruturas que tem sua estabilidade garantida por quatro pés, ou montantes, sendo que cada um deles possui uma fundação em sua base a fim de transferir os esforços para o solo. Como a direção do vento atuante na torre e nos cabos é variável, a fundação de cada pé deve ser dimensionada para resistir às condições críticas de arrancamento e de compressão, combinadas com esforços horizontais;
- Estruturas estaiadas: são estruturas cuja estabilidade é fornecida por estais ou tirantes, os quais absorvem parte dos esforços horizontais, transmitindo-os para o solo por meio de suas respectivas fundações, que devem resistir a um esforço de arrancamento inclinado na direção do estai. A outra parte dos esforços é absorvida axialmente pelo mastro central da torre e sua fundação que deve suportar as condições críticas de compressão combinada com esforços horizontais.

Segundo Labegalini *et al.* (1992), conforme a forma de resistir aos esforços, as estruturas de suporte podem ainda ser classificadas em: estruturas rígidas, estruturas flexíveis, estruturas mistas ou semirrígidas.

As estruturas rígidas são aquelas que não apresentam deformações elásticas perceptíveis em qualquer direção mesmo quando submetidas às maiores solicitações. Dessa forma acabam sendo as mais reforçadas e volumosas. As flexíveis são aquelas que, quando submetidas a solicitações intensas, apresentam deformações elásticas sensíveis, as quais desaparecem após cessar as solicitações. Neste grupo incluem-se os postes e os pórticos articulados, independente do material no qual são confeccionadas. Já as estruturas mistas ou semirrígidas apresentam maior rigidez em uma das direções, em geral transversal ao eixo da linha. Um exemplo deste tipo de suporte é o pórtico contraventado.

Conforme visto anteriormente, diversas tipologias de torres podem ser encontradas nos projetos de LTs, variando de acordo com seu material, arranjo estrutural ou silhueta, forma de resistir aos esforços, cada uma com sua peculiaridade. Para ilustrar algumas tipologias dessas estruturas, as figuras 2.3 a 2.6 a seguir, apresentam as configurações típicas de torres metálicas treliçadas de LTs.



Figura 2.3 – Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (a) e (b).



Figura 2.4 – Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (b), (c) e (d).



Figura 2.5 – Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (e), (f) e (g).



Figura 2.6 – Tipologias comuns de torres metálicas nos formatos (h), (i) e (j).

Caracterização dos Modelos das figuras 2.3 a 2.6:

• Configuração estrutural:

(a, b, c, d, e, f) – Autoportante;

(g, h, i, j) – Estaiada.

• Formato de Silhueta:

(a, b, c) – Tronco-piramidal;

- (d) Delta;
- (e) Raquete;
- (f, g) Cara-de-gato;
- (g, h, i) Estaiada monomastro;
- (j) Estaiada em "V".

• N°. de Circuitos:

(a, c, d, e, f, g, h, i, j) – Simples; (b) – Duplo.

• Disposição de Condutores:

(a, e, f, g) – Triangular Simétrico;

- (c, i) Triangular Assimétrico;
- (b) Vertical;
- (d, h, j) Horizontal.

Em síntese, cada tipologia de torre tem uma peculiaridade dentro de uma LT, sendo que a escolha de uma dessas configurações e de suas dimensões é função de um conjunto de variáveis, tais como:

- Vão livre à vencer;
- Altura de segurança necessária;
- Modo de disposição dos cabos condutores;
- Distância entre os condutores e flechas;
- Materiais estruturais;
- Valor da tensão elétrica da linha (em kV);
- Número, tipo e bitola dos cabos condutores por fase;
- Número e tipo dos isoladores, dimensões e formas de isolamento e distâncias de segurança;
- Número de circuitos;
- Modo necessário de resistir aos esforços e função mecânica;
- Condições geotécnicas do terreno de implantação;
- Entre outros.

A principal diferença nas estruturas de suporte está relacionada com a configuração estrutural: torres estaiadas e autoportantes. Elas se diferenciam, basicamente, pelo modo com que transmitem os esforços ao solo.

As torres autoportantes são compostas por quatro montantes, os quais transmitem os esforços às fundações, situadas nos pés dos montantes. As fundações deste tipo de torre são submetidas alternadamente a solicitações de compressão e tração (arrancamento), combinadas com esforços horizontais, excetuando-se as torres de grandes ângulos e torres de fim de linha.

As torres estaiadas são compostas por um corpo metálico, esbelto e modulado, chamado de mastro. Sua estabilidade estrutural é assegurada por cabos de estais pré-tensionados ou protendidos, os quais são fixados ao longo da altura do mastro. Os estais são compostos por cordoalhas de aço com um número

determinado de fios, os quais absorvem parte dos esforços horizontais, gerados longitudinalmente, transversalmente ou de forma combinada à LT. Cada estai possui sua respectiva fundação, a qual transmite os esforços ao solo e que devem resistir à tração inclinada na direção do estai, equilibrando as componentes das resultantes de esforços verticais e horizontais. A outra parte dos esforços é absorvida axialmente pelo mastro central da torre e sua fundação que deve suportar as condições críticas de compressão combinada com esforços horizontais.

A maior desvantagem na utilização de torres estaiadas, segundo Labegalini *et al.* (1992), é que este tipo de estrutura necessita de maior área perimetral para a instalação dos estais em que suas ancoragens se encontram distantes dos mastros das torres, além de também necessitar de uma topografia favorável para a colocação dos mesmos. Em terrenos irregulares, normalmente é preferível a utilização de estruturas autoportantes, as quais são também escolhidas no caso de torres de ancoragem e terminais, o que leva a maior parte das LTs a soluções com os dois tipos de torre.

Segundo Guimarães (2008 apud ARAÚJO, 2010), as torres metálicas treliçadas estaiadas possuem a vantagem de serem estruturas leves, esbeltas e apresentarem um bom comportamento mecânico. Entretanto, devido justamente a estas características, quando submetidas a ações dinâmicas apresentam baixo amortecimento estrutural, sendo consequentemente mais sensíveis às vibrações.

A maior vantagem no uso das torres estaiadas em relação às autoportantes está relacionada ao consumo de aço, o qual é significativamente minorado.

2.2.2 Cabos de estais

Os cabos de estais, necessários em torres estaiadas de LTs, são componentes estruturais compostos por cordoalhas de aço galvanizado com um número específico de fios, podendo ser ainda fabricados com ligas aço-alumínio e aço-cobre melhorando suas propriedades a ambientes que possuem agressividade ao zinco. Estes são caracterizados, além do número de fios, por uma área de seção transversal, massa linear, módulo de elasticidade e carga de ruptura característica.

Conforme Oliveira (2002), os cabos de estais são considerados elementos estruturais, apresentando rigidez apenas na tração axial, ou seja, resistem apenas a tensões longitudinais de tração, onde apresentam uma deformação estrutural permanente, ocasionada pelo ajustamento dos fios em relação à sua alma.

Para remover parcial ou quase que totalmente a deformação estrutural permanente intrínseca dos cabos, é possível aplicar uma operação na fase de fabricação, denominada pré-estiramento, onde esforços de tração são aplicados no cabo. A norma americana ASCE 19-96 (1997) recomenda que todos os cabos estruturais, na sua fabricação, sejam submetidos a forças de pré-estiramento superiores a 50% da sua capacidade resistente nominal.

Após o pré-estiramento, os cabos devem ser submetidos a forças de prétensionamento (protensão) no local onde serão instalados, mais precisamente na fundação lateral em sua região de ancoragem, a fim de garantir a rigidez necessária à estabilidade das torres estaiadas.

Alguns valores de pré-tensionamento são recomendados pela norma canadense CSA S37-01 (2011), onde são sugeridos valores da ordem de 10% da capacidade resistente nominal do cabo, sendo aceitos valores entre 8 e 15%.

Os cabos de estais são tirantes fixados ao longo da altura do mastro das torres estaiadas monomastro ou na estrutura horizontal do topo das torres estaiadas em V, sendo estes tracionados com uma protensão adotada. O objetivo dos estais é absorver uma parcela significativa dos esforços horizontais gerados na estrutura da torre, a fim de manter a estabilidade da mesma. Os esforços absorvidos pelos estais são transmitidos para o solo por meio de suas respectivas fundações (ancoragens), que devem resistir a um esforço de arrancamento inclinado na direção do estai, equilibrando as componentes das resultantes de esforços verticais e horizontais da estrutura. O mastro central da torre absorve a outra parcela de esforços de forma axial, e os transmite à sua fundação na base.

Em sua composição, os cabos de estais são constituídos por uma alma envolvida por pernas, que por sua vez são constituídas por fios ou arames. A figura 2.7, ilustra a estrutura de constituição de um cabo de aço próprio para utilização como estai.



Figura 2.7 – Estrutura de constituição de um cabo de aço próprio para utilização como estai (CIMAF – Manual Técnico de Cabos, 2009).

2.2.3 Cabos condutores

Os cabos condutores, ou simplesmente condutores, são responsáveis por promover a atividade fim de uma LT, garantindo o transporte de energia de forma mais segura e eficiente possível, resistindo às solicitações mecânicas geradas. São obtidos pelo encordoamento de fios metálicos (pernas), normalmente de alumínio ou ligas de alumínio, em torno de um ou mais fios centrais de aço galvanizado (alma).

Assim como os cabos de estais ou qualquer elemento denominado "cabo", os cabos condutores têm a capacidade de resistir apenas a tensões longitudinais de tração.

Os condutores são diretamente conectados à cadeia de isoladores que, por sua vez, estão fixados nas torres de suspensão, geralmente, através de um pino de aço. Em condições normais de operação, os seus pontos de ancoragens são livres para movimentações na ocorrência de alguma ação longitudinal ou transversal à LT.

Todos os elementos que compõe uma LT estão condicionados em seu projeto e dimensionamento a proporcionar o melhor rendimento aos cabos condutores em termos de confiabilidade, segurança e eficiência no transporte de energia.

Dentre os principais tipos de cabos utilizados como condutores em linhas aéreas de transmissão, de acordo com o material empregado, Labegalini *et al.* (1992), descreve os seguintes:

 <u>Cabos de Alumínio (CA)</u>: Confeccionados com fios de pureza de 99,45% e têmpera dura. Na figura 2.8 estão ilustrados alguns exemplos comuns de encordoamento de cabos do tipo CA.



Figura 2.8 – Exemplos comuns de encordoamento de cabos do tipo CA (CBA – Catálogo de Fios e Cabos Condutores para Transmissão e Distribuição de Energia, 2002)

<u>Cabos de Alumínio com Alma de Aço (CAA/ACSR)</u>: Idealizados para suprir a falta de resistência mecânica à tração dos cabos de alumínio. Constituídos por uma alma de 7, 19 ou mais fios de aço galvanizados, e no entorno duas ou mais camadas ou coroas concêntricas de fios de alumínio, do mesmo tipo usado nos cabos de alumínio (CA). Também podem ter a denominação de: Aluminum Conductor Steel Reinforced (ACSR). Algumas combinações corriqueiras do encordoamento de cabos CAA são ilustradas na figura 2.9.



- Figura 2.9 Exemplos comuns de encordoamento de cabos do tipo CAA (CBA Catálogo de Fios e Cabos Condutores para Transmissão e Distribuição de Energia, 2002)
 - <u>Cabos de Ligas de Alumínio (CAL)</u>: Empregam fios de liga de alumínio, encordoados de forma convencional. Possuem uma melhora na resistência mecânica à tração e na estabilidade química do alumínio através de ligas.
 - <u>Cabos de Alumínio Reforçados com Fios de Liga de Alumínio (CALA)</u>: São usados como alma para os cabos, constituindo um cabo central, sobre o qual são enrolados os fios de alumínio. Na primeira camada sobre a alma pode haver fios de alumínio e liga. Nas camadas mais externas, há apenas fios de alumínio.
 - <u>Cabos Especiais (SSAC, CAA-SD, Twisted Pair)</u>: A fim de minimizar um dos fatores que comprometem a vida útil dos cabos, como a vibração gerada nos cabos pela ação do vento, surgiram os cabos com um desempenho melhorado para essas situações. Estes se baseiam na capacidade de autoamortecimento das vibrações, podendo-se, com isso, empregar trações axiais bem mais elevadas, reduzindo-se as flechas nos cabos, podendo-se espaçar mais as estruturas, ou reduzir suas alturas. Os principais tipos de cabos especiais utilizados são: Condutores de Alumínio Suportados pelo Aço (SSAC

Steel Supported Aluminium Conductor), Cabos Auto-amortecidos (CAA – SD) e Par Torcido (Twisted Pair).

Os condutores, de acordo com o modo em que transmitem os esforços às torres e como estas absorvem os mesmos, possuem algumas peculiaridades, as quais são descritas no capítulo seguinte.

Em termos de comportamento mecânico, todo elemento considerado como cabo tem a característica de oferecer resistência apenas aos esforços de tração, dessa forma os elementos de cabo não possuem rigidez à compressão. Na determinação de alongamentos e tensões em elementos de cabo submetidos a esforços de tração, é possível utilizar modelos lineares e não-lineares. Os modelos não-lineares são considerados mais próximos da realidade do que os lineares.

3 AÇÕES EM ESTRUTURAS DE LT

As principais ações atuantes em torres de LT são: cargas permanentes oriundas do peso próprio, cargas provocadas pela ruptura de cabo e ações de natureza meteorológica, como por exemplo, a ação do vento ou, em regiões mais frias, o peso próprio da neve (gelo) sobre os cabos e as torres. No caso de torres estaiadas, ainda deve ser considerado o efeito da protensão dos estais.

As ações permanentes de peso próprio incluem o peso da torre, das cadeias de isoladores, das ferragens, dos acessórios, e o peso dos cabos condutores e pararaios, que é dado pelo produto entre o peso linear do respectivo cabo e o vão de peso a ser considerado. A figura 3.1 ilustra o carregamento típico em torres estaiadas do tipo tangente (suspensão).



Figura 3.1 – Carregamento típico em torres estaiadas de LT do tipo tangente (suspensão) (KAMINSKI, 2007).

Em linhas de transmissão as estruturas de suporte possuem algumas características quanto ao seu modo de absorção dos esforços transmitidos pelos condutores. São geradas duas componentes de reação de esforços a fim de equilibrar a força axial (T) originada dos cabos condutores, onde uma delas reage através de uma força vertical (P) e outra horizontal (To). O diagrama de esforços relativo a essas forças é apresentado na figura 3.2.



Figura 3.2 – Representação do diagrama de forças e suas componentes em um vão de uma linha de transmissão (Adaptado, LABEGALINI *et al.*, 1992)

A força axial "T", advinda das tensões de tração geradas nos cabos, é absorvida pela estrutura de suporte, enquanto a força vertical "P" é equilibrada pelo peso do condutor. Também, conforme a figura 3.2, dentro de um vão "a" de uma LT, admite-se uma "altura de segurança" (menor distância do condutor ao solo), representada por "hs" e uma flecha máxima "f" no condutor, localizada no ponto de menor altura do cabo.

3.1 Vento

Uma das principais preocupações nos projetos de torres de LT é a ação do vento. Isso é justificável, pois seu efeito nas estruturas de suporte, em termos mecânicos, são muito significativos. Kaminski (2007), afirma que o efeito da ação do vento, em torres de suspensão, é responsável pelo esforço máximo em cerca de 80% das barras da estrutura.

Os eventos de falhas e colapsos em torres de linhas de transmissão, em sua maior parte, estão associados à ação do vento e, em menor escala, à ruptura de cabo. Esses eventos têm gerado grandes prejuízos às companhias responsáveis pelas linhas de transmissão. Em razão disso, alguns trabalhos têm sido desenvolvidos para minimizar as probabilidades de novas ocorrências, buscando melhorar a forma de análise e a concepção dos projetos, tais como Mcclure e Lapointe (2003), Miguel *et al.* (2005), Kaminski *et al.* (2005) e (2009), Kaminski (2007), Menezes *et al.* (2007), Milani (2012), Bentes (2013), entre outros.

A ação do vento possui natureza dinâmica, porém, por simplicidade, os procedimentos usuais de projeto a considera de forma estática, por meio de "ações estáticas equivalentes". Ainda que, para obter resultados mais satisfatórios e realistas, o ideal seria que a natureza dinâmica das ações devidas ao vento fosse levada em consideração na análise.

No Brasil, as ações de vento em linhas de transmissão, são determinadas pelas normas NBR 5422 (1985) e NBR 6123 (1988), além das recomendações da IEC 60826 (2003), que associa a velocidade do vento em uma região a um período de retorno, função do nível de confiabilidade para o qual a linha de transmissão é projetada.

3.2 Ruptura de cabo

As quedas de linhas de transmissão são prejuízos de grande vulto e a recuperação destas muitas vezes demanda um tempo considerável. De acordo com a Revista FURNAS (2007), a empresa FURNAS Centrais Elétricas S.A., que atua no segmento de geração e transmissão de energia em alta e extra-alta tensão, adquiriu um conjunto de torres de emergência em alumínio que possibilita restabelecer com mais agilidade e segurança os circuitos das LTs desligados por queda de torres. O equipamento é utilizado em situações em que a reconstrução do circuito original demandar um longo período de tempo. Algumas das quedas de torres de LT ocorrem em razão da ruptura de um ou mais cabos.

Segundo a NBR 5422 (1985), a ruptura de cabo, para efeito de carregamento, deve ser considerada como um esforço estático residual, equivalente ao esforço

posterior ao rompimento de um cabo condutor ou para-raios. Em relação aos mecanismos provocadores do colapso de cabos em estruturas de LTs, a norma brasileira aponta que a ruptura dos cabos é resultante da fadiga provocada pela ação do vento ou de algum outro evento casual (queda de avião, sabotagem, etc).

Os cabos estão sujeitos a falhas decorrentes dos tipos e intensidades de solicitações a que são submetidos e também a sua capacidade de resistir as mesmas. Os cabos condutores das linhas aéreas de transmissão, para que se mantenham suspensos acima do solo, são submetidos a forças axiais, que variam com a mudança das condições ambientais, tais como variações de temperatura e o vento atmosférico. As variações de temperatura causam aumentos ou diminuição de tração nos cabos e a ação do vento, que incide sobre a superfície dos condutores, exerce uma pressão sobre os mesmos, traduzindo-se também num acréscimo de tração axial. A variação destes esforços pode provocar fadiga e levar o cabo à ruptura.

A tração axial advinda da ação do vento pode provocar vibrações nos cabos, função da direção e velocidade do vento incidente, gerando um fenômeno denominado "vibração eólica". O colapso de fios dos cabos condutores ou para-raios muitas vezes pode ser função da frequência de incidência desse fenômeno, provocando um processo de fadiga.

Sabe-se que a ação do vento é a principal preocupação no projeto de torres de LT. Porém, os carregamentos originados da ruptura de cabo em LTs são fenômenos não muito raros, e merecem atenção especial, portanto, devendo ser considerados como uma das hipóteses de carga no projeto mecânico das estruturas de suspensão e de ancoragem. Tal carregamento é dinâmico por natureza, no entanto, na prática de projeto de torres é considerado como "estático equivalente", que por sua vez é aplicado diretamente na torre (sem cabos) na direção longitudinal à LT. Cabe salientar que tal hipótese de carga não tem como objetivo evitar o colapso da torre de suspensão próxima a ruptura do cabo, mas sim fornecer uma rigidez longitudinal e torsional adicional as estruturas a fim de evitar o colapso em sequência de diversas torres, denominado efeito cascata, sendo este um dos principais causadores dos grandes prejuízos em companhias geradoras.

É importante salientar também que o colapso de uma torre devido à ação de um vento extremo pode ser reparado em um período relativamente curto, enquanto que consertar um segmento inteiro de uma LT devido a uma falha do tipo cascata pode exigir prazos maiores, e os custos envolvidos são proporcionais ao período de interrupção da energia elétrica. Ultimamente, pesquisas focando na resposta de torres de LTs submetidas à ações dinâmicas, quando na falha de qualquer componente da linha, têm revelado que o rompimento de cabos é considerado um desencadeador do efeito cascata. Dentre elas destacam-se os trabalhos de Peyrot *et al.* (1980), Mozer *et al.* (1981), Vincent *et al.* (2004), Kaminski *et al.* (2005), Clark *et al.* (2006), Kaminski (2007), Menezes *et al.* (2007) e Bentes (2013). A seguir, serão discutidos alguns destes trabalhos.

Em 2013, Bentes analisou a resposta estática e dinâmica de torres de LT, simulando a ruptura de cabos. Para isso, foram desenvolvidos modelos numéricos de torres autoportantes e estaiadas. Os modelos foram analisados com algumas variações, a fim de não restringir as respostas à apenas um tipo de trecho simulado. Dessa forma, as torres autoportantes e estaiadas foram modeladas, primeiramente, de maneira isolada (simplificada), sem considerar a influência das demais torres adjacentes. A segunda variação estabelecida, para análise dinâmica apenas, considerou uma torre com dois vãos de cabos. Na última, o modelo numérico das torres desenvolvido para análise dinâmica possui quatro torres e cinco vãos de cabos, sendo que no modelo com torres estaiadas é desenvolvido outro modelo com razão de amortecimento crítico de $\zeta = 5\%$, enquanto que nos demais modelos ζ = 10%. Os modelos numéricos criados são aplicados para as torres autoportantes e estaiadas, chegando a um total de nove (9) modelos: dois (2) para a análise estática; dois (2) para a análise dinâmica simplificada; dois (2) para a análise dinâmica utilizando o desligamento de um elemento finito de cabo no modelo com uma torre e dois vãos; dois (2) para a análise dinâmica utilizando o desligamento de um elemento finito de cabo no modelo com quatro torres e cinco vãos; um (1) para a análise dinâmica utilizando o desligamento de um elemento finito de cabo no modelo com quatro torres estaiadas e cinco vãos com razão de amortecimento crítico $\zeta = 5\%$.

As torres estaiadas e autoportantes analisadas são torres para LTs de corrente contínua (CC), ou seja, com apenas dois cabos condutores. Cada torre suspende dois feixes de quatro cabos condutores (um feixe por braço), com suas respectivas cadeias de isoladores, e dois cabos para-raios. Para todos os modelos, a não linearidade geométrica da estrutura foi considerada e trabalhou-se com a

hipótese de ruptura dos quatro cabos condutores simultaneamente (um feixe de cabo). Nos modelos completos foi avaliada a influência da ruptura do cabo não apenas nas torres adjacentes ao local do rompimento, como também a sua influência ao longo da linha.

A torre estaiada possui silhueta do tipo monomastro e a autoportante é do tipo tronco piramidal, ambas de circuito simples. As configurações geométricas das torres consideradas estão ilustradas na figura 3.3.



Figura 3.3 – Silhueta das torres autoportante e estaiada, vistas frontal e lateral (dimensões em milímetros) (BENTES, 2013)

Os comprimentos dos vãos foram de 571 metros. Os segmentos de vãos e o elemento finito selecionado para romper são apresentados na figura 3.4.



(b)

Figura 3.4 – Configuração do modelo numérico com uma torre e dois vãos (a) e configuração do modelo numérico com quatro torres e cinco vãos e elemento finito selecionado para romper na análise dinâmica (b) (BENTES, 2013)

Para a solução do problema dinâmico, foi considerado o método de integração direta implícito, com a aplicação do método de Newmark, que resolve numericamente a equação de movimento. Na solução estática dos modelos isolados, foi considerada a aplicação de "cargas estáticas equivalentes" na simulação da ruptura de cabos (NBR 5422 (1985)).

Os resultados dos modelos constituídos por apenas uma torre e com o carregamento estático equivalente foram tomados como referência e comparados com os resultados obtidos na análise dinâmica dos modelos representativos de um trecho de LT, estes com quatro torres e cinco vãos de cabos. Desse modo, foram selecionadas algumas barras das torres para o monitoramento de resultados, assim

como ilustrado na figura 3.5 (a) para a torre autoportante e na figura 3.5 (b) para a estaiada.



Figura 3.5 – Identificação das barras das torres monitoradas nas análises para as torres autoportantes (a) e estaiadas (b) (BENTES, 2013)

Para os modelos com quatro torres e cinco vãos de cabos, o esforço normal nas barras de montante (destacadas em azul na figura) e diagonais (destacadas em vermelho na figura), é ilustrado na figura 3.6 (a) e figura 3.6 (b), respectivamente. Pode-se observar, valores de esforço normal maiores nas barras da torre mais próxima do ponto de ruptura de cabo. As barras mais solicitadas são aquelas localizadas na mísula de fixação dos estais e acima dela.



Figura 3.6 – Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes superiores (barra 116 (a)) e barras da mísula superior (barra 16 – (b)) das quatro torres estaiadas (BENTES, 2013)

Apesar da resposta estática geralmente apresentar um valor de solicitação próximo aos valores obtidos na resposta dinâmica após cessar a vibração do sistema, estas não apresentaram valores significativamente superiores, ou consideravelmente mais favoráveis à segurança, com relação à resposta dinâmica para esse tipo de torre.

Menezes *et al.* (2007), analisaram de forma dinâmica um segmento de nove vãos de cabos com 400 metros cada e oito torres comparando com a análise estática considerada na prática de projeto. As torres são de suspensão reforçada, denominadas "SY", tipo autoportante, com silhueta tronco piramidal, circuito duplo de 138 kV com seis cabos condutores e dois para-raios, altura total de 33,4m e abertura na base de 5m. O segmento foi submetido à ruptura do cabo condutor e a análise dinâmica considerou o comportamento não-linear dos cabos e barras das torres. Foi considerada uma condição de simetria no segmento de LT analisado para simplificar o modelo. A figura 3.7 (a) apresenta a torre e as barras analisadas, e a figura 3.7 (b) ilustra o trecho analisado (considerada a simetria) e identifica o cabo selecionado para romper.



Figura 3.7 – Torre SY e posição das barras analisadas (a); Segmento de LT analisado com oito torres e condições de simetria (b) (MENEZES *et al.*, 2007)

Os resultados do esforço normal nas barras de montante e diagonais em resposta estática e dinâmica são apresentados na figura 3.8 (a) e 3.8 (b), respectivamente. Os valores dos esforços normais são maiores nas barras da torre mais próxima do ponto de ruptura.



Figura 3.8 – Esforço normal na barra de montante 224 das torres 1, 2, 3 e 4 (a); Esforço normal na barra diagonal 365 das torres 1, 2, 3 e 4 (b) (MENEZES *et al.*, 2007)

Comparando a resposta estática com a resposta dinâmica da estrutura, notase que a relação entre o esforço máximo normal de tração ou de compressão obtido na análise dinâmica e o esforço calculado segundo a prática usual de projeto para as barras analisadas, apresentou um valor médio de amplitude de 67% para os montantes e 69% para as diagonais.

Em Kaminski (2007), foram avaliadas as incertezas de modelos mecânicos, através de uma análise dinâmica trechos de LT com duas, quatro, seis e oito torres metálicas autoportantes treliçadas, submetidos à ruptura de cabo. O modelo mais aprimorado considerado no trabalho inclui torres, cadeias de isoladores, cabos condutores e cabos para-raios do trecho de LT com oito torres e nove vãos. Comparando as respostas entre os modelos, concluiu-se que os valores de pico dos esforços dinâmicos são bastante superiores aos esforços obtidos através da prática usual de projeto que utiliza as "cargas estáticas equivalentes". Estes valores foram, em média, em torno de 40% superiores.

Em um estudo de Vincent *et al.* (2004), foi avaliada a resposta dinâmica de um trecho de LT (de voltagem 230 kV) composto por 12 torres, de forma numérica e experimental (em escala real). A linha, denominada Saint-Luc-de-Vincennes, foi ensaiada no Canadá. Foram realizados 15 ensaios, sendo três referentes a ruptura de condutor posicionado entre as torres 72 e 73, como ilustrado na figura 3.9. O condutor teve suas tensões medidas experimentalmente com células de carga em dois pontos: no ponto adjacente à ruptura, onde está localizada a torre de suspensão 73 e no ponto próximo à torre de ancoragem 82.



Figura 3.9 – Trecho analisado da linha Saint-Luc-de-Vincennes (VINCENT *et al.,* 2004 apud BENTES, 2013)

A resposta dinâmica experimental em escala real no cabo condutor teve uma resposta muito próxima à resposta dos testes em modelos numéricos, mostrando excelente concordância entre os modelos, conforme pode ser observado na figura 3.10 e 3.11.



Figura 3.10 – Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 73 (Tração inicial: 19 kN; Tração Residual: 12 kN; Pico dinâmico: 33 kN) (VINCENT *et al.* 2004 apud CIGRÉ, 2012)



Figura 3.11 – Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 82 (Tração inicial: 19 kN; Tração Residual: 18,5 kN; Pico dinâmico: 45 kN) (VINCENT *et al.* 2004 apud CIGRÉ, 2012)

Com este estudo percebe-se que os valores de tração no condutor ao longo do tempo e o momento em que ocorrem os dois primeiros picos são bastante próximos, permitindo a validação do modelo numérico.

Clark *et al.* (2006) realizaram uma instrumentação em um trecho da LT Rochdale Tee – Tottington, composto por 5 torres que foram construídas em 1958 no Reino Unido, em que estas seriam desmontadas após uma revisão da linha em 2001. Dessas, quatro torres foram instrumentadas com *strain gauges* fixados barras montantes e nas barras diagonais do pé da torre mais próximas do solo. Entretanto, apenas duas torres constituíram o sistema principal de ensaio, instrumentadas com acelerômetros triaxiais em cada um de seus braços, para indicar a aceleração (e após a dupla integração desta, o deslocamento) da torre durante e depois do carregamento, e com células de carga posicionadas entre os braços da torre analisada e o equipamento de "liberação" da carga no cabo, denominado *Load Release Mechanism* (LRM), que proporciona um ensaio não destrutivo na simulação de ruptura de cabo.

Dessa forma foi obtida a resposta dinâmica dos esforços nas barras e deslocamentos das torres submetidas na simulação da ruptura de um cabo condutor e para-raios. As duas torres apresentaram tanto momento torsor quanto momento causado pelo balanço longitudinal. As pernas das torres apresentaram um resultado típico do desenvolvimento da solicitação. Após a ruptura é observado um pico de solicitação associado com o impulso natural da carga aplicada e em seguida a solicitação residual de aproximadamente 40% menor que o pico após a nova configuração do sistema. No instante da ruptura ocorre uma de carga para 60kN e imediatamente após esse instante as barras da base começam a ser solicitadas. Esse atraso representa o tempo necessário para a informação da ruptura no braço do meio da torre ser transmitida para a base da estrutura. Nesse período a solicitação alcança seu pico dinâmico a uma taxa de crescimento aproximada de 1700 kN/s. Depois disso, a torre responde oscilando livremente com uma frequência natural da ordem de 3 Hz. Outro resultado importante diz respeito a qual condutor é levado à ruptura. Concluiu-se que as maiores solicitações na base da torre são as obtidas devido à ruptura de um condutor localizado mais no topo da torre, ou seja, mais distante da base.

Em outro trabalho, Peyrot *et al.* (1980), realizaram um ensaio experimental em um trecho de LT submetido à ruptura de cabo, em que os resultados e conclusões,

foram utilizados no trabalho Peabody e McClure (2002) para validação dos seus modelos numéricos. Com os resultados numéricos e experimentais de Peabody e McClure (2002), sobre a resposta dinâmica de um vão de LT submetido à ruptura de um condutor, são feitas algumas considerações em termos de tensão no cabo e comportamento global do vão. Observou-se o comportamento típico da sequência de eventos que ocorrem nos primeiros momentos que seguem a ruptura de um condutor em um vão suspenso, A figura 3.12, extraída de CIGRÉ B2-12 WG22 (2012 apud BENTES, 2013), ilustra esses eventos.



Figura 3.12 – Sequência de eventos no vão após a ruptura de condutor (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012 apud BENTES, 2013).

No momento anterior à ruptura do cabo (Evento A) o esforço de tração na cadeia de isoladores é igual ao peso do cabo suportado pela mesma, de magnitude igual à força de tração em EDS, ou de valor superior dependendo das condições de clima no momento. Posteriormente à ruptura, o esforço no cabo subitamente resulta quase zero e, então, rapidamente se propaga uma onda elástica axial ao longo da seção da linha adjacente ao ponto de ruptura, onde a energia é parcialmente absorvida por pontos resistentes da linha e o restante refletido na região da falha. A alta variação repentina do cabo provoca um rápido movimento da cadeia de isoladores para a direita (Evento B). Devido ao movimento da cadeia de isoladores, uma onda transversal é dissipada na linha, quando o primeiro pico de tração no cabo ocorre (Estágio C). Cabe citar que, normalmente, o giro da cadeia de isoladores é restrita a cerca de 90°. A tração no cabo decresce a medida que a onda retorna, refletida do segundo suporte, se dissipando de volta ao primeiro suporte. A oscilação da cadeia de isoladores gera um segundo impacto, em que ocorre um acréscimo repentino do comprimento do vão, igual ao comprimento do conjunto de suspensão no vão, causando a queda livre do cabo. No momento em que este movimento atinge seu ponto mais baixo, é provocado um segundo pico de tração. Este pico pode ser maior que o primeiro, dependendo do comprimento do conjunto (Estágio D). (PEABODY e McCLURE, 2002).

Como visto anteriormente, diversos trabalhos têm mostrado que em uma análise dinâmica de torres de LT, os esforços encontrados no estado final, isto é, após a estrutura parar de vibrar em razão da ruptura de um cabo, são bastante próximos daqueles encontrados na prática de projeto com as cargas "estáticas equivalentes". No entanto, os valores de pico destes esforços são bastante superiores.

Cabe salientar que estes resultados demonstram mais um parâmetro de incerteza na determinação das respostas a esse tipo de ação. Tal incerteza também é associada ao tipo de torre utilizada na LT.

Na literatura existem alguns trabalhos referentes à ruptura de cabos em torres de LTs. Contudo, a grande maioria é para linhas compostas por torres autoportantes. No caso de torres estaiadas, as quais são estruturas bem mais flexíveis do que as torres autoportantes, seu comportamento dinâmico quando submetidas à ruptura de cabo ainda é pouco conhecido, necessitando a elaboração de mais estudos para uma comparação com a prática de projeto. Com respeito à aplicação das cargas nos modelos numéricos, segundo Menezes *et al.* (2007), este é função do tipo de torre analisada. Como exemplo o autor afirma que: "nas torres de ancoragem e de final de linha, as quais são projetadas para interromper um eventual efeito cascata, as cargas devem ser aplicadas em todos os braços, supondo a ruptura de todos os cabos. Já nas torres de suspensão, as quais são projetadas para suspender os cabos e resistir a forças laterais devido à ação do vento, a carga é aplicada em um braço, supondo a ruptura de um único cabo".

O carregamento gerado pela ruptura de um cabo que deve ser aplicado diretamente na torre de suspensão é estabelecido pela tração em regime EDS (Every Day Stress) do cabo, a qual para um cabo condutor é da ordem de 20% da sua carga de ruptura à tração UTS (Ultimate Tension Stress), considerando também um alívio de 20% nesta força devido ao movimento da cadeia de isoladores. Assim, o valor que deve ser tomado, equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento, é da ordem de 16% da UTS, no caso de um cabo condutor (KAMINSKI, 2007).

No trabalho de Bentes (2013), em razão do tipo de torre estaiada, cabos e vãos considerados, foi considerada no projeto da torre uma tração em regime EDS (Every Day Stress) para os cabos condutores da ordem de 27,5% da UTS.

Mourão (2005) considera que a fadiga ocorre usualmente nos locais em que o movimento dos condutores está restringido e é causada pelo dobramento alternado do condutor solicitado de forma dinâmica. Também, o nível de rigidez com a qual a restrição é dada está diretamente ligado ao processo de fadiga, principalmente no sentido vertical. Isso explica o motivo da ruptura de cabo ocorrer com mais frequência nas proximidades de grampos de suspensão, sob as cadeias de isoladores, do que em outros dispositivos, tais como grampos de ancoragem, espaçadores, emendas e esferas de sinalizadores de advertência, pois nesses sempre há alguma mobilidade vertical.

Outro mecanismo que pode levar o rompimento de cabos é a montagem ou manutenção incorreta das LTs. Por exemplo, se os parafusos dos grampos forem muito apertados, pode ser criado um ponto de restrição de movimento o que dá início a um processo de fadiga no local (BENTES, 2013).

Segundo Labegalini *et al.* (1992), outro fator importante que pode levar a falhas em cabos condutores, diz respeito a sua capacidade de operar com temperaturas mais elevadas (ampacidade), pois quando submetidos ao efeito

térmico, em razão de um aumento significativo da carga elétrica (corrente elétrica) no sistema, em pontos já fadigados dos cabos pode levar a um rompimento.

Segundo Mourão (2005), o efeito térmico gerado no cabo condutor pode ser mascarado pela ação do mesmo vento que produz a vibração eólica, causadora da fadiga no cabo, o qual resfria o condutor, sendo esta uma das dificuldades da inspeção de problemas dessa natureza nas LTs. Dentre outras dificuldades de se identificar as falhas parciais nos cabos de LTs, destaca-se a ruptura dos fios dos cabos quando se dão no interior dos grampos de suspensão, em inspeções aéreas. Segundo o autor, para inspeções feitas de forma terrestre, essas falhas são praticamente invisíveis a olho nu.

3.3 Efeito cascata

De forma geral, o efeito cascata pode ser definido como o colapso progressivo de torres, gerando uma reação em cadeia em larga escala. Esse fenômeno ocorre devido à falha de algum elemento estrutural da LT, e geralmente é desencadeado pela ruptura de um ou mais cabos ou seus elementos de sustentação, o que provoca esforços nas torres longitudinais à LT.

O efeito cascata nas LTs, como sugere Starossek (2009), apresenta características semelhantes às do colapso do tipo dominó, porém ocorrem duas diferenças entre estes. Uma delas está no impacto de um elemento sobre o próximo elemento, que pode ser indireto, isto é, ocorre através de outros elementos. Nesse aspecto, em LTs, os cabos são os transmissores da solicitação, no entanto, a ação não necessariamente deve ser somente de "empurrar", mas também de "puxar". A segunda diferença se dá no colapso das torres, que não necessariamente precisam se propagar na direção do desencadeamento da cascata, podendo ocorrer tanto de forma longitudinal (mais comum) quanto transversal (menos comum) à linha.

A ocorrência de um colapso longitudinal ou transversal, segundo Bentes (2013), é função da origem do carregamento e de qual elemento estrutural tenha atingido a ruptura.

A seguir são apresentados, nas figuras 3.13, 3.14 e 3.15, alguns casos de colapso em trechos de LTs, causados pelo efeito cascata durante tempestades.



Figura 3.13 – Efeito cascata longitudinal: Linha de 735kV no Canadá durante a uma grande tempestade de gelo em janeiro de 1998 (B. BREAULT, LA PRESSE, 1998 apud BENTES, 2013).



Figura 3.14 – Efeito cascata transversal na LT Rubí-Vandellós-Pierola de 400 kV na Espanha durante uma tempestade em 2008 (LOPEZ, 2008 apud BENTES, 2013).



Figura 3.15 – Efeito cascata transversal de cinco torres de 400 kV devido a uma tempestade em maio de 2006 na República Tcheca. (FRONEK, 2006 apud BENTES, 2013).

Em síntese, Starossek (2009) aponta uma lista de características intrínsecas do efeito cascata:

- Falha inicial de um elemento;
- Queda do elemento em um movimento de corpo-rígido em torno do eixo da base de ruptura;
- Transformação de energia potencial em energia cinética;
- Desaceleração abrupta do movimento do elemento através da ativação de outros elementos discretos; a força horizontal induzida pelo evento é tanto de origem estática quanto dinâmica, resultantes da inclinação e do movimento de desaceleração do elemento;
- Falha dos outros elementos adjacentes devido ao carregamento horizontal do elemento desacelerado;
- Colapso progressivo na direção horizontal.

Nas últimas décadas a maioria das cascatas ocorridas foi longitudinal, quando desencadeadas pela falha de algum elemento estrutural que mantinha a tensão nos condutores. Contudo, quando uma estrutura de suspensão falha na direção transversal os vãos adjacentes tornam-se muito maiores e, também, altos valores de

solicitação são induzidos nas estruturas adjacentes, originando significantes carregamentos em desequilíbrio na transversal e na longitudinal. Se estas estruturas falham, um colapso progressivo pode ser desencadeado, originando uma cascata transversal. É importante distinguir quando, ao longo de uma linha, ocorre, de fato, o efeito cascata e quando existe a falha múltipla de suportes.

Cascatas transversais das linhas aéreas são quase exclusivamente iniciadas por eventos de ventos convectivos (thunderstorms) e grandes tempestades de ventos sinópticos. Há alguns anos atrás, as cascatas transversais eram diagnosticadas muitas vezes erroneamente, sendo classificadas como "múltiplas falhas causadas por uma parede de vento, levando ao colapso múltiplas estruturas" (ASCE Manual 74, 2010). No entanto, durante as grandes tempestades de vento como, por exemplo, ciclones tropicais, furacões, tufões e tempestades extratropicais é mais provável que, inicialmente, na zona de ação da tempestade, ocorra a falha múltipla dos elementos estruturais. Com o colapso dos elementos, o efeito cascata pode ser desencadeado e agir ao longo da linha, em uma distância além do local atingido pela tempestade (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012).

O Quadro 3.1 a seguir relata o histórico das principais falhas em LTs do século XXI, apontando o número e tipo de torres envolvidas e as ações desencadeadoras das falhas, seguidas ou não de eventos do tipo cascata.

Quadro 3.1 – Histórico das principais falhas do tipo cascata do século XXI a nível mundial (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012).

Local e data	Número e tipo de torres atingidas	Ação desencadeadora
Estados Unidos (Oklahoma) Dezembro de 2002	Mais de 1700 estruturas de LTs danificadas (138 kV e 345 kV);	Tempestade de Gelo
Estados Unidos (Nebraska) Maio de 2004	Várias estruturas de transmissão danificadas; Falhas em cascata não especificada.	Tornados.
Sul da Scandinavia e Países Bálticos Janeiro de 2005	Danos em mais de 20.000 km de linhas de transmissão na Suécia. Atinge 2000 km de linhas de transmissão na Letónia e mais de 50.000 km em linhas de distribuição; Apenas 3 torres de LTs caíram (duas de 330 kV e uma de110 kV) e 34 torres (110 kV) foram danificadas.	Tempestade de vento violenta. Ventos de furacão com rajadas superiores a 144 km/h; Árvores quebradas se chocando nas linhas de transmissão e causando rupturas dos condutores.
China (Xuyi County) Abril de 2005	Colapso de 8 torres de 500 kV; Cascata transversal e torsional em torres metálicas de circuito duplo de 500 kV. Linha Shuangbei (torres 187 a 194).	Tornado; Torre 191 diretamente atingida pelo tornado.
Estados Unidos (Louisiana e Costa do Golfo do Mississippi) Agosto de 2005	Colapso de 300 torres metálicas de LT; 78 torres de 46 kV, 177 de 115 kV, 47 de 230 kV e uma de 500 kV. Varias torres colapsaram na travessia do rio.	Furacão Katrina, com rajadas superiores a 144 km/h, quebrando árvores e detritos; Picos de vento causando choques de elementos entre si nas LTs.
Sul da China Fevereiro de 2008	Falhas múltiplas nas linhas de transmissão. 5420 torres metálicas colapsaram e outras 1841 foram danificas. Todas voltagens de transmissão foram afetadas: 110 kV, 220 kV, 330 kV e 500 kV.	Tempestades de neve, exceto nas províncias de Guizhou, Hunan, Hubei, Anhui, Jiangxi e Guangxi.
Estados Unidos (Tennessee Valley) Abril de 2011	350 estruturas de transmissão danificadas. Não foram detectados efeitos cascata.	Tornado.

Referente à normatização para o dimensionamento de torres de LTs contra o efeito cascata por conta de carregamentos provindos do rompimento de cabos, no Brasil, a NBR 5422 (1985), a qual regulamenta o projeto de torres de LT, estabelece alguns critérios, porém estes não são bem definidos. A recomendação da norma brasileira para este caso está escrita de forma básica, sem recomendar alguma metodologia e se quer apresenta qualquer valor mínimo de ação. A norma sugere apenas que seja aplicada uma carga longitudinal equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento de um cabo. O guia americano "ASCE" (American

Society of Civil Engineers – Manual 74, 2010) já é mais específico para os casos de dimensionamento ao efeito cascata, recomendando três metodologias. A primeira recomenda que as torres sejam dimensionadas de modo a suportar carregamento de ruptura de um cabo. Para a segunda, a recomendação refere-se a estruturas de ancoragens intermediárias, que devem ser instaladas ao longo da LT, a fim de cessar a transmissão de solicitação entre os vãos. Por fim, a terceira metodologia sugere a instalação de grampos que proporcionem o deslizamento do cabo no ponto de fixação. Cabe salientar que a primeira metodologia não é bem definida quanto à consideração de um valor mínimo de carga longitudinal na torre, apenas sugerindo que o carregamento deve ser baseado na carga estática residual após a ruptura do cabo. Desse modo, mesmo havendo métodos e recomendações previstas em normas do mundo inteiro, ainda não há um critério específico para o dimensionamento das torres à ações dinâmicas de ruptura de cabos.
4 MÉTODO NUMÉRICO DE INTEGRAÇÃO DIRETA

4.1 Generalidades

A avaliação do comportamento de uma torre estaiada de LT, submetida à ruptura de cabo, é realizada através de três tipos de análise: análise estática, análise modal e análise dinâmica no domínio do tempo.

As análises estática e modal foram realizadas no programa de elementos finitos ANSYS (versão 14.0). Já a resposta dinâmica da estrutura no domínio do tempo foi obtida através de uma rotina desenvolvida em FORTRAN por Kaminski (2007) para a análise de torres autoportantes e adaptada neste trabalho para torres estaiadas. A rotina utiliza o método de integração direta (MID) das equações do movimento, de forma explícita, empregando diferenças finitas centrais. As análises numéricas são apresentadas e detalhadas no capítulo 6.

O método numérico de integração direta explícito utilizado neste trabalho é descrito a seguir.

4.2 Método de integração direta explícito

Na solução de problemas dinâmicos frequentemente têm-se utilizado métodos explícitos de integração direta, entretanto, em análises de estruturas de LTs não é muito comum o seu emprego. A seguir é apresentada, de forma resumida, a teoria do MID de forma explícita.

Para a solução do vetor de coordenadas nodais da estrutura " $q_{(ti)}$ " em um tempo discreto " t_i ", são utilizados um conjuntos de vetores " $q_{(ti-k)}$ ", com tempos discretos anteriores " t_{i-k} ", em que k = 1, 2, 3, ..., i.

Na obtenção das coordenadas nodais da estrutura " $q_{(ti)}$ " nas direções *x*, *y e z*, e na resolução das equações de equilíbrio dinâmico em cada tempo discreto " t_i ", através do método de integração direta explícito, a partir da equação do movimento de sistemas com múltiplos graus de liberdade (GDL), uma estrutura com *n* GDL pode ter seu comportamento dinâmico representado pela seguinte equação diferencial matricial:

$$M \cdot \ddot{q}_{(t)} + C \cdot \dot{q}_{(t)} + K \cdot q_{(t)} = F_{(t)}$$
(4.1)

onde:

 $q_{(t)}$ é o vetor de coordenadas nodais no instante de tempo "t";

 $\dot{q}_{(t)}$ é o vetor de velocidades nodais no instante de tempo "t";

 $\ddot{q}_{(t)}$ é o vetor de acelerações nodais no instante de tempo "t";

 $F_{(t)}$ é o vetor de forças externas nodais no instante de tempo "t";

M, *C* e *K* são as matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, respectivamente.

Utilizando-se as diferenças finitas centrais para resolver as equações de equilíbrio dinâmico, a expressão para obtenção das coordenadas nodais da estrutura em cada instante de tempo, nas direções x, $y \in z$, fica sintetizada da seguinte forma:

$$\left[\frac{1}{\Delta t^2}M + \frac{1}{2\Delta t}C\right]q_{(t+\Delta t)} = F\left[K - \frac{2}{\Delta t^2}M\right]q_{(t)} - \left[\frac{1}{\Delta t^2}M - \frac{1}{2\Delta t}C\right]q_{(t-\Delta t)}$$
(4.2)

em que:

t é o tempo (em segundos);

 Δt é o intervalo de tempo de integração (em segundos).

Após conhecido o estado do sistema nos instantes "(t)" e " $(t - \Delta t)$ ", é possível calcular o segundo membro da equação (4.2) e em seguida determinar o estado do sistema no intervalo de tempo seguinte " $(t + \Delta t)$ ".

Para dar início ao processo, as condições iniciais " $q_{(t)}$ " e " $\dot{q}_{(t)}$ "devem ser especificadas, uma vez que:

$$q_{(0-t)} = q_{(0-t)} - \Delta t \, \dot{q}_{(0)} + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{q}_0$$
(4.3)

O vetor de aceleração " $\ddot{q}_{(0)}$ " na expressão acima pode ser calculado a partir da expressão (4.1), considerando o instante de tempo t = 0:

$$\ddot{q}_{(0)} = M^{-1} \left(F_{(0)} - C \cdot \dot{q}_{(0)} - K \cdot q_{(0)} \right)$$
(4.4)

Quando se utiliza uma matriz de massa "*M*" discreta e uma matriz de amortecimento "*C*" proporcional a matriz de massa, portanto, "*M*" e "*C*" diagonais, a matriz resultante que multiplica " $q_{(t+\Delta t)}$ " na expressão (4.2), resultará também diagonal, e o problema se reduz a *n* equações algébricas desacopladas, cuja solução é trivial. Tem-se então um *método explícito*.

Consequentemente, como se utilizará apenas elementos de treliça espacial no modelo, não haverá necessidade de formar a matriz de rigidez global *K*, pois a integração pode ser efetuada em nível de elemento, sem a necessidade de se utilizar um processo de solução de sistemas de equações para determinar o vetor " $q_{(t+\Delta t)}$ ", resultando numa significativa redução do esforço computacional em relação aos métodos implícitos.

Dessa forma, a equação das diferenças finitas centrais para o cálculo dos deslocamentos em qualquer nó da estrutura, nas direções *x*, *y* e *z*, no tempo $(t + \Delta t)$, é dada por:

$$q_{(t+\Delta t)} = \frac{1}{c_1} \left[\frac{\Delta t^2}{m} \cdot f_t + 2 \cdot q_t - c_2 \cdot q_{(t-\Delta t)} \right]$$
(4.5)

em que:

 f_t é a componente da força nodal resultante na direção correspondente (em Newton) no tempo *t*;

 q_t é a coordenada de deslocamento linear do nó da estrutura na direção *x*, *y ou z* (em metros);

m é a massa nodal (em kg).

Sendo:

$$c_1 = \left(1 + \frac{c_m \cdot \Delta t}{2}\right) \tag{4.6}$$

$$c_2 = \left(1 - \frac{c_m \cdot \Delta t}{2}\right) \tag{4.7}$$

onde:

 c_m é o coeficiente de amortecimento proporcional à massa ou constante de proporcionalidade ($c_m = c/m$)

c é o coeficiente de amortecimento estrutural (em N.s/m).

Substituindo as expressões (4.6) e (4.7) na expressão (4.5), finalmente a equação das diferenças finitas centrais resulta em:

$$q_{(t+\Delta t)} = \frac{1}{\left(1 + \frac{c_m \cdot \Delta t}{2}\right)} \left[\frac{\Delta t^2}{m} \cdot f_t + 2 \cdot q_t - \left(1 - \frac{c_m \cdot \Delta t}{2}\right) \cdot q_{(t-\Delta t)}\right]$$
(4.8)

A componente de força nodal resultante f_t é composta pelas forças gravitacionais $f_g(t)$ (peso próprio e forças nodais externas) e pelas forças axiais $f_a(t)$ nos elementos de treliça, em razão das deformações axiais.

A constante de proporcionalidade c_m deve ser ajustada de modo que a razão de amortecimento crítico (ζ) seja a mesma da estrutura analisada.

Para cada passo de integração, ou seja, na avaliação da equação (4.8) para todos os nós em todas as direções, as coordenadas nodais atualizadas levam a deformações axiais dos elementos, os quais reagem com forças axiais que se opõem aos deslocamentos.

Para um elemento de rigidez axial "*E.A*" e comprimento "*L*" a força axial em um instante de tempo t é dada por:

$$fa_{(t)} = E \cdot A \left[\frac{L_{(t)} - L_{(0)}}{L_{(0)}} \right]$$
(4.9)

onde:

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material da treliça;

A é a área da seção transversal do elemento;

 $L_{(0)}$ é o comprimento do elemento de treliça no tempo t = 0;

 $L_{(t)}$ é o comprimento do elemento de treliça num determinado instante de tempo t.

Logo, para obter as componentes da força nodal resultante f_t , a força axial $f_a(t)$ deve ser multiplicada pelos cossenos diretores do eixo do elemento no estado deformado, e suas componentes somadas com as respectivas forças gravitacionais $f_g(t)$ nas direções *x*, *y e z*, atuantes no nó em consideração no tempo *t*.

Cabe salientar que, uma vez que as coordenadas nodais são atualizadas em cada passo de integração, a não linearidade geométrica é sempre considerada.

Segundo Bathe (1996), a convergência e a precisão da solução dependem basicamente do intervalo de tempo de integração Δt adotado, portanto o método é condicionalmente estável. Assim, conforme (Humar, 2005), para que essa estabilidade seja assegurada, é necessário que:

$$\Delta t \le \Delta t_{crit} = \frac{2}{\omega_n} = \frac{2}{2\pi f_n} = \frac{T_n}{\pi}$$
(4.10)

onde:

 Δt_{crit} é o intervalo de tempo de integração crítico;

 f_n é a corresponde frequência natural de vibração da estrutura com *n* graus de liberdade (em Hz);

 ω_n é a **MAIOR** frequência angular de vibração da estrutura com *n* graus de liberdade (em rad/s);

 T_n é o **MENOR** período natural de vibração da estrutura com *n* graus de liberdade (em segundos).

Na determinação de " Δt " através expressão (4.10) a dificuldade consiste em calcular " T_n ", que corresponde ao modo de vibração associado ao maior autovalor da estrutura " λ_n " (ou maior frequência natural de vibração " f_n "). Entretanto, de acordo com Groehs (2005), para o caso de estruturas constituídas por elementos de treliça, o intervalo de tempo crítico " Δt_{crit} " pode ser determinado, de forma aproximada, pela seguinte expressão:

$$\Delta t_{\rm crit} = \frac{L_{\rm min(0)}}{\sqrt{\frac{E}{\rho}}} \tag{4.11}$$

em que:

 $L_{\min(0)}$ é o comprimento inicial da menor barra da treliça (em metros) no instante t = 0;

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material (em N/m²);

 ρ é a massa específica do material (em kg/m³).

A expressão $\sqrt{\frac{E}{\rho}}$ representa a velocidade do som no meio representado por "*E*" e " ρ ".

Conforme a equação (4.11), o intervalo de tempo de integração " Δt " que deve ser adotado para uma estrutura do tipo treliça, depende basicamente do comprimento inicial da menor barra da treliça e da velocidade do som no material utilizado na barra. As velocidades do som para diversos materiais podem ser descritos através da tabela 4.1, elaborada por Groehs (2005), dentre os quais foram selecionados alguns materiais metálicos.

É importante salientar ainda que a equação (4.11) serve apenas para dar uma ideia aproximada do valor de " Δt ". Para que a precisão dos resultados seja comprovada, sem calcular o maior autovalor da estrutura, é necessário obter pelo menos duas respostas iguais com dois valores de " $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$ " diferentes.

Na análise de torres metálicas treliçadas, segundo Kaminski (2007), para que a estabilidade do método seja assegurada, o intervalo de tempo entre os passos de integração (Δt) deve ser da ordem de 10⁻⁵ a 10⁻⁶ segundos, o que exige entre 100.000 e 1.000.000 passos de integração para cada segundo de análise da estrutura.

Material	Temperatura (°C)	Velocidade do Som (m/s)
	20	5126
Aço Laminado	100	5300
_	200	4718
	20	4987
	200	4788
Alumínio	20	5102
Chumbo	20	1227
	20	3557
Cobre	100	3072
	200	2953
Zinco	20	3700

Tabela 4.1 – Velocidades do som para alguns materiais metálicos

5 DESCRIÇÃO DOS MODELOS

5.1 Generalidades

Os modelos utilizados na análise consistem em uma torre estaiada isolada, do tipo monomastro, denominada S1E2, com os respectivos cabos de estais e em um trecho completo de LT, composto por três torres estaiadas S1E2, cadeias de isoladores, cabos de estais e quatro vãos de cabos condutores e para-raios.

5.2 Torre estaiada de LT

As torres estaiadas S1E2 utilizadas nas análises são de suspensão (tangente), de circuitos simples de 230 kV, com disposição dos cabos condutores de forma triangular assimétrica e dois cabos para-raios. São estruturas metálicas treliçadas, com altura total de 43,5 metros. O mastro central possui uma seção transversal quadrada, com 130 x 130 cm.

Cada torre possui quatro cabos de estais, os quais asseguram a estabilidade da estrutura, divididos em dois pares, em que cada par é fixado na torre em pontos simétricos, posicionados entre o tronco e a cabeça da torre. Cada cabo de estai possui um comprimento total de 39,6501 m. A silhueta e o espaçamento entre os pontos de ancoragem dos cabos (fundações dos cabos de estai) e os pontos de conexão desses no corpo da torre estão detalhados nas figuras 5.1, 5.2 e 5.4.



Figura 5.1 – Vista frontal da torre estaiada S1E2 com a configuração estrutural dos elementos e demais detalhes geométricos (dimensões em milímetros)



Figura 5.2 – Vista lateral da torre estaiada S1E2 com a configuração estrutural dos elementos e demais detalhes geométricos (dimensões em milímetros)

A figura 5.3 mostra em detalhes as seções que compõe a estrutura, com vistas e cortes dos braços e demais detalhes da geometria da torre.



Figura 5.3 – Cortes e vistas das seções da torre estaiada S1E2 com detalhes da geometria da estrutura (dimensões em milímetros)

A ancoragem dos estais se dá a 17,0 m do eixo do mastro central, na direção X, e 15,0 m na direção Z (eixos horizontais globais do modelo), como pode ser observado na figura 5.4.



Figura 5.4 – Vista superior da torre estaiada S1E2, apresentando as distâncias entre os pontos de ancoragem dos quatro estais (dimensões em milímetros)

No modelo com três torres e quatro vãos de cabos as torres foram consideradas no mesmo nível, ou seja, os pontos de suspensão dos cabos são posicionados na mesma altura (B = 0). As condições de contorno das estruturas de suporte foram definidas restringindo todos os graus de liberdade de translação (X, Y e Z) nos nós de apoio das torres, e nos respectivos pontos de ancoragem dos estais (fundações dos cabos de estai). Nos nós de cabo condutor e de cabo para-raios das extremidades dos vãos (em x = 0 e x = 2000 m) são aplicadas as mesmas condições de contorno.

5.2.1 Perfis estruturais

No projeto da torre estaiada S1E2 foram previstos10 perfis diferentes (cantoneira e dupla cantoneira). Nos modelos com elementos de treliça espacial apenas, é necessário inserir mais uma seção, para as chamadas barras fictícias, as quais devem ter a menor área de seção transversal possível para não interferir nos

resultados. As barras fictícias têm o objetivo de eliminar as hipostaticidades da estrutura.

A determinação da área da seção transversal e da massa específica do material das barras fictícias foram determinadas através de calibrações no modelo, as quais estão explicadas no item 5.2.3. Para os perfis reais, estes dados foram obtidos do projeto da torre estaiada S1E2.

Os perfis estruturais utilizados no projeto e na modelagem da torre estaiada S1E2 estão apresentados na tabela 5.1, com as suas denominações comerciais e respectivas propriedades.

Perfil	Dimensões (mm)	Área da seção transversal (m²)	Mom. de inércia à flexão I _{xx} = I _{yy} (m ⁴)	r _z mín. (cm)	Peso espec. (N/m³)	Peso linear (N/m)	
		PERFIS DAS I	BARRAS DA T	ORRE			
1	L 40 x 40 x 3	2,35E-04	3,4406E-08	0,79		18,10	
2	L 45 x 45 x 3	2,66E-04	4,9199E-08	0,89		20,48	
3	L 50 x 50 x 3	2,96E-04	6,8388E-08	0,99		22,80	
4	L 50 x 50 x 4	3,89E-04	8,9875E-08	0,99	77009 5	29,96	
5	L 60 x 60 x 4	4,71E-04	1.5773E-07	1,19		36,27	
6	L 65 x 65 x 4	5,13E-04	2,0112E-07	1,29	77000,5	39,51	
7	2L 45 x 45 x 3	5,32E-04	9,8399E-08	1,41		40,97	
8	L 65 x 65 x 5	6,31E-04	2.4738E-07	1,28		48,59	
9	L 75 x 75 x 5	7,36E-04	3.8597E-07	1,48		56,68	
10	L 75 x 75 x 6	8,75E-04	4.5486E-07	1,48		67,38	
BARRAS FICTÍCIAS							
11	Hipotético	2,00E-05	-	-	256,7	5,13E-03	

Tabela 5.1 – Perfis estruturais utilizados na torre estaiada S1E2 e propriedades no modelo numérico

L = Perfil de cantoneira;

2L = Perfil de dupla cantoneira.

A figura 5.5 ilustra a seção transversal do tipo cantoneira dos perfis da torre estaiada S1E2.



Figura 5.5 – Representação da seção transversal dos perfis cantoneira da torre S1E2

5.2.2 Capacidades das barras da torre

Os valores das capacidades à tração e à compressão das barras da torre S1E2 constam no projeto da estrutura. Tais capacidades foram calculadas levandose em conta o tipo de perfil estrutural (cantoneira e dupla cantoneira), o tipo de aço (ASTM A572 graus 50 e 60), o comprimento das barras e as ligações parafusadas.

A tabela 5.2 apresenta os valores da capacidade das barras da torre estaiada S1E2 à tração e à compressão.

Nº do	ID do perfil	Nº das barras no modelo numérico	Capacidade de carga (N)		Determi rup	nante de tura		
perfil	estrutural	da torre	Tração	Compressão	Tração	Compr.		
	BARRAS DAS MONTANTES							
5	M5	1 a 12	93202,3	93202,3	(*	1)		
6	M4-H	13 a 16	107558	107558	(*	1)		
6	M4-B a M4-G	17 a 40	212220	131620	(2)	(3)		
6	M4-A	41 a 44	161337	131620	(1)	(3)		
9	ME	45 a 140	242419	216824	(2)	(3)		
10	M3-J	141 a 144	287511	290580	(2)	(4)		
10	M3-B a M3-I	145 a 176	361974	304039	(2)	(3)		
10	M3-A	177 a 180	287511	290580	(2)	(4)		
8	M2-E	181 a 188	198982	222992	(2)	(3)		
8	M2-C, M2- D	189 a 196	261035	197439	(2)	(3)		
8	M2-B	197 a 200	261035	218812	(2)	(3)		
8	M2-A	201 a 204	174348	174348	(2)	(4)		
5	M1-J	205 a 208	121003	132143	(2)	(3)		
5	M1-B a M1-I	209 a 240	162371	132143	(2)	(3)		
5	M1-A	241 a 244	93202,3 93202,3		(*	1)		
1	t2	249 a 252	17475,4	17048,1	(1)	(3)		
	BARRAS DOS BRAÇOS DOS CABOS PARA-RAIOS (MÍSULAS)							
7	t1	555 e 556	58116	31068,9	(4)	(3)		
5	t3	253 a 256	53787	53787	(1)		
(1) E	Legenda:							

Tabela 5.2 – Capacidade à tração e à compressão das barras dos montantes e braços dos para-raios da torre S1E2

(1) Esmagamento da chapa; (2) Escoamento da seção líquida; (3) Flambagem ou esmag. da barra; (4) Corte nos parafusos.

Tabela 5.2 – (Continuação) – Capacidade à tração e à compressão das barras dos quadros da torre S1E2

Nº do	ID do perfil	Nº das barras no modelo numérico	Capacidade de carga (N)		Determinante de ruptura	
perfil	estrutural	da torre	Tração	Compressão	Tração	Compr.
		BARRAS DO	OS QUADF	ROS		
1	t4	551 e 552	20170,1	16695	(1)	(3)
1	t5	247 e 248	20170,1	20170,1	(*	1)
3	t20	553, 554 e 495 a 498	34950,9	33876	(1)	(3)
1	t21	499 e 501	40340,3	16695	(1)	(3)
1	t22	245 e 246	20170,1	20170,1	(*	1)
1	t23	500 e 502	17475,4	17475,4	(*	1)
1	t24	619, 620, 629 e 630	20170,1	20170,1	(*	1)
8	t32	464 e 466	87174	87174	(4)	
1	t33	617 e 618	17475,4	17475,4	(*	1)
5	t37	479 a 482	116232	96208,5	(4)	(3)
1	t40	311 a 314, 347 a 350, 383 a 386 e 419 a 422	17475,4	16695	(1)	(3)
3	t41	614 a 616	17475,4	16938	(1)	(3)
1	t42	275 a 278	20170,1	16695	(1)	(3)
3	t43	613	17475,4	16938	(1)	(3)

Legenda:

(1) Esmagamento da chapa; (2) Escoamento da seção líquida; (3) Flambagem ou esmag. da barra; (4) Corte nos parafusos.

Tabela 5.2 – (Continuação) – Capacidade à tração e à compressão das barras diagonais, braços dos condutores e dos suportes dos estais da torre S1E2

Nº do	ID do perfil	Nº das barras no modelo numérico	Capacidade de carga (N)		Determi rup	nante de tura
perfil	estrutural	da torre	Tração	Compressão	Tração	Compr.
		BARRAS	DIAGONA	IS	1	L
1	t7, t12, t15, t16, t17, t18, t19	503 a 510, 513, 514, 517, 518, 521, 522, 525, 526, 529, 530, 533, 534, 543, 544, 547 e 548	34950,9	34950,9	(*	1)
1	t8, t9	527, 528, 531, 532, 535, 536, 539 e 540	20170,1	20170,1	(*	1)
1	t10, t11, t13, t14	511, 512, 515, 516, 519, 520, 523, 524, 537, 538, 541, 542, 545, 546, 549 e 550	24204,2	24204,2	(*	1)
3	t27	483, 484, 489 e 490	48408,3	48408,3	(*	1)
2	t28, t30	471, 472, 475, 476, 485 a 488 e 491 a 494	34950,9	34950,9	(*	1)
4	t31	473, 474, 477 e 478	58116	58116	(4	4)
2	t38, DE	423 a 462, 315 a 346, 351 a 382 e 387 a 418	17475,4	17475,4	(*	1)
1	t39	279 a 310	20170,1	12525,9	(1)	(3)
	BARRAS D	OS BRAÇOS DOS C	ABOS CO	NDUTORES (M	<i>I</i> ÍSULAS)
3	t25	565 a 567, 573 a 575, 581 a 583, 589 a 591, 597 a 599 e 605 a 607	48408,3	48408,3	(*	1)
2	t26	568, 569, 576, 577, 584, 585, 592, 593, 600, 601, 608 e 609	48408,3	16668,5	(1)	(3)
BARRAS DOS SUPORTES DOS ESTAIS						
1	t29	463 e 465	24204,2	16695	(1)	(3)
6	t34	557, 558, 561 e 562	80680,5	80680,5	(*	1)
7	t35	559, 560, 563 e 564	137136	54430,5	(2)	(3)
5	t36	257 e 258	53787	57387	(*	1)
(1) Esmagamento da chana: (2) Escoamento da sosão líquida: (2) Elemborar ou esmag, da barro:						

(1) Esmagamento da chapa;
 (2) Escoamento da seção líquida;
 (3) Flambagem ou esmag. da barra;
 (4) Corte nos parafusos.

Estruturas espaciais modeladas com elementos de treliça espacial podem apresentar hipostaticidades internas. Isso ocorre na torre estaiada S1E2 analisada neste trabalho.

As hipostaticidades internas que surgem nos modelos devem ser eliminadas com a utilização de barras fictícias, a fim de evitar a instabilidade da estrutura, sem alterar significativamente os resultados. As barras fictícias inseridas na torre S1E2 podem ser visualizadas em vermelho nas figuras 5.6 e 5.7.



Figura 5.6 – Vista em perspectiva da torre estaiada S1E2 com as barras fictícias (em vermelho) inseridas no modelo



Figura 5.7 – Detalhe do topo da torre estaiada S1E2 com as barras fictícias (em vermelho) inseridas no modelo

A definição da área da seção transversal e da massa específica do material das barras fictícias utilizadas no modelo da torre estaiada S1E2 foram determinadas por diversas tentativas, até se chegar ao menor valor para a área e a massa específica que mantivesse o modelo estável, com um intervalo de tempo de integração (Δ t) razoável (não muito pequeno).

O primeiro valor de área da seção transversal testado foi de 6,45E-06 m², aproximadamente 35 vezes menor que a área do perfil com menor seção transversal entre as barras reais da torre. Para a massa específica do material das barras fictícias, o valor tomado foi de 100 vezes menor que a massa específica do aço utilizado nas barras reais da torre, resultando em 78,5 kg/m³.

Para avaliar a interferência das barras fictícias nos resultados, em termos de esforços axiais nas barras da torre, foram comparados os resultados da análise estática em uma torre estaiada S1E2 isolada, considerando-se três modelos, denominados "A", "B" e "C" e descritos no item 5.5, com os resultados da análise dinâmica no domínio do tempo da mesma torre isolada. Cabe ressaltar que foram comparados os resultados dos esforços apenas nas barras mais carregadas, isto é, nas barras cuja razão entre o esforço axial solicitante de tração ou de compressão e a respectiva capacidade fosse maior do que 20%.

Quando o esforço axial nos cabos de estai na análise dinâmica do modelo com uma torre isolada resulta zero, ou aproximadamente zero, significa que a torre não se mantém estável. Para visualizar a deformada da torre ao longo do tempo de análise foi utilizado um software de pós-processamento, denominado TECPLOT, possibilitando a visualização do estado da estrutura após aplicação dos carregamentos.

Para os primeiros valores de área da seção transversal (6,45E-06 m²) e massa específica (785,0 N/m³) testados nas barras fictícias, o modelo dinâmico não se manteve estável, visto que os esforços nas barras dos estais resultaram nulas. Ainda, os deslocamentos da estrutura ao longo do tempo foram visualizados no TECPLOT e a instabilidade da estrutura foi confirmada.

A partir daí, valores maiores para a área da seção transversal das barras fictícias foram testados: 9,35E-06 m², 1,00E-05 m², 1,50E-05 m², 2,00E-05 m² e 2,35E-05 m².

Os valores de 9,40E-06 m², 1,00E-05 m² e 1,50E-05 m² não foram suficientes para manter a estabilidade da estrutura. Considerando qualquer uma dessas áreas para as barras fictícias, os deslocamentos dos nós ao longo do tempo (em uma análise de 20 segundos) do modelo com a torre isolada, o qual sofre instabilidade estrutural, podem ser visualizados na figura 5.8.



Figura 5.8 – Vista da torre estaiada S1E2 com instabilidade estrutural, com seção transversal das barras fictícias de 9,40E-06 m² nos tempos de análise de 0 s (preto), 10,6 s (azul turquesa), 12,4 s (azul claro), 13,4 s (azul escuro) e 18,2 s (roxo)

Para as áreas de 2,00E-05 m² e 2,35E-05 m² o modelo dinâmico é estável, já que os esforços nos cabos de estais da torre isolada resultaram bem próximos aos esforços obtidos nos modelos da análise estática (modelos "A", "B" e "C"). A estabilidade da estrutura é também confirmada com a visualização dos deslocamentos ao longo do tempo no TECPLOT.

Adotando a área de 2,00E-05 m² e uma massa específica de 26,16 kg/m³ (0,33% da massa específica do aço) para as barras fictícias, por ser o menor valor de área que mantém a estrutura estável, com um Δt razoável, e comparando os

valores do esforço normal nas barras mais carregadas (com razão entre o esforço axial de tração ou de compressão e a respectiva capacidade maior do que 20%) do modelo dinâmico com a torre isolada com o modelo "A" (descrito no item 5.5) da análise estática, pode-se observar que a diferença média nos esforços é da ordem de 4%. Tal comparação foi feita considerando a aplicação dos carregamentos de peso próprio da torre e dos elementos de cabo, juntamente com a aplicação de uma carga horizontal equivalente à ruptura do cabo condutor 1, cujo ponto de suspensão é localizado no braço superior da torre.

5.2.4 Lei constitutiva das barras da torre

Na modelagem das torres estaiadas S1E2 são utilizadas barras de aço do tipo ASTM A572 (graus 50 e 60), com módulo de elasticidade longitudinal E = 200 GPa.

Para descrever o comportamento força-deslocamento nas barras do modelo, tanto na tração quanto na compressão, foram utilizadas relações lineares, conforme a expressão (5.1).

$$F_{BT} = \frac{E_{BT} \cdot A_{BT} \cdot \Delta L_{BT}}{L_{0BT}}$$
(5.1)

onde:

 F_{BT} é a força de tração ou compressão atuante no elemento de barra da torre, em N;

 E_{BT} é o módulo de elasticidade longitudinal do aço ASTM A572 dos perfis (barras das torres), em N/m²;

 A_{BT} é a área bruta da seção transversal do elemento de barra da torre, em m²;

 ΔL_{BT} é o alongamento ou o encurtamento do elemento de barra, em metros;

 L_{oBT} é o comprimento inicial do elemento de barra, em metros.

A lei constitutiva das barras da torre na compressão não leva em conta as tensões residuais nos perfis nem as imperfeições iniciais das barras e as

deformações inelásticas, além do comportamento pós-flambagem. O comportamento dos perfis cantoneira na tração e na compressão é considerado elástico e linear.

5.3 Cabos condutores, para-raios e de estais

Os cabos são formados pelo encordoamento de fios. Cabos condutores e para-raios, assim como cabos de estais ou qualquer elemento denominado "cabo", são capazes de resistir apenas a tensões longitudinais de tração.

Para cálculos relativos aos cabos de LT, no que diz respeito ao seu comportamento mecânico, podem ser utilizadas duas relações de tensão-deformação: *relações lineares e não lineares.*

No caso de relações não lineares, as expressões de cálculo são dadas por um polinômio de 4º grau, similares aos empregados por Thrash (1994) e EPRI (1988).

Neste trabalho, por hipótese, o comportamento dos cabos foi considerado linear na realização dos cálculos. Dessa forma, o diagrama tensão-deformação do cabo, para uma temperatura constante, é uma linha reta.

Para o desenvolvimento do trabalho, as seguintes leis constitutivas foram adotadas para os cabos condutores e para-raios, respectivamente:

$$F_{CC} = \frac{E_{CC} \cdot A_{CC} \cdot \Delta L_{CC}}{L_{0CC}}$$
(5.2)

$$F_{CP} = \frac{E_{CP} \cdot A_{CP} \cdot \Delta L_{CP}}{L_{0CP}}$$
(5.3)

onde:

 F_{CC} é a força de tração atuante no cabo condutor, em N;

 E_{CC} é o módulo de elasticidade longitudinal do cabo condutor, em N/m²;

 A_{CC} é a área total da seção transversal do cabo condutor (aço + alumínio), em m²;

 ΔL_{CC} é o alongamento do cabo condutor, em metros;

 L_{0CC} é o comprimento inicial do cabo condutor, em metros. Os índices "_{CP}" são referentes ao cabo para-raios.

5.3.1 Propriedades dos cabos

Os cabos condutores utilizados no modelo são de alumínio com reforço de aço do tipo IBIS (*CAA/ACSR – Aluminum Conductor Steel Reinforced*) constituído por 26 fios de alumínio na camada externa e alma com 7 fios de aço (26/7 fios).

A seguir, na tabela 5.3, estão apresentadas as propriedades dos cabos condutores.

Tabela 5.3 – Propriedades dos cabos condutores do tipo IBIS, CAA/ACSR (cabo de alumínio com alma de aço), 26/7 fios

Diâmetro externo	19,8882 mm	
Área da seção transversal (alumínio + aço)	234 mm²	
Peso linear	7,9770 N/m	
Módulo de Elasticidade	74515 N/mm²	
Força de tração última (T_{rup}) - UTS	72506 N	*Arranjo dos fios

Os cabos para-raios utilizados são de aço do tipo Extra Alta Resistência (*EHS* - *Extra High Strength*) com 7 fios de aço de 3/8 de polegada. Suas propriedades estão descritas na tabela 5.4.

Tabela 5.4 – Propriedades dos cabos para-raios de aço do tipo EHS (7 fios) 3/8"

Diâmetro externo	9,144 mm	\sim
Área da seção transversal (aço)	51,0773 mm²	
Peso linear	3,98413 N/m	Δ
Módulo de Elasticidade	172369 N/mm ²	$\langle \gamma \rangle$
Força de tração última (T_{rup}) - UTS	68502,6 N	*Arranjo dos fios

Os cabos de estai utilizados neste trabalho são do tipo cordoalha EHS de 37 fios 13/16". As propriedades mecânicas deste cabo são detalhadas na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Propriedades dos cabos de estai do tipo cordoalha EHS (37 fios) 13/16"

Diâmetro externo	20,20 mm	
Área da seção transversal (aço)	320 mm²	
Peso linear	19,42 N/m	
Módulo de Elasticidade	120000 N/mm ²	
Força de tração última (T_{rup}) - UTS	328000 N	*Arranjo dos fios

5.3.2 Catenárias dos cabos condutores e para-raios

Para que os cabos condutores e para-raios suspensos sejam modelados adequadamente dentro de um vão de LT, deve-se levar em consideração a deformada característica dos cabos, que por sua vez tem o formato de uma catenária. A flecha máxima que os cabos deverão atingir quando submetidos aos carregamentos de peso próprio e a tensão inicial também devem ser considerados.

A configuração da catenária, em relação ao centro do vão do cabo (eixo central), é dada de duas formas: simétrica ou assimétrica. A diferença depende da altura dos pontos de suspensão do cabo. A catenária é considerada simétrica quando os pontos de suspensão se dão em uma mesma altura, onde se localiza o vértice (centro do vão), que é o ponto onde a flecha máxima (f_e) ocorre. Quando os suportes de suspensão estão em alturas desiguais, então a catenária é assimétrica e a flecha máxima não ocorre no centro do vão, como ilustrado na figura 5.9. A flecha é função do comprimento do vão, da temperatura e do nível de tração aplicada no cabo quando instalado nos pontos de suspensão da LT.

98



Figura 5.9 – Cabo suspenso entre os suportes "1" e "2" com alturas diferentes (KAMINSKI *et al.*, 2009)

Para a determinação da flecha dos cabos, deve ser considerada a altura de segurança, observando a NBR 5422 (1985), a classe da LT, do tipo de terreno e dos acidentes topográficos atravessados pela linha. A altura de segurança mínima para os cabos considerada para os modelos (altura do ponto mais baixo do cabo com relação ao nó de apoio na base da torre), de acordo com a metodologia apresentada no item 10.4 da NBR 5422 (1985), foi de 7,7 metros.

Os pontos de suspensão foram considerados todos com a mesma altura, ou seja, todas as catenárias são simétricas.

No caso dos cabos condutores suspensos em linhas de transmissão, sua catenária, na condição EDS (*Every Day Stress*), é projetada para uma tração de projeto inicial da ordem de 20% de sua capacidade última de tração (UTS - *Ultimate Tension Stress*). Esse valor é recomendado pela NBR 5422 (1985). Para os cabos para-raios, o valor adotado para a força de tração de projeto, na posição teórica, deve ser calculado para uma flecha da catenária teórica " f_{ep} " igual a 90% da flecha máxima " f_e " dos cabos condutores no vão em consideração. Cabe ressaltar que, segundo a NBR 5422 (1985), o valor recomendado para a tração de projeto inicial nos cabos para-raios é da ordem de 14% da condição UTS.

No instante inicial da análise (t = 0), a força peso é desprezada nas coordenadas iniciais dos pontos da catenária. Assim, tem-se duas catenárias, uma sem considerar a força peso (peso próprio), denominada catenária inicial, e outra após a aplicação do peso próprio, denominada catenária teórica. Para determinar a posição de um cabo na condição inicial, isto é, antes da aplicação da força peso (peso próprio), é necessário obter a deformação axial causada pela aplicação do peso próprio ($\varepsilon_{pp} = \Delta l/L_0$).

Para tal, deve-se inserir na equação constitutiva do cabo, o valor correspondente à tensão de tração de projeto e então calcular a deformação correspondente (ε_{pp}). A deformação axial deve ser descontada do comprimento teórico do cabo ($l_{teórico}$), obtendo-se, assim, o comprimento do cabo na condição inicial ($l_{inicial}$), sem considerar a força peso:

$$l_{inicial} = \frac{l_{teórico}}{1 + \varepsilon_{pp}} \tag{5.4}$$

onde:

 ε_{pp} é a deformação axial do cabo, expressa em percentual do comprimento inicial;

l_{inicial} é o comprimento do cabo na condição inicial, sem considerar o peso próprio.

Em seguida, a posição do cabo na condição inicial (y_1) pode ser determinada por meio da equação 5.5:

$$y_1 = C_1 \left(\cosh\left(\frac{x - x_{01}}{C_1}\right) - \cosh\left(\frac{x_{01}}{C_1}\right) \right)$$
(5.5)

onde:

 x_{01} é a posição da flecha máxima na condição inicial, calculada por:

$$x_{01} = \frac{L}{2} - C_1 \cdot \operatorname{arcsenh}\left(\frac{B}{2C_1\left(\operatorname{senh}\left(\frac{L}{2C_1}\right)\right)}\right)$$
(5.6)

E, por fim, " C_1 " é a posição da catenária inicial, dada por:

$$C_1 = \sqrt{\frac{L^4}{12(l_{inicial}^2 - B^2 - L^2)}}$$
(5.7)

Nessa condição, depois de aplicada a força peso na estrutura, o cabo deve estar posicionado de forma que fique submetido a uma força de tração de projeto (T_p) , equivalente a um percentual da força de ruptura na tração do cabo (T_{rup}) , com a catenária teórica $(f_{teórica})$ e a flecha máxima (f_e) . O valor para a força de tração de projeto dos cabos condutores e para-raios utilizados no estudo foi calculado pelas equações 5.8 e 5.9, respectivamente:

$$T_p = 0.20 \cdot T_{rup} \ (20\% \text{ para cabos condutores}) \tag{5.8}$$

$$T_{pp} = 0,1175 \cdot T_{rup} \ (11,75\% \text{ para cabos para-raios}) \tag{5.9}$$

As equações (5.10) a (5.15) a seguir são apresentadas por Irvine (1974) são utilizadas para obter a catenária teórica ($f_{teórica}$), a flecha máxima (f_e), a posição da flecha máxima (x_0) e o comprimento teórico do cabo ($l_{teórico}$).

$$C = \frac{T_p}{p} \tag{5.10}$$

$$L_e = L + \frac{2BC}{L} \tag{5.11}$$

$$f_e = \frac{{L_e}^2}{8C} - B \tag{5.12}$$

$$x_{0} = \frac{L}{2} - C \cdot \operatorname{arcsenh}\left(\frac{B}{2C\left(\operatorname{senh}\left(\frac{L}{2C}\right)\right)}\right)$$
(5.13)

$$y = C \cdot \left(\cosh\left(\frac{x - x_0}{C}\right) - \cosh\left(\frac{x_0}{C}\right) \right)$$
(5.14)

$$l_{teórico} = \sqrt{B^2 + 4C^2 \cdot \left(\cosh\left(\frac{x - x_0}{C}\right)\right)^2}$$
(5.15)

onde:

C é o parâmetro da catenária (em m);

p é o peso do cabo por metro linear (em N/m);

B é a diferença de nível entre os pontos de suspensão do cabo (em m);

 $L \in L_e$ são as distâncias ilustradas na figura 5.9;

 f_e é a flecha máxima da catenária teórica (em m);

 x_0 é a posição da flecha máxima na catenária teórica, isto é, após a aplicação do peso próprio do cabo (em m);

y define a catenária teórica;

 $l_{teórico}$ é o comprimento do cabo na catenária teórica (em m).

Na determinação da força de tração de projeto dos cabos para-raios na posição teórica " T_{pp} " é utilizada a expressão (5.16), em que é obtida uma estimativa inicial da flecha máxima nos condutores. Após isso, o valor da força de tração de projeto dos cabos para-raios deve ser calculado para uma flecha máxima da catenária teórica " f_{ep} " igual a 90% da flecha máxima " f_e " dos cabos condutores no vão em consideração.

$$f_e = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot T_p} \tag{5.16}$$

onde:

p é o peso dos cabos condutores por metro linear (em N/m);

L é o vão entre as torres (em m);

 T_p é a força de projeto dos cabos condutores na posição teórica depois de aplicada a força peso (na condição EDS).

102

Obtida a flecha máxima dos cabos condutores, pela equação (5.16), a partir dos dados apresentados na tabela 5.3, a flecha " f_{ep} " dos cabos para-raios é tomada como 90% desse valor, ou seja: $f_{ep} = 0.9 \cdot f_e$.

Dessa forma, substituindo na equação 5.16 o valor da flecha dos cabos condutores pela dos cabos para-raios (f_{ep}), é possível determinar o valor de tração de projeto dos cabos para-raios (T_{pp}). Assim, a equação fica:

$$f_{ep} = 0.9f_e = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot T_{pp}}$$
(5.17)

onde:

 f_{ep} é a flecha máxima da catenária teórica referente aos cabos para-raios (em m):

 T_{pp} é a força de projeto dos cabos para-raios na posição teórica depois de aplicada a força peso (na condição EDS).

As catenárias dos cabos condutores IBIS CAA/ACSR 26/7 e pararaios EHS 3/8" adotados no projeto (tabelas 5.3 e 5.4, respectivamente) na condição inicial (antes da aplicação da força peso) e teórica (após a aplicação da força peso), foram obtidas através da formulação proposta por Irvine (1974), descrita anteriormente, considerando um vão L = 500 m, com B = 0, referente à modelagem do trecho de LT com as torres S1E2. As catenárias nas condições inicial e teórica dos cabos condutores e para-raios, com suas respectivas flechas máximas, estão apresentadas nas figuras 5.10 e 5.11, respectivamente.



Figura 5.10 – Catenária na condição inicial e teórica para um cabo condutor IBIS CAA/ACSR 26/7, considerando um vão de 500 m entre torres e desnível entre os pontos de suspensão dos cabos igual a zero (B = 0)



Figura 5.11 – Catenária na condição inicial e teórica para um cabo para-raios EHS 3/8", considerando um vão de 500 m entre torres e desnível entre os pontos de suspensão dos cabos igual a zero (B = 0)

A tabela 5.6, a seguir, apresenta resumidamente os valores obtidos para as flechas máximas na condição inicial e teórica dos cabos, considerando o comprimento do vão, desnível entre pontos de suspensão dos cabos e a tração de projeto inicial calculada para aplicação.

Tipo de	Tração de proje	eto aplicada (N)	Flecha máxima (m)		
cabo	$T_p = 0,20 \cdot T_{rup}$	$T_{pp} = 0,1175 \cdot T_{rup}$	Inicial	Teórica	
Condutor	14501,20	-	14,7784	17,2175	
Para-raios	-	8049,06	12,4089	15,4880	

Tabela 5.6 – Valores de flechas máximas na condição inicial e teórica para os cabos condutores e para-raios (L = 500 m e B = 0)

5.3.3 Protensão nos cabos de estai

A protensão inicial que deve ser aplicada nos cabos de estai da torre estaiada S1E2, responsável por garantir a estabilidade do mastro central da estrutura, produz uma tração nestes cabos de aproximadamente 13% da sua carga de ruptura, segundo recomendações da norma canadense CSA S37-01 (2011), a qual sugere valores entre 8 e 15% da capacidade resistente nominal do cabo.

Na verdade, a protensão inicial nos cabos de estai, aplicada por meio de uma deformação nos elementos de cabo, é da ordem de 17% da sua carga de ruptura. Este valor é reduzido para 13% após a aplicação do peso próprio da torre, dos cabos condutores e para-raios e da própria protensão, que faz com que o mastro central encurte, reduzindo assim a protensão inicial em aproximadamente 4%.

Nos modelos com a torre estaiada isolada analisados no programa ANSYS (modelos "A", "B" e "C"), a protensão inicial é aplicada por meio de uma deformação inicial nos elementos de cabo de estai, modelados com o elemento LINK10. Nos modelos com a torre estaiada isolada e com o trecho de LT com três torres analisados com o MID, a protensão inicial nos cabos de estai é aplicada através de

uma deformação inicial constante que é somada a deformação do elemento quando se calcula a força axial neste elemento de cabo de estai.

Como a torre possui uma silhueta assimétrica, sua estrutura possui o centro de gravidade deslocado do eixo central do mastro. Assim, é necessária a aplicação de uma protensão diferente em cada lado da torre, ou em cada par de estais (par 1 e par 2 – ver figura 5.12), com a finalidade de manter a estrutura na sua posição vertical.

A falta de simetria da torre em relação ao plano Y-Z pode ser observada na figura 5.12, a qual apresenta a configuração deformada do mastro central, considerando apenas a ação do peso próprio da torre e dos cabos e a mesma protensão nos dois pares de estais.



Figura 5.12 – Deformada do mastro central e assimetria da estrutura em relação ao plano Y-Z

Para determinar o valor da protensão que deve ser aplicada em cada par de estais, foi feito um processo de calibração, onde o primeiro valor de deformação inicial adotada para os estais foi àquele capaz de produzir nos cabos a protensão de 17% da carga de ruptura, aplicada igualmente nos quatro estais da torre.

As propriedades mecânicas dos cabos de estai do tipo cordoalha EHS de 37 fios 13/16" são apresentadas na tabela 5.5, e os valores da protensão inicial e da deformação inicial são apresentados na tabela 5.7.

Tabela 5.7 – Protensão inicial e deformação inicial nos cabos de estai

Força de tração última (T_{rup}) - UTS	328000 N
17% da T_{rup}	55760 N
Deformação inicial	1,452083E-03 m/m

A calibração foi feita alterando-se os valores da deformação inicial, e consequentemente da protensão nos pares de estais, e monitorando-se o deslocamento horizontal na direção X dos nós 274 e 275 (nós da ponta dos braços dos estais), os quais devem ser bem próximos de zero, a fim de manter a estrutura do mastro central na vertical. O processo foi encerrado quando os deslocamentos horizontais neste nó foram da ordem de 3,4E-05 mm.

Este processo foi realizado considerando apenas o peso próprio do mastro central, para que pudesse ser representado de maneira fiel o processo construtivo da estrutura. O peso próprio dos cabos condutores, isoladores e para-raios foram aplicados após a calibração dos estais. Assim, como era esperado, quando foi aplicado o peso próprio dos cabos condutores e para-raios ocorreu mais um alívio na protensão dos cabos de estai. O alívio é gerado em razão do encurtamento do mastro central, causado pelo peso próprio da estrutura, dos cabos condutores e para-raios e pela própria aplicação da protensão.

Como a estrutura não é simétrica em relação ao plano Y-Z, o valor da deformação inicial aplicada aos pares de estais resultou diferente, ou seja, a protensão dada ao par de estais situados à metade menos carregada da estrutura deve ser maior que a protensão aplicada aos estais da metade mais carregada da

torre para que o mastro central da torre se mantenha na vertical, com a aplicação apenas do peso próprio da estrutura.

Os valores obtidos para a deformação inicial aplicada a cada um dos pares de estais, de modo a garantir que o mastro central permaneça na vertical, são apresentados na tabela 5.8.

Elemento		nento	Deformação inicial	Nós de extremidade
Par 1 Par 2	Dor 1	Estai 1	1,452840E-03 m/m	274 e 277
	Fari	Estai 3		275 e 278
	Der 2	Estai 2	1 4500025 02 m/m	274 e 276
	Par 2	Estai 4	1,452083E-03 m/m	275 e 279

Tabela 5.8 – Valores de deformação inicial aplicados aos pares de estais

5.4 Cadeias de isoladores

As cadeias de isoladores, nos modelos numéricos adotados, foram consideradas com um único elemento, capaz de resistir apenas a esforços de tração.

As cadeias de isoladores ficam suspensas nas extremidades dos braços dos cabos condutores e são modeladas com comprimento de 2,70 metros.

A posição e as características geométricas das cadeias de isoladores estão ilustradas na figura 5.13.


Figura 5.13 – Posição e geometria das cadeias de isoladores presentes nos braços da torre (dimensões em milímetros)

Para descrever o comportamento força-deslocamento das cadeias de isoladores foram utilizadas relações lineares, considerando que os elementos não são capazes de absorver esforços de compressão. A lei constitutiva utilizada para as cadeias de isoladores é:

$$F_{CI} = \frac{E_{CI} \cdot A_{CI} \cdot \Delta L_{CI}}{L_{0CI}}$$
(5.18)

onde:

 F_{CI} é a força de tração atuante no elemento de cadeia de isoladores, em N;

 E_{CI} é o módulo de elasticidade longitudinal do aço que une os isoladores da cadeia, em N/m²;

 A_{CI} é a área total de aço da seção transversal da cadeia de isoladores, em m²;

 ΔL_{CI} é o alongamento do elemento de cadeia de isoladores, em metros;

 L_{0CI} é o comprimento inicial do elemento de cadeia de isoladores, em metros.

Os elementos das cadeias de isoladores, utilizados no modelo mecânico do trecho de LT, são considerados de porcelana, para efeito de levantamento de ações, admitindo-se uma carga de 1350 N para cada cadeia. Suas propriedades estão apresentadas a seguir, na tabela 5.9.

Tabela 5.9 –	Propriedades das	s cadeias	de isoladores
--------------	------------------	-----------	---------------

Elemento: Cadeia de isoladores			
Peso próprio das cadeias de isoladores (N)	1350		
Comprimento das cadeias de isoladores (m)	2,70		
Peso linear (N/m)	500		
Módulo de elasticidade longitudinal (N/m ²)	2,00E+11		
Diâmetro dos isoladores (mm)	25,231		
Área da seção transversal de aço das cadeias de isoladores (m ²)	5,00 x 10 ⁻⁴		
Nós de suspensão das cadeias 1, 2 e 3 nos braços da torre	253/260/267		

5.5 Modelos para a análise estática e modal da torre isolada

Para as análises estática e modal da torre estaiada isolada, analisada no programa ANSYS, foram inicialmente considerados três modelos numéricos:

 Modelo "A": constituído por elementos de pórtico espacial (BEAM4) nas barras montantes e elementos de treliça espacial (LINK8) nas barras diagonais e algumas barras horizontais. Este é o modelo utilizado na prática de projeto.

- Modelo "B": constitui-se unicamente por elementos finitos do tipo BEAM4 para modelagem de todas barras da torre.
- Modelo "C": constituído por elementos de treliça espacial do tipo LINK8 em todas as barras da torre, os mesmos utilizados na modelagem das barras fictícias, necessárias para eliminar as hipostaticidades internas que devem surgir neste modelo.

Na modelagem dos elementos de estais dos três modelos são utilizados elementos de treliça espacial do tipo LINK10, capaz de atuar apenas na tração.

O modelo "C" é o modelo utilizado nas análises modal e estática da torre isolada, visto que este é o modelo necessário para a comparação com o modelo numérico utilizado nas análises dinâmicas, que considera elementos de treliça espacial apenas. Os modelos "A" e "B" foram utilizados apenas como referência para fins de calibração do modelo "C", conforme o item 5.2.3, onde foi avaliada a interferência das barras fictícias nos resultados da torre isolada.

O modelo "C" é composto por 634 elementos de barra para os perfis reais da torre, 4 elementos de barra para representar os quatro estais e 363 elementos de barras fictícias para manter o modelo estável, chegando a um total de 1001 elementos.

Cada um dos quatro cabos de estai são modelados com um único elemento, ligados a dois nós (inicial e final). Estes elementos devem ser submetidos a um determinado nível de protensão, conforme descrito no item 5.3.3. Para fins de análise esses elementos são nomeados de: *estai 1, 2, 3 e 4.* Nisso, o *estai 1 é* modelado com a ligação dos nós de extremidade 274 e 277, que internamente são discretizados com uma barra única (1 elemento de barra), numerada pelo elemento 635. O *estai 2* é ligado pelos nós extremos 274 e 276, único da mesma forma que o estai 1. Para a modelagem dos elementos de *estais 3 e 4*, esses estão ligados pelos nós de extremidade aos estais 1 e 2. Assim, os estais são arranjados em dois pares *"Par 1 e Par 2"*, onde são opostos entre si em relação ao sentido longitudinal da linha de transmissão. O *Par 1* é composto pelos estais 1 e 3, e o *Par 2* pelos estais 2 e 4. Para facilitar o entendimento da configuração dos pares de estais, a figura 5.4, ilustrada no capítulo 5, e a figura 6.3, a seguir, exibem a posição dos estais em relação à configuração geométrica da torre.

5.6 Modelo para a análise dinâmica no domínio do tempo

O modelo de um trecho completo de LT analisado possui quatro vãos de cabos de 500 m de comprimento, com três torres estaiadas monomastro S1E2, totalizando um comprimento de 2000 m. A diferença de nível entre os pontos de suspensão dos cabos é igual a zero (B = 0).

O modelo numérico completo de LT, com três torres e quatro vãos, é composto por 1902 elementos de barras reais, 9 elementos de isoladores, 1012 elementos de cabos (condutores, para-raios e de estai) e 1089 elementos de barras fictícias. Assim, o trecho completo de LT analisado resulta em um total de 1836 nós e 4012 elementos. As propriedades das torres estaiadas foram descritas no item 5.2.

As figuras 5.14 e 5.15 ilustram o modelo completo do trecho de LT a ser analisado, identificando a numeração das três torres estaiadas e dos quatro vãos de cabos definida no trabalho.



Figura 5.14 – Vista superior do trecho de LT analisado, composto por três torres e quatro vãos de cabos



```
Elemento de Cabo de Estai
```

Figura 5.15 – Perspectiva do trecho de LT analisado, composto por três torres estaiadas monomastro e quatro vãos de cabos

Todos os pontos de apoio do modelo numérico são considerados indeslocáveis. Para as condições de contorno dos nós de apoio das estruturas de suspensão da LT, foram restringidos todos os graus de liberdade de translação (X, Y e Z). O mesmo foi feito para os pontos de ancoragem dos estais e para os nós dos cabos condutores e para-raios nas extremidades do modelo (em x = 0 m e x = 2000 m).

As propriedades das cadeias de isoladores, dos cabos condutores, para-raios e de estai foram descritas nos itens anteriores.

A tabela 5.10 apresenta, resumidamente, a quantidade de elementos modelados no trecho de LT com suas respectivas características mecânicas.

Tabela 5.10 – Propriedades mecânicas dos elementos de barra e de cabo e quantidade de elementos e nós modelados no trecho completo de LT

Elemento	Módulo de Elasticidade Longitudinal (N/m ²)	Massa específica (kg/m³)	Elementos por torre	Elementos no modelo	Nós no modelo
Barras reais da torre	2,00000E+11	7,8500E+03	634	1902	
Barras fictícias da torre	2,00000E+11	2,6160E+01	363	1089	825
Cabos condutores	7,45150E+10	7,8500E+03	150	600	594
Cabos para- raios	1,72369E+11	7,8500E+03	100	400	396
Cabos de estais	1,20000E+11	6,1875E+03	4	12	12
Cadeias de isoladores	2,00000E+11	7,8500E+03	3	9	9
			Total de ele mod	ementos no delo	4012
			Total de nós	s no modelo	1836

6 ANÁLISE NUMÉRICA

A resposta da torre estaiada S1E2, submetida a hipótese de carga de peso próprio mais ruptura de cabo, é obtida através de dois tipos de análise: estática e dinâmica no domínio do tempo. Uma análise modal da torre isolada também é realizada para calibração dos modelos. As análises estática, modal e dinâmica no domínio do tempo são detalhadas a seguir.

A análise estática foi realizada no programa de elementos finitos ANSYS, versão 14.0, nos modelos com uma torre estaiada isolada (modelos "A", "B" e "C", descritos no item 5.5), utilizando cargas estáticas equivalentes na simulação da ruptura de um cabo condutor ou de um cabo para-raios.

A análise modal também foi realizada no programa ANSYS, versão 14.0, com os mesmos modelos da torre estaiada isolada utilizados na análise estática, a fim de obter as primeiras frequências e modos de vibração da estrutura e calibrar os modelos. Tal calibração está explicada no item 6.2.

A análise dinâmica no domínio do tempo é realizada na torre estaiada isolada, para comparação com o modelo "C" das análises estática e modal, e em um trecho completo de LT, com três torres estaiadas e quatro vãos de cabos, considerando todos os elementos que compõem a linha: as torres estaiadas com as respectivas cadeias de isoladores e cabos de estai, os cabos condutores e os cabos para-raios. São avaliados os resultados da torre estaiada submetida à hipótese de carga de peso próprio mais ruptura de cabo no domínio do tempo. Para isso, é utilizado o método de integração direta das equações do movimento com diferenças finitas centrais, de forma explícita, através de uma rotina desenvolvida em FORTRAN adaptada para as torres estaiadas deste trabalho.

Em todas as análises os modelos são definidos com apoios indeslocáveis, não levando em consideração a interação solo-estrutura.

A seguir, são detalhadas as análises, os modelos numéricos e os carregamentos utilizados no trabalho.

6.1 Análise estática da torre isolada

Para avaliação da resposta estática da torre isolada, são utilizadas "cargas estáticas equivalentes", a fim de simular a ruptura de um cabo condutor ou de um cabo para-raios, conforme os procedimentos prescritos na NBR 5422 (1985) descritos a seguir.

A análise estática consiste na aplicação das seguintes "cargas estáticas equivalentes" diretamente nos braços da torre estaiada de suspensão:

 Uma carga horizontal, na direção longitudinal à LT, aplicada no braço da torre em que se está simulando a ruptura do cabo, com um valor igual à tração em regime EDS (*Every Day Stress*) do cabo.

Para um cabo condutor da torre estaiada estudada esta tração equivale a 20% da sua carga de ruptura (UTS - *Ultimate Tension Stress*). Além disso, é levado em conta um alívio nesta força em 20%, em razão da movimentação da cadeia de isoladores. Dessa forma, o valor a ser tomado, equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento, é de 16% da UTS. Para um cabo para-raios da torre estaiada estudada o valor adotado para a

carga horizontal é de 11,75% da UTS deste cabo (apresentado no item 5.3.2), sem considerar nenhum alívio pois não há movimento de cadeia de isoladores.

Cargas verticais aplicadas nos braços da torre para considerar o peso próprio das cadeias de isoladores, dos cabos condutores e para-raios.
 Além das cargas aplicadas nos braços da torre, também deve ser considerado o carregamento devido ao peso próprio da estrutura. Tal carregamento é considerado no programa ANSYS quando se aplica uma aceleração vertical para cima no valor de 1 g (g = 9,81 m/s²) na estrutura, a qual é constituída de perfis de aço, cuja massa específica ρ = 7850 kg/m³. Desta forma, o programa calcula o peso próprio das barras e distribui para os nós da estrutura.

As ações referentes ao peso próprio dos cabos condutores e para-raios são determinadas multiplicando o peso linear pelo vão de peso do referido cabo. No caso da torre estudada o vão de peso dos cabos é de 500 m, referentes à soma das duas metades dos vãos adjacentes à estrutura de suspensão (ver figura 6.2). Estas

cargas são aplicadas no modelo como forças verticais concentradas (direção Y), aplicadas nos nós de suspensão dos cabos, localizados nas extremidades dos braços da torre, conforme ilustrado na figura 6.1 e com os valores apresentados na tabela 6.1. Cabe salientar que a força vertical dos cabos condutores aplicada nos braços da torre deve ser a soma do peso próprio destes cabos com o peso da cadeia de isoladores, que é de 1350 N.

A carga vertical aplicada no ponto de suspensão adjacente ao cabo rompido deve ser reduzida pela metade, pois no vão com o cabo rompido não há peso próprio.

A tabela 6.1 apresenta os valores das cargas estáticas que devem ser aplicadas nos nós do modelo "A", "B" e "C" para realização da análise estática da torre S1E2, considerando a ruptura do cabo condutor 1 e a ruptura do cabo pararaios 1, identificados na figura 6.1.

Carga		orizontal de ruptura de cabo (N)		Peso	Peso dos cabos (N)	
Elemento	UTS	16% da UTS	11,75% da UTS	(N/m)	1 Vão (500m)	½ Vão* (250m)
Cabo condutor	72506	11600,96	-	7,9770	3988,5	1994,25
Cabo para-raios	68502,6	-	8049,06	3,9841	1992,05	996,025
Nós de ap nos braços condu	licação do cabo itor	253	-	-	260 e 267	253
Nós de ap nos braços para-ra	licação do cabo aios	-	252	-	250	252

Tabela 6.1 – Cargas horizontais e cargas de peso próprio dos elementos de cabo aplicados na análise estática da torre S1E2

* No braço da torre com o cabo rompido.

A torre S1E2 é analisada para duas hipóteses diferentes de ruptura de cabo. A primeira, denominada H1, simula a ruptura do cabo condutor suspenso pelo braço superior (condutor 1). Entre os três cabos condutores suspensos pela torre (condutor 1, 2 e 3 – ver figuras 6.1 (a) e 6.3), foi selecionado apenas o cabo condutor 1 para a análise de ruptura de cabo, pois é o mais alto, e portanto, o que provoca os maiores esforços na torre. Na segunda hipótese, denominada H2, a ruptura é simulada para o cabo para-raios 1, identificado na figura 6.1 (b).



H1 (Hipótese de carga 1) – simula a ruptura do cabo condutor 1;

CC e ¹/₂ **CC** – Carga de peso próprio referente ao cabo condutor, considerando um vão inteiro e a metade do vão, respectivamente;

CP - Carga de peso próprio referente ao cabo para-raios, considerando um vão inteiro;

- CI Carga de peso próprio referente à cadeia de isoladores.
- Figura 6.1 (a) Hipótese de ruptura de cabo condutor 1 com a localização das cargas estáticas equivalentes e cargas de peso próprio dos elementos



(b)

H2 (Hipótese de carga 2) – simula a ruptura do cabo para-raios 1;

CC – Carga de peso próprio referente ao cabo condutor, considerando um vão inteiro;

CP e ¹/₂ **CP** – Carga de peso próprio referente ao cabo para-raios, considerando um vão inteiro e a metade do vão, respectivamente;

CI – Carga de peso próprio referente à cadeia de isoladores.

Figura 6.1 – (b) – Hipótese de ruptura de cabo para-raios 1 com a localização das cargas estáticas equivalentes e cargas de peso próprio dos elementos



Figura 6.2 – Vista superior esquemática da torre estaiada de LT com seu vão de peso



Figura 6.3 – Vista em perspectiva da torre com a identificação dos estais, braços de suspensão de cabos condutores e de cabos para-raios

Com respeito às propriedades dos materiais utilizados no modelo (barras reais, fictícias e cabos de estais) são definidas três diferentes propriedades para os materiais 1, 2 e 3.

Para os elementos de barra reais da torre (material 1) as propriedades são:

 Módulo de elasticidade longitudinal do aço das barras reais (E_{aço}): 2,0000E+11N/m²;

- Módulo de elasticidade transversal do aço das barras reais (G_{aço}): 7,6923E+10 N/m²;
- Massa específica do aço das barras reais: 7,8500E+03 kg/m³.

As propriedades para o material dos cabos de estai (material 2) são:

- Módulo de elasticidade longitudinal do aço dos cabos de estais (E_{aço}): 1,2000E+11 N/m²;
- Massa específica do aço dos cabos de estai: 6,1875E+03 kg/m³;

Finalmente, para as barras fictícias (material 3), as propriedades são:

- Módulo de elasticidade longitudinal do aço das barras fictícias (E_{aço}): 2,0000E+11 N/m²;
- Massa específica do aço das barras fictícias: 2,6160E+01 kg/m³.

A tabela 6.2 apresenta um resumo das propriedades dos três materiais utilizados nos modelos "A", "B" e "C" da análise estática.

Elemento	Material	Módulo de elasticidade transversal (N/m²)	Módulo de elasticidade longitudinal (N/m²)	Massa específica (kg/m³)	Número de barras
Barras reais	1	7,6923E+10	2,0000E+11	7,8500E+03	634
Cabos de estai	2	-	1,2000E+11	6,1875E+03	4
Barras fictícias	3	-	2,0000E+11	2,61600+01	363
				Total de barras	1001
				Total de nós	279

	Tabela 6.2 –	Propriedades	dos materiais	das barras e d	dos cabos de esta
--	--------------	--------------	---------------	----------------	-------------------

O modelo utilizado para obtenção dos resultados nesta análise é o modelo "C" "C" da torre estaiada isolada, visto que é o modelo compatível ao da aplicação do método de integração direta na análise dinâmica do trecho completo de LT no domínio do tempo. O modelo "C", considerando todas as barras (reais e fictícias) e cabos de estais, é modelado com um total de 279 nós. O ponto de origem do sistema de coordenadas global (X, Y e Z) coincide com o nó 1 da torre, o qual define o ponto da base do mastro central, onde é considerado um dos apoios indeslocáveis da torre (fundação), com restrição à translação nas três direções (UX, UY e UZ). As demais restrições nodais ocorrem nos quatro pontos de ancoragem das fundações dos estais (nós 276, 277, 278 e 279).

Os elementos de cabos condutores e para-raios não são modelados na análise da torre isolada. Assim, o peso próprio dos cabos condutores é considerado como uma força vertical aplicada nos nós 253, 260 e 267, e nos cabos para-raios a respectiva força vertical é aplicada nos nós 250 e 252.

A carga horizontal que simula a ruptura do cabo condutor 1 é aplicada no nó 253, como ilustrado na figura 6.4 (b). Já a carga horizontal que simula a ruptura do cabo para-raios 1 é aplicada no nó 252.

A figura 6.4 ilustra a vista em perspectiva da torre estaiada com a localização das cargas aplicadas, dos nós de restrição (fundações) e dos nós dos braços. Também são identificados os tipos de elementos finitos utilizados no modelo.





Figura 6.4 – Vista em perspectiva da torre estaiada com a localização das cargas aplicadas, dos nós de restrição (fundações) e dos nós dos braços

A figura 6.5 mostra a localização das cargas de peso próprio dos cabos e das cargas estáticas equivalentes (horizontais) de ruptura de cabo aplicadas nos braços que suspendem o cabo condutor 1 e o cabo para-raios 1.



H1 (Hipótese de carga 1) – simula rompimento de cabo condutor superior 1;

H2 (Hipótese de carga 2) – simula o rompimento do cabo para-raios 1;

CC e ¹/₂ CC – Carga de peso próprio referente ao cabo condutor, considerando um vão inteiro e a metade do vão, respectivamente;

CP e ¹/₂ **CP** – Carga de peso próprio referente ao cabo para-raios, considerando um vão inteiro e a metade do vão, respectivamente;

CI – Carga de peso próprio referente à cadeia de isoladores.

Figura 6.5 – Vista frontal (a) e em perspectiva (b) do topo da torre estaiada, com a localização das cargas de peso próprio dos cabos e das cargas estáticas equivalentes de ruptura de cabo

É importante ressaltar que as cargas estáticas equivalentes que simulam a ruptura do cabo condutor e do cabo para-raios não são aplicadas simultaneamente na análise da estrutura.

6.2 Análise modal da torre isolada

A análise modal tem o propósito de determinar as primeiras frequências e modos de vibração naturais da torre estaiada isolada, com os modelos "A", "B" e "C".

A análise modal da torre isolada, sem os cabos condutores e para-raios, realizada no programa ANSYS versão 14.0, é necessária inicialmente para calibrar o modelo "C", isto é, definir as barras fictícias no modelo "C", de forma que não interfiram significativamente nos resultados, ou seja, para que as frequências da estrutura neste modelo resultem muito próximas dos valores encontrados com os modelos "A" e "B". Após, estas frequências naturais são comparadas com os respectivos valores encontrados na análise dinâmica no domínio do tempo com a torre isolada, a fim de avaliar o modelo da torre isolada para ser utilizado no modelo com o trecho completo de LT.

Cabe salientar que o modelo "C" (torre modelada apenas com elementos de treliça espacial) é necessário para a aplicação do método de integração direta na análise dinâmica do trecho completo de LT no domínio do tempo, programado para ser utilizado em estruturas modeladas apenas com elementos de treliça espacial.

6.3 Análise dinâmica no domínio do tempo

A avaliação do comportamento dinâmico das torres estaiadas é realizada através de uma análise numérica no domínio do tempo, empregando o método de integração direta das equações do movimento, de forma explícita, com diferenças finitas centrais.

A análise consiste em simular um carregamento dinâmico proveniente da ruptura de um cabo condutor e de um cabo para-raios nas torres isoladas e também nas torres inseridas em um trecho completo de LT.

Antes de iniciar a análise dinâmica do trecho completo, a torre é submetida a uma avaliação dinâmica isolada, com o intuito de determinar as primeiras frequências de vibração e compará-las com aquelas obtidas na análise modal realizada no programa ANSYS, descrita no item 6.2. Assim, é possível validar o modelo numérico utilizado no método de integração direta. Depois de validado o modelo, procede-se a análise dinâmica do modelo completo do trecho de LT.

6.3.1 Análise dinâmica da torre estaiada isolada

Para a análise dinâmica da torre estaiada isolada no domínio do tempo, através do MID explícito, é aplicada uma carga horizontal impulsiva no topo da torre, e assim, obtém-se o deslocamento horizontal da estrutura ao longo do tempo. Desta forma, podem-se determinar as primeiras frequências de vibração da torre estaiada, uma para cada direção horizontal (X e Z), e compará-las com os valores obtidos na análise modal realizada no programa ANSYS.

Assim, é realizada a validação do modelo numérico da torre estaiada para a sua aplicação na análise dinâmica do trecho completo de LT.

A aplicação da carga horizontal impulsiva no topo da torre é realizada da seguinte forma: o carregamento de peso próprio da estrutura é aplicado gradativamente, de 0 a 100%, em um intervalo de tempo de 0 a 5 segundos. Simultaneamente, é imposta a deformação inicial para a protensão dos estais, também de forma gradual. Depois disso, no instante t = 5 segundos, aplica-se uma carga horizontal, equivalente à ruptura do cabo condutor 1, no sentido transversal à LT (direção X), de forma crescente, durante 5 segundos, atingindo o seu valor máximo em t = 10 s. A seguir, o valor da carga horizontal é mantido constante durante mais 5 segundos, sendo abruptamente interrompido em t = 15 s, colocando estrutura em vibração livre. A análise prossegue por mais 5 segundos, até chegar em t = 20 s, que é o tempo final de processamento. Nos últimos 5 segundos da análise é possível obter a primeira frequência de vibração da torre isolada,

analisando o deslocamento horizontal ao longo destes 5 segundos do nó 251 do topo da torre. Para obter a frequência natural de vibração da torre na outra direção horizontal (direção Z), basta repetir o mesmo procedimento, porém com a carga aplicada na direção longitudinal à LT (direção Z).

Os dados de entrada básicos para a realização da análise dinâmica por integração direta em uma torre isolada estão apresentados, de forma resumida, na tabela 6.3.

Tabela 6.3 – Dados de entrada básicos para a análise dinâmica por integração direta de uma torre isolada

Aceleração da gravidade	9,81 m/s²		
Constante que relaciona o amortecimento com a massa, aplicado aos nós da torre	3,0		
Intervalo de tempo de integração	2,5E-06 e 4,0E-06 s		
Tempo total da análise	20 s		
Intervalo de tempo destinado à aplicação do peso próprio e deformação inicial (protensão) nos cabos de estai	0 a 5 s		
Instante de tempo para iniciar a aplicação da força horizontal (0%)	5 s		
Instante de tempo de aplicação da força horizontal com seu valor máximo (100%)	10 s		
Instante de tempo para encerrar abruptamente a aplicação da força horizontal	15 s		
Número total de nós no modelo	279		
Número total de elementos no modelo	1001		
Número total de nós de torre no modelo	275		
Nó de controle principal	251		
Número de perfis diferentes nas barras das torres, exceto as barras fictícias	10		
Último elemento de perfil real da torre	634		
Deformação inicial nos estais 1 e 3 (Par 1)	1,452840E-03 m/m		
Deformação inicial nos estais 2 e 4 (Par 2)	1,452083E-03 m/m		
Demais dados do modelo e propriedades mecânicas dos materiais			

Para a confirmação dos resultados das análises pelo método de integração direta, foram realizadas duas análises na mesma estrutura com valores diferentes de intervalo de tempo de integração (Δt). Os valores de Δt foram determinados a partir do cálculo do intervalo de tempo crítico (Δt_{crit}) para a estrutura, utilizando a equação 4.11, mostrada no capítulo 4. A tabela 6.4 apresenta os resultados do cálculo do Δt_{crit} para as barras reais e fictícias da torre.

100144				
Tipo de barra	Comprimento da menor barra da Treliça L_{min} (m)	Módulo de elasticidade longitudinal E (N/m²)	Massa específica ρ (kg/m³)	∆t _{crit} (s)
Barras reais	0,433	2,0 E+11	7850	8,59E-05
Barras fictícias	0,613	2,0 E+11	26,16	7,01E-06

Tabela 6.4 – Intervalos de tempo críticos obtidos para análise dinâmica da torre isolada

Finalmente, os valores do intervalo de tempo de integração (Δt) adotados nas análises da torre S1E2, menores que os valores críticos, estão apresentados na tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Intervalos de tempo de integração adotados para a análise dinâmica da torre isolada

Δt_1	Δt_2
2,50E-06	4,00E-06

6.3.2 Análise dinâmica de um trecho completo de LT

Para obter a resposta dinâmica das torres inseridas num trecho completo de LT, simulando a ruptura de um cabo condutor ou para-raios, utilizou-se uma rotina em FORTRAN, desenvolvida por Kaminski (2007) e adaptada para a análise de torres estaiadas. Os resultados são obtidos com o uso do método de integração direta das equações do movimento, na forma explícita, com diferenças finitas

centrais, programado para estruturas modeladas com elementos de treliça espacial e considerando as não linearidades geométricas. A rotina é aplicada em três etapas:

Na primeira etapa, denominada pré-processamento, é montado o arquivo com os dados de entrada do trecho completo de LT, incluindo as torres, as cadeias de isoladores e os cabos condutores, para-raios e de estai, com todas as propriedades e discretizações definidas pelo usuário.

Na segunda etapa, denominada processamento, a estrutura é analisada e a resposta dinâmica no domínio do tempo é obtida.

Na etapa final, denominada pós-processamento, são gerados arquivos de saída de resultados, os quais são empregados para análise da resposta da estrutura em termos de esforços axiais nas barras e nos elementos de cabo e deslocamentos dos nós.

O tempo total da análise numérica do trecho completo de LT é de 40 segundos. Os carregamentos de peso próprio das torres e dos elementos de cabo (condutores, para-raios e estais), são aplicados gradualmente, de 0 a 100% de seu valor, durante um intervalo de tempo de 5 segundos (t = 0 a 5 s). Neste mesmo intervalo de tempo, é aplicada a deformação inicial para dar a protensão desejada nos cabos de estai, também de forma gradual (0 a 100%). O intervalo de tempo de 5 a 20 segundos é utilizado para amortecer qualquer vibração induzida no modelo numérico. A ruptura do elemento de cabo selecionado ocorre no instante de tempo de 20 segundos (t = 20 s) e os 20 segundos restantes da análise são consumidos para obter a resposta dinâmica da estrutura no tempo.

Na figura 6.6 são ilustrados os elementos de cabo condutor e de cabo para-raios selecionados para romper no modelo do trecho completo de LT.



Figura 6.6 – (a) – Elementos selecionados para romper na análise dinâmica: vista de topo do modelo completo de LT



Elemento de isolador;

×↓↓ ₹

Elemento de cabo condutor 1 selecionado para romper (Hipótese de ruptura 1); Elemento de cabo para-raios 1 selecionado para romper (Hipótese de ruptura 2).



Os elementos de cabo selecionados para romper, tanto o de cabo condutor quanto o de cabo para-raios, estão situados próximos à torre 2, no vão 2 da linha, entre as torres 1 e 2, especificamente o elemento 2422, para o cabo condutor 1 e o 2022 para o cabo para-raios 1, conforme ilustrado na figura 6.6. A definição do vão 2 para a ruptura do cabo, próximo da torre 2, foi feita com o objetivo de minimizar o retorno de vibrações de cabos condutores e para-raios que podem ocorrer próximos aos nós de extremidade do modelo quando ocorre a ruptura de um cabo, uma vez que estes nós são definidos como indeslocáveis. A torre 2 é a que está mais distante dos nós de extremidade.

A ruptura de um cabo no modelo numérico completo de LT é introduzida de forma simples: anulando a força axial ($f_a(t)$) atuante no elemento selecionado para romper em um instante de tempo especificado, no caso da análise no tempo t = 20 s. Os cabos selecionados para romper são os mesmos da análise estática (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1).

Os valores dos intervalos de integração (Δt) utilizados para a análise do modelo completo de LT são os mesmos adotados na validação do modelo da torre isolada.

Para o amortecimento viscoso (proporcional à massa nodal), definido pela constante c_m , descrita nas equações 4.6 e 4.7, foram adotados os valores $c_m = 3$ e $c_m = 2$ para os elementos das torres e isoladores, respectivamente. Para os elementos de cabo, onde o amortecimento tem um papel mais significativo na resposta dinâmica, foi adotado o valor de $c_m = 1$. Os valores das constantes de c_m , para cada nó de elemento, foram definidos com base em um estudo paramétrico realizado por Kaminski *et al.* (2005). Cabe salientar que a constante c_m (constante que relaciona o amortecimento com a massa nodal) deve ser ajustada de modo que a razão de amortecimento crítico (ζ) seja próxima a da estrutura real, que no caso de torres metálicas treliçadas varia de 3% a mais de 10%.

Na tabela 6.6 são apresentados, de forma resumida, os dados básicos de entrada na rotina em FORTRAN para a análise do trecho completo de LT por integração direta explícita.

Tabela 6.6 – Dados básicos de entrada na rotina em FORTRAN para a análise dinâmica por integração direta explícita no trecho completo de LT

Aceleração da gravidade	9,81 m/s²		
Constante que relaciona o amortecimento com a massa, aplicado aos nós da torre	3,0		
Constante que relaciona o amortecimento com a massa, aplicada aos nós de isoladores	2,0		
Constante que relaciona o amortecimento com a massa, aplicada aos nós de cabos	1,0		
Tempo total da análise	40 s		
Intervalo de tempo destinado à aplicação do peso próprio e da deformação (protensão) nos cabos de estais	0 a 5 s		
Intervalo de tempo destinado ao amortecimento de qualquer vibração induzida ao modelo	5 a 20 s		
Instante de tempo definido para aplicação da ruptura de cabo	20 s		
Intervalo de tempo destinado à análise da resposta da estrutura	20 a 40 s		
Número total de nós no modelo	1836		
Número total de elementos no modelo	4012		
Número total de nós nas torres 1, 2 e 3 do modelo	825		
Nó de controle principal	251		
Número de perfis diferentes nas barras das torres, exceto as barras fictícias	10		
Último elemento de perfil real das torres do trecho, dos isoladores, cabos de estais, para-raios, condutores	1902, 1911, 1923, 2323, 2923		
Último elemento de perfil real da primeira torre da linha	634		
Intervalo de tempo de integração	2,5E-06 e 4,0E-06 s		
Deformação inicial nos estais 1 e 3 (Par 1)	1,452840E-03 m/m		
Deformação inicial nos estais 2 e 4 (Par 2)	1,452083E-03 m/m		
Demais dados do modelo e propriedades mecânicas dos materiais			

Posteriormente, os resultados da resposta dinâmica da estrutura são comparados com a resposta estática usualmente adotada pelos projetistas (que utiliza as "cargas estáticas equivalentes" na simulação da ruptura de cabos), em termos de deslocamentos máximos no topo e esforços normais nas barras da torre.

Por fim, são gerados arquivos de saída de resultados com a estrutura deformada, em diversos intervalos de tempo especificados, ao longo do tempo total de análise. Para a visualização e animação destes resultados é utilizado um programa de pós-processamento denominado TECPLOT.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo os resultados numéricos obtidos na análise modal e nas análises estática e dinâmica dos modelos mecânicos de torres isoladas e inseridas em trechos de LT submetidos à ruptura de cabo são apresentados e discutidos.

7.1 Validação dos modelos numéricos pela análise de frequências de vibração

7.1.1 Análise modal da torre isolada

Os resultados da análise modal da torre isolada, realizada no programa ANSYS, necessários para calibrar o modelo "C" e validar o modelo o da torre isolada para ser utilizado no modelo numérico com o trecho completo de LT, são apresentados e discutidos a seguir.

Especialmente em torres estaiadas, devido a influência da protensão dos estais sobre a estrutura central da torre, os modos de vibração destas apresentam um comportamento peculiar quando comparadas às torres autoportantes. Segundo Bentes (2013), a particularidade encontra-se nos modos de vibração que são referentes apenas à vibração dos estais (modos de corda), tendo a torre metálica um comportamento de corpo rígido. É importante salientar que os valores de frequências naturais associadas aos modos de corda são consideravelmente inferiores aos modos associados à estrutura metálica, visto a significativa flexibilidade dos estais.

Isso ocorre nesta análise, onde o acoplamento do modo de vibração da torre juntamente com o modo de vibração dos estais, ocorre somente a partir do 2º modo de vibração, quando a estrutura metálica da torre apresenta sua primeira forma modal de flexão na direção transversal à linha (X). O terceiro modo também teve um comportamento de corpo rígido. A segunda forma modal da estrutura é observada no 4º modo de vibração, referente ao movimento de flexão na torre na direção

longitudinal à linha (Z). Devido a esse comportamento desacoplado entre os modos de vibração dos estais e da torre, na escolha dos valores de frequências para a validação do modelo numérico e o cálculo das razões de amortecimento crítico da estrutura, foram tomados os dois modos de vibração associados ao movimento da estrutura metálica, sendo estes o 2º e 4º modos, associados ao movimento de flexão da torre na direção transversal e longitudinal à linha, respectivamente. Também, é observada uma terceira forma modal da estrutura, esta referente ao modo de torção na torre, considerado um modo importante para a torre adjacente ao ponto de ruptura do cabo, visto que a estrutura tende a girar em torno do seu próprio eixo vertical (Y) quando ocorre a solicitação dinâmica correspondente ao colapso de cabo. Contudo, este modo é analisado apenas para fins de calibração do modelo "C", sendo desconsiderado na avaliação do modelo dinâmico da torre isolada, que utiliza o MID.

Inicialmente na calibração do modelo "C", desconsiderando os modos de vibração dos estais, os resultados das primeiras frequências da torre isolada resultaram em valores muito próximos aos obtidos nos modelos "A" e "B", como se observa na tabela 7.1.

	Frequência (Hz)			
Forma modal	Modelo "A"	Modelo "B"	Modelo "C"	
Flexão transversal à LT (direção X)	2,684	2,679	2,739	
Flexão longitudinal à LT (direção Z)	3,623	3,631	3,662	
Torção (em torno do eixo Y)	4,770	4,774	4,759	

Tabela 7.1 – Frequências obtidas em análise modal dos modelos "A", "B" e "C" da torre isolada

Logo, as barras fictícias definidas para o modelo "C", conforme o item 5.2.3, não interferem significativamente nos resultados das frequências de vibração da estrutura, ou seja, o modelo está calibrado.

As primeiras formas modais da estrutura, para a direção X e Y de vibração do modelo "C", estão ilustradas nas figuras 7.1 e 7.2, respectivamente.









Os resultados das frequências obtidas em analise modal, realizada para o modelo "C" da torre isolada S1E2, referente aos modos de vibração nas direções longitudinal e transversal à linha, são apresentados na tabela 7.2.

Modo de Vibração	Descrição do Modo de Vibração	Frequência (Hz)
2 [°]	Flexão transversal à LT (direção X)	2,739
4 [°]	Flexão longitudinal à LT (direção Z)	3,662

Tabela 7.2 – Frequências obtidas em análise modal do modelo "C" de torre S1E2

A seguir as frequências naturais obtidas para o modelo "C" (tabela 7.2) são comparadas com os respectivos valores encontrados na análise dinâmica no domínio do tempo com a torre isolada.

7.1.2 Análise dinâmica com forças impulsivas na torre isolada por integração direta

Na determinação dos resultados dinâmicos da torre S1E2 isolada submetida à forças de impulsão nas direções X e Z (transversal e longitudinal à linha), através do método de integração direta, foram obtidas as frequências de vibração da torre.

A análise com aplicação de forças de impulsão foi realizada com o objetivo de avaliar o modelo dinâmico que utiliza o MID, em termos de precisão de respostas, através de um comparativo com as frequências obtidas em análise modal para o modelo "C".

Para obtenção das frequências de vibração da torre estaiada, foram plotados gráficos com os valores de deslocamentos de topo *versus* tempo, onde são apresentadas as oscilações da estrutura no domínio do tempo. Para confirmar a precisão dos resultados da análise dinâmica por integração direta, foram utilizados dois tempos de integração diferentes ($\Delta t_1 e \Delta t_2$) menores que o tempo de integração crítico (Δt_{crit}), conforme definidos no item 6.3.1.

As figuras 7.3 e 7.4 apresentam os gráficos dos valores de deslocamento do topo *versus* tempo para a direção X (modo de vibração transversal à LT) dos

modelos numéricos da torre S1E2, considerando o nó 251 para o monitoramento dos deslocamentos de topo.



Figura 7.3 – Gráfico de deslocamentos *versus* tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção transversal à LT (X), em um intervalo de tempo de 14 a 20 segundos



Figura 7.4 – Gráfico de deslocamentos *versus* tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção transversal à LT (X), em um intervalo de tempo de 0 a 20

As figuras 7.5 e 7.6 apresentam os gráficos dos valores de deslocamento do topo *versus* tempo para a direção X (modo de vibração longitudinal à LT) dos modelos numéricos da torre S1E2, considerando o nó 251 para o monitoramento dos deslocamentos de topo.



Tempo (s) Figura 7.5 – Gráfico de deslocamentos *versus* tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção longitudinal à LT (Z), em um intervalo de tempo de 0 a 20 segundos



Figura 7.6 – Gráfico de deslocamentos versus tempo do nó 251 do topo da torre estaiada S1E2 para a direção longitudinal à LT (Z), em um intervalo de tempo de 14 a 20 segundos

Os resultados foram iguais para os dois valores de tempo de integração (Δt_1 e Δt_2), confirmando a estabilidade do método.

Para a determinação das frequências de vibração das torres estaiadas S1E2 foi feita a média dos cinco primeiros ciclos de vibração, obtidos a partir do instante de tempo t = 15 s, quando a torre entra em estado de vibração livre. Assim, foram determinados os períodos de vibração (T) para cada caso, em que a frequência "f" é igual a "1/T".

Os valores das frequências dos modos de vibração em X (transversal à LT) e Z (longitudinal à LT) do modelo numérico de torre estaiada S1E2, ilustradas nos gráficos das figuras 7.4 e 7.6, são apresentados nas tabelas 7.3 e 7.4, respectivamente.

Tabela 7.3 – Frequências de vibração da torre estaiada S1E2 na direção X (vibração transversal à LT)

№ de ciclos	Tempo (s)		Período	Frequência
	Inicial	Final	médio (s)	(Hz)
5	15,354	17,269	0,383	2,611

Tabela 7.4 – Frequências de vibração da torre estaiada S1E2 na direção Z (vibração longitudinal à LT)

Nº de ciclos	Tempo (s)		Período	Freguência
	Inicial	Final	médio (s)	(Hz)
5	15,154	16,524	0,274	3,649

A seguir, conforme apresenta a tabela 7.5, é feito o comparativo entre os resultados das frequências de vibração encontrados no modelo "C" e os respectivos valores encontrados na análise dinâmica no domínio do tempo com a torre isolada.

	Frequência (Hz)		Variação optro oc
Forma modal	An. Modal*	An. Dinâmica**	métodos (%)
Flexão transversal à LT (direção X)	2,739	2,611	4,57
Flexão longitudinal à LT (direção Z)	3,662	3,649	0,19

Tabela 7.5 – Comparativo das frequências de vibração da torre estaiada S1E2 nas direções X e Z, obtidas em análise modal e dinâmica com forças de impulsão por integração direta

*An. Modal: frequência obtida em análise modal para o modelo "C" da torre isolada;
**MID: frequência obtida em análise dinâmica para o modelo dinâmico da torre isolada com forças impulsivas

Os resultados encontrados para a análise modal do modelo "C" e dinâmica para o modelo da torre isolada, em termos de frequências de vibração das torres estaiadas, foram bastante próximos, de acordo com a tabela 7.5. A diferença entre os dois modelos numéricos para a direção de vibração X da torre (transversal à LT) foi de 4,57%. Para a direção Z, a diferença foi mínima (praticamente coincidente), resultando em uma variação de 0,19%. Para os dois tempos de integração utilizados na análise dinâmica ($\Delta t_1 \in \Delta t_2$), os resultados foram iguais para as frequências de vibração em X e Z da estrutura, confirmando a estabilidade do método.

Portanto, em termos de resultados de frequências de vibração da estrutura, o modelo numérico dinâmico da torre isolada, que utiliza o método de integração direta, é preciso para ser utilizado no modelo com o trecho completo de LT.

7.1.2.1 Decremento logarítmico e razão de amortecimento crítico

Outro importante parâmetro da vibração livre de um sistema com amortecimento viscoso calculado, além das frequências, são os valores do decremento logarítmico (d_{log}) da amplitude. O decremento logarítmico d_{log} representa a taxa na qual a amplitude de vibração de um sistema livremente amortecido cai. É definido como o logaritmo natural (neperiano) da relação de quaisquer duas amplitudes de oscilações sucessivas. Os valores do decremento logarítmico foram calculados para os modelos que utilizam a rotina numérica por integração direta, a fim de determinar a taxa de diminuição da vibração do sistema e, em função disso, determinar a razão de amortecimento crítico deste.

Para determinar o decremento logarítmico da amplitude de vibração no modelo numérico de integração direta é utilizada a expressão 7.1, a seguir:

$$d_{\log} = \ln\left(\frac{x_n}{x_{n+1}}\right) = \zeta.\,\omega_n.\,T_{nd}$$
(7.1)

Isolando a razão de amortecimento crítico da estrutura " ζ ", obtém-se:

$$\zeta = \frac{d_{\log}}{\sqrt{(2\pi)^2 + d_{\log}^2}}$$
(7.2)

Esta equação é usada para determinar experimentalmente o valor da razão de amortecimento crítico " ζ ", medindo a diminuição da amplitude de oscilações sucessivas do sistema.

Considerando "m" ciclos sucessivos tem-se, para o decremento logarítmico e a razão de amortecimento, as seguintes expressões:

$$d_{\log} = \ln\left(\frac{x_n}{x_{n+m}}\right) = \zeta.\,\omega_n.\,m.\,T_{nd}$$
(7.3)

$$\zeta = \frac{d_{\log}}{\sqrt{(2\pi . m)^2 + d_{\log}^2}}$$
(7.4)

Portanto, assim como no cálculo das frequências, foram determinados os valores do decremento logarítmico para a direção de vibração X e Z do sistema. Para tanto foram tomados diferentes pares de amplitudes de oscilações sucessivos $(x_n, x_{n+1}, ...)$. O d_{log} foi calculado para m ciclos sucessivos, com m = 3 (três ciclos sucessivos), obtido a partir da média de três valores de ciclos sucessivos do sistema. Além disso, também foram determinados os respectivos valores de amortecimento crítico ζ do sistema.

A seguir, a tabela 7.6 apresenta os valores obtidos para o d_{log} e a respectiva razão de amortecimento crítico ζ , para a direção X de vibração da torre, utilizando três ciclos sucessivos de oscilação (m = 3), calculados de acordo com a equação
7.3 e 7.4. Os valores obtidos são válidos para os dos dois tempos de integração (Δt_1 e Δt_2) considerados, pois os mesmos geram a mesma resposta na estrutura, como foi constatado anteriormente na análise das frequências de vibração.

Oscilação	x _n (m)	x _{n+m} (m)	d _{log}	ζ
1 – 3	0,2095	0,0263	2,075	0,109
2 – 4	0,0674	0,0124	1,693	0,089
3 – 5	0,0263	0,0035	2,017	0,106
	Va	lor médio	1,928	0,102

Tabela 7.6 – Valores do decremento logarítmico e da razão de amortecimento crítico, calculados a partir de três ciclos sucessivos para a torre S1E2 na direção X

Da mesma forma que na direção X de vibração da estrutura, o processo de determinação do decremento logarítmico e razão de amortecimento crítico é repetido para a direção Z. Os resultados são válidos para os dos dois tempos de integração $(\Delta t_1 e \Delta t_2)$ considerados.

Através da tabela 7.7, são apresentados os valores obtidos para o d_{log} e da respectiva razão de amortecimento crítico ζ para as frequências de vibração na direção Z da torre, considerando três ciclos sucessivos de oscilação.

Oscilação	x _n (m)	x _{n+m} (m)	d _{log}	ζ
1 – 3	0,0437	0,0211	0,728	0,039
2 – 4	0,0325	0,0116	1,030	0,055
3 – 5	0,0211	0,0086	0,898	0,047
	Va	lor médio	0,885	0,047

Tabela 7.7 – Valores do decremento logarítmico e da razão de amortecimento crítico, calculados a partir de três ciclos sucessivos para a torre S1E2 na direção Z

Cabe salientar que os resultados encontrados para a razão de amortecimento crítico ζ dependem da constante c_m, definida com base em um estudo paramétrico

realizado por Kaminski *et al.* (2005), ou seja, c_m foi calibrado para que a razão de amortecimento crítico ζ seja próxima a da estrutura real.

7.2 Validação do modelo numérico por comparação de esforços

Além da validação pela análise de frequências de vibração, foi feito um comparativo entre a resposta estática do modelo "C" da torre isolada, analisada no ANSYS, e os valores encontrados na análise dinâmica no domínio do tempo com a torre isolada, a fim de avaliar o modelo da torre isolada, em termos de precisão de resultados de esforços axiais nas barras e elementos, para ser utilizado no modelo com o trecho completo de LT.

A avaliação de esforços é feita de duas formas. Na primeira as barras são analisadas considerando a aplicação da aceleração da gravidade (peso próprio) e a protensão dos estais na estrutura isolada. Não são considerados efeitos de ruptura de cabos nesse primeiro processo de validação. Na segunda forma de avaliação de esforços, os modelos são submetidos, além do peso próprio dos elementos e a protensão dos estais, à aplicação da carga horizontal equivalente à ruptura do cabo condutor 1. A força equivalente foi aplicada horizontalmente ao nó 253 (ponto de ancoragem do cabo condutor 1) dos modelos, com uma intensidade de 11600 N na direção Z (longitudinal à LT). Dessa forma é possível verificar o nível de precisão da resposta do modelo dinâmico da torre isolada quando submetido a situações de forças laterais à torre.

Na validação do modelo numérico por comparação de esforços, foram selecionadas algumas barras a serem monitoradas, estando estas dispostas ao longo do corpo estrutural da torre. Além das barras também são avaliados os esforços nos cabos de estai. A localização das barras monitoradas para validação do modelo numérico dinâmico, podem ser visualizadas através da figura 7.16.

Os resultados dos esforços normais (EN) nas barras monitoradas entre os modelos, considerando a aplicação dos carregamentos de peso próprio e protensão dos estais, são apresentados através da tabela 7.8.

	Barras	Esforço em Análise Estática (kN)	Esforço Final em Análise Dinâmica (kN)	Variação
S	5	-46,61	-45,77	1,81%
ante	29	-49,47	-48,31	2,35%
onta	57	-49,66	-47,96	3,42%
Σ	129	-51,49	-48,66	5,51%
ais	471	-5,77	-5,81	0,64%
l lon	483	-3,57	-3,47	2,70%
Dia	512	0,68	0,67	1,47%
ula ais	563	53,54	53,37	0,32%
Est	564	52,19	52,48	0,56%
	635	44,81	44,73	0,17%
ais	636	44,12	44,30	0,40%
Est	637	44,81	44,73	0,17%
_	638	44,12	44,30	0,40%
			Média	1,53%

Tabela 7.8 – Comparativo de esforços normais nas barras da torre S1E2 isolada em análise estática e dinâmica, considerando apenas carregamentos de peso próprio e protensão

Os resultados dos esforços normais (EN) nas barras monitoradas entre os modelos, considerando a aplicação da força horizontal na direção Z, equivalente à ruptura do cabo condutor 1, juntamente com os carregamentos de peso próprio e protensão dos estais, são apresentados através da tabela 7.9.

	Barras	Esforço em Análise Estática (kN)	Esforço Final em Análise Dinâmica (kN)	Variação
S	5	-47,49	-47,40	0,19%
ante:	29	-51,92	-51,82	0,19%
lonta	57	-53,92	-53,80	0,22%
2 -	129	-60,75	-60,62	0,22%
ais	471	-12,68	-12,68	0,06%
gon	483	-17,60	-17,59	0,00%
Dia	512	-9.72	-9.73	0,09%
ula ais	563	55,65	55,70	0,08%
Mís Est	564	72,89	72,92	0,04%
	635	22,66	22,69	0,13%
Estais	636	47,28	47,31	0,06%
	637	66,90	66,92	0,03%
	638	41,37	41,41	0,09%
			Média	0,11%

Tabela 7.9 –Comparativo de esforços normais nas barras da torre S1E2 isolada em
análise estática e dinâmica, considerando carregamentos de peso
próprio e forças equivalente à ruptura do cabo condutor 1

Analisando os esforços obtidos nos dois modelos da torre isolada, observa-se muita proximidade entre as respostas para as duas variações de análise, quando os modelos são submetidos apenas a ação de carregamentos de peso próprio e protensão e quando submetidos à força horizontal equivalente à ruptura de cabo. A variação média dos esforços de compressão e tração entre as barras monitoradas ao longo da altura da torre, foi da ordem de 1,53%. Quando os modelos são submetidos ao carregamento horizontal equivalente à ruptura do cabo condutor 1, os resultados também apresentam valores muito próximos em termos de esforços axiais nas barras monitoradas, com uma variação média entre os modelos de 0,11%.

Portanto, o modelo dinâmico da torre isolada, analisado pelo método de integração direta, é preciso, em termos de resultados de esforços axiais nas barras e elementos, para ser utilizado no modelo com o trecho completo de LT.

7.3 Análise estática de ruptura de cabo

As respostas encontradas em análise estática para o modelo "C" da torre isolada foram obtidas em termos de deslocamentos nodais, configuração deformada da estrutura, esforços axiais de tração nos cabos de estais e esforços axiais nas barras da estrutura. Para a simulação do colapso de cabos foram utilizadas cargas estáticas equivalentes ao esforço de ruptura, segundo recomendações da NBR 5422 (1985). Para o processamento da análise e modelagem numérica da estrutura foi utilizado o software de elementos finitos ANSYS (versão 14.0).

7.3.1 Deslocamentos e deformação da estrutura

Para o monitoramento dos deslocamentos da estrutura submetida à ruptura de cabos em análise estática, foram selecionados 7 nós de controle (NC). Os nós de controle monitorados nas análises de ruptura de cabo podem ser visualizados pela figura 7.7, a seguir.



Figura 7.7 – Nós de controle (NC) para monitoramento de deslocamentos da torre S1E2 submetida à ruptura de cabos

Os resultados numéricos dos valores dos deslocamentos nos nós de controle da torre na direção longitudinal à linha (Z), obtidos para as hipóteses de ruptura do cabo condutor 1 e ruptura do cabo para-raios 1, são apresentados na tabela 7.10 a seguir:

Nó de	Deslocamentos na direção Z (cm)			
controle (NC)	Na ruptura do cabo condutor 1	Na ruptura do cabo para-raios 1		
251	5,57	4,71		
252	11,18	7,63		
253	12,94	7,77		
260	9,10	5,04		
267	-3,76	-1,36		
274	1,94	1,14		
275	2,03	1,24		

Tabela 7.10 – Deslocamentos na torre estaiada S1E2 quando submetida à ruptura de cabos

A configuração deformada da estrutura, quando submetida à ruptura de cabo condutor 1, onde os deslocamentos para a direção Z são exibidos em escalas de cores, pode ser visualizada de acordo com as figuras 7.8 a 7.11:



Figura 7.8 – Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista frontal



Figura 7.9 – Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista lateral



Figura 7.10 – Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista superior do topo



Figura 7.11 – Deslocamentos na direção Z da estrutura da torre estaiada S1E2 submetida ao carregamento estático equivalente de ruptura do cabo condutor (valores em metros) – vista em perspectiva da região dos braços

O deslocamento máximo do modelo na direção Z, devido a aplicação das cargas estáticas equivalentes à ruptura do cabo condutor, foi identificado no nó 253, sendo este o ponto de extremidade do braço onde é aplicada a carga equivalente, justamente no nó de aplicação da força estática equivalente à ruptura do condutor. No caso dos deslocamentos gerados na torre submetida à ruptura do cabo pararaios 1, o deslocamento máximo também foi dado no nó 253, porém em menor proporção do que na ruptura do condutor 1. O nó de aplicação da caga estática equivalente à ruptura do cabo para-raios (252) também sofreu deslocamentos consideráveis, tanto para hipótese de ruptura do condutor como para-raios. O valor máximo de deslocamento resultante para a torre estaiada S1E2 foi de 12,94 cm para a ruptura do cabo condutor e de 7,77 cm considerando a ruptura do cabo para-raios, ambos gerados no nó 253. Os deslocamentos obtidos no nó 252, resultou em 11,18 cm para a ruptura do condutor e 7,63 cm na ruptura do cabo para-raios. Para os nós que sustentam os cabos condutores inferiores, quando observados o

deslocamento positivo no nó 260 (9,10 cm) e negativo no nó 267 (-3,76 cm), nota-se um movimento de torção gerado em torno do eixo vertical do mastro central da torre (eixo Y) com a aplicação da carga estática equivalente à ruptura do condutor. De maneira análoga ocorre com a simulação da ruptura do cabo para-raios, porém são obtidos deslocamentos menores.

Contudo, para uma avaliação importante de deslocamentos, é necessário observar o deslocamento global da torre. Para isso, foi considerado o nó 251, localizado ao centro do topo da torre, conforme ilustrado na figura 8.7. O deslocamento máximo medido no topo da torre para a direção longitudinal à linha (Z), com a aplicação da carga estática equivalente à ruptura do cabo condutor 1, foi de 5,57 cm. Na ruptura do cabo para-raios 1, o deslocamento máximo no nó de topo 251 na direção Z foi de 4,71 cm.

7.3.2 Esforços nos cabos de estais

Na torre estaiada S1E2 do modelo estático, além dos deslocamentos e deformações na estrutura, foram monitorados os esforços nos estais 1, 2, 3 e 4, identificados conforme a figura 7.12:



Figura 7.12 – Identificação dos estais da torre S1E2 – vista superior

Nestas torres, uma verificação importante é quanto à tensão inicial nos estais quando a torre é submetida apenas aos carregamentos de peso próprio. A

protensão definida aos estais (conforme item 5.3.3) considera uma força axial atuante de aproximadamente 17% da carga de ruptura dos cabos, considerando um alívio de cerca de 20% nestes. Portanto a protensão final é aproximadamente 13% da carga admissível de 328,0 kN, provocando uma solicitação média entre os quatro estais de 44,47 kN, considerando apenas os carregamentos de peso próprio.

Os valores de esforços axiais de tração finais (considerando os alívios) atuantes nos cabos de estais da torre S1E2, quando solicitada apenas pela ação da gravidade (peso próprio) e quando submetida às cargas estáticas equivalentes de ruptura de cabo condutor e para-raios, estão apresentados na tabela 7.11.

	Esforço Axial (kN)			
Estai	Peso Próprio apenas	PP + Ruptura do cabo condutor 1	PP + Ruptura do cabo para-raios 1	
1	44,81	22,66	31,61	
2	44,12	47,28	43,47	
3	44,81	66,90	58,01	
4	44,12	41,37	44,94	

Tabela 7.11 – Esforço axial de tração nos estais na torre S1E2 quando submetida à carregamentos de peso próprio (PP) e hipóteses de ruptura de cabos

Também, de forma gráfica, os resultados dos esforços axiais atuantes nos estais da torre S1E2 são exibidos em escalas de cores através das figuras 7.13, 7.14 e 7.15, que são referentes aos esforços gerados quando a torre é submetida ao carregamento de peso próprio apenas, carregamentos estáticos equivalentes à ruptura de cabo condutor e para-raios, respectivamente.



Figura 7.13 – Esforço axial de tração nos estais considerando a aplicação de carregamentos de peso próprio apenas (valores em Newton) – vista superior



Figura 7.14 – Esforço axial de tração nos estais na simulação da ruptura do cabo condutor 1 em análise estática (valores em Newton) – vista superior



Figura 7.15 – Esforço axial de tração nos estais na simulação da ruptura do cabo para-raios 1 em análise estática (valores em Newton) – vista superior

Quando a estrutura é submetida à ruptura de cabo condutor e para-raios, surge um movimento de torção ao eixo vertical (Y) do mastro central da torre (figuras 7.14 e 7.15), provocando um aumento da solicitação de tração nos estais 2 e 3, ao mesmo tempo que ocorre uma redução do esforço axial de tração nos estais 1 e 4, tomando como referência os esforços nos estais provocados apenas pelos carregamento de peso próprio (figuras 7.13). Para o estai 3, onde se obtém o maior acréscimo de tração, o esforço axial atinge 66,90 kN na ruptura do cabo condutor 1 e 58,01 kN na ruptura do cabo para-raios. O estai 2, que também sofre um acréscimo de esforços, chega a 47,28 kN na ruptura do condutor e 43,47 kN na ruptura do cabo para-raios. Com o alívio de tensões, o esforço final no estai 1, na aplicação da carga de estática equivalente à ruptura do cabo condutor, fica 22,66 kN e 31,61 kN na ruptura do cabo para-raios. O esforço no estai 4, que também sofre redução, resulta em 41,37 kN e 44,94 kN considerando a ruptura do cabo condutor 1 e para-raios 1, respectivamente. Os esforços nos estais 1 e 3 (par 1) e nos estais 2 e 4 (par 2), quando a torre é solicitada apenas por carregamentos de peso próprio, resultaram em 44,81 kN ao par 1 e 44,12 kN ao par 2 de estais. A diferença de esforços notada entre os pares de estais ocorre devido a protensão diferencial

aplicada à estes devido a assimetria estrutural da torre. Percebe-se que o esforço normal tração médio nos estais, considerando a aceleração da gravidade apenas (peso próprio) é da ordem de 44,47 kN, sendo este equivalente, aproximadamente, aos 13% da carga de ruptura do cabo definidos no item 5.3.3.

7.3.3 Esforços nas barras da torre

Na avaliação de esforços normais nas barras do modelo da torre isolada em análises estática de ruptura de cabo, foram definidas algumas restrições às barras que serão monitoradas. Assim, foi determinado que as barras consideradas mais críticas do modelo terão seus resultados de esforços avaliados. Dessa forma, por consideração, foram selecionadas as barras cuja razão entre o esforço axial (tração ou compressão) solicitante e a capacidade de carga (resistência de projeto) estimada seja maior do que 20% em análise de ruptura do cabo condutor e/ou pararaios, uma vez que barras com esforços axiais muito pequenos não são determinantes para fins de dimensionamento. Portanto, foram selecionadas 13 barras diagonais e 12 barras montantes ao longo da altura da torre para avaliação dos esforços axiais. Também, foram analisadas 6 barras das mísulas (braços) da torre, quatro delas referentes aos braços dos cabos condutor e para-raios, que tem a ruptura analisada, e as outras duas referentes às barras dos suportes de fixação dos cabos de estais. As barras monitoradas são as mesmas para as duas hipóteses de ruptura, com exceção das barras localizados nos braços que suspendem o condutor 1 e para-raios 1, onde as barras 601 e 609 são tomadas apenas para os resultados referentes a ruptura do condutor 1 e as barras 253 e 254 são monitoradas apenas em hipótese de ruptura do cabo para-raios 1. Excepcionalmente para avaliação das barras montantes, a barra 403, localizada em uma posição inferior aos suportes dos estais, não atingiu 20% da sua capacidade de carga, porém, mesmo assim foi analisada, a fim de permitir uma análise dos esforços em todas as regiões da estrutura.

As barras definidas para o monitoramento dos resultados das análises estática e dinâmica de ruptura dos cabos condutor 1 e para-raios 1 da torre S1E2 são identificados conforme a figura 7.16.



- Barras montantes
- Barras diagonais

Barras dos braços dos condutores, para-raios e dos suportes de estais

- Vista 1 Vista inferior das barras do braço do para-raios 1
- Vista 2 Vista superior das barras do braço do condutor 1
- Vista 3 Vista superior das barras do dos suportes de estais 1

Figura 7.16 – Barras selecionadas para monitoramento nas análises estática e dinâmica da torre S1E2 em ruptura de cabo condutor 1 e para-raios 1.

Os resultados dos esforços normais (EN) nas barras do modelo "C" da torre isolada, obtidos em análise estática quando aplicado o carregamento estático equivalente à ruptura do cabo condutor 1 e do cabo para-raios 1, estão apresentados na tabela 7.12 para as montantes e diagonais e na tabela 7.13 para as barras dos braços dos cabos e suportes de estais.

Barras		Na ruptura do cabo condutor 1		Na ruptura do cabo para-raios 1	
		EN (kN)	Razão EN/Capac.	EN (kN)	Relação EN/Capac.
	5	-47,49	50,96%	-47,97	51,46%
	29	-51,92	39,45%	-52,69	40,03%
	57	-53,92	24,87%	-55,13	25,43%
S	93	-57,91	26,71%	-59,61	27,49%
ante	129	-60,75	28,02%	-62,97	29,04%
lonta	157	-61,86	20,35%	-64,79	21,31%
as M	173	-62,23	20,47%	-65,74	21,62%
Barra	181	-53,69	24,08%	-56,32	25,26%
	185	-54,02	24,23%	-56,56	25,36%
	189	-47,57	24,09%	-40,83	20,68%
	205	-29,92	22,64%	-30,84	23,34%
	213	-25,96	19,64%	-27,85	-21,07%
	430	-0,77	4,43%	-0,97	5,53%
	471	-12,68	36,29%	-10,47	29,97%
	473	-15,84	27,25%	-11,70	20,13%
	483	-17,60	36,36%	-12,23	25,26%
ii:	491	14,06	40,24%	7,67	21,95%
gone	492	-14,00	40,05%	-7,62	21,79%
Diaç	493	-13,69	39,16%	-7,85	22,46%
Barras	511	10,25	42,36%	5,23	21,63%
	512	-9,72	40,16%	-4,85	20,04%
	527	10,48	51,97%	5,44	26,96%
	528	-9,46	46,91%	-4,63	22,95%
	535	9,12	45,20%	4,34	21,54%
	536	-10,82	53,64%	-5,72	28,35%

Tabela 7.12 – Esforços normais nas barras dos montantes e diagonais da torre estaiada S1E2 para análise estática de ruptura do cabo condutor 1 e para-raios 1 (barras tracionadas: em azul; barras comprimidas: em vermelho)

Tabela 7.13 – Esforços normais nas barras dos braços do condutor e para-raios e suportes de fixação dos estais da torre estaiada S1E2 para análise estática de ruptura do cabo condutor 1 e para-raios 1 (barras tracionadas: em azul; barras comprimidas: em vermelho)

Barras		Na ruptura do cabo condutor 1		Na ruptura do cabo para-raios 1	
		EN (kN)	Razão EN/Capac.	EN (kN)	Relação EN/Capac.
Braços Condutor e Para-raios	253*	-2,56	4,75%	-14,67	27,28%
	254*	-2,53	4,70%	12,05	22,42%
	601**	-6,00	36,00%	8,79	18,16%
	609**	15,52	32,08%	6,54	13,50%
Suportes Estais	559	51,02	37,21%	49,63	36,19%
	564	72,89	53,15%	65,04	47,43%

*Barras do braço do cabo para-raios 1

**Barras do braço do cabo condutor 1

Analisando os valores obtidos na análise estática da ruptura de cabo condutor e para-raios, percebe-se que nenhuma barra atingiu a capacidade resistente do aço ASTM A572. O esforço axial de tração máximo atingido na torre analisada foi verificado na barra 564 dos suportes dos estais, resultando em uma tração de 72,89 kN para hipótese de ruptura de cabo condutor e 65,04 kN para a ruptura do cabo para-raios, correspondendo a 53,15% e 47,43% das suas capacidades de carga, respectivamente. O valor máximo de compressão ocorreu na barra 173 do montante para as duas hipóteses de ruptura, localizada próxima dos pontos de fixação dos estais. Na ruptura do condutor a compressão na barra foi da ordem de 62,23 kN e 65,74 kN para a ruptura do cabo para-raios, atingindo 20,47% e 21,62% da capacidade resistente do aço, respectivamente. Dentre as barras monitoradas, a mais crítica na compressão, ou seja, aquela que tem o maior valor de relação EN/Capacidade, considerando a ruptura do condutor 1, é a barra 536 da diagonal, localizada imediatamente abaixo do braço do condutor submetido a ruptura. A barra 536 atingiu 53,64% da sua capacidade de carga à compressão. As barras tracionadas mais críticas são as mesmas que sofreram a máxima solicitação (barras dos suportes dos estais).

7.3.4 Considerações sobre análise estática de ruptura de cabo

A realização da análise estática tornou-se indispensável para a avaliação do método usual utilizado na prática de projeto quando comparado ao método dinâmico que utiliza o MID, em termos de deslocamentos e esforços normais nos elementos. Também, foi importante para a escolha das barras a serem monitoradas nesta análise e na análise dinâmica, onde foram identificadas as barras com carregamentos superiores à 20% de sua capacidade de carga, bem como a verificação das tensões iniciais (considerando aplicação do peso próprio apenas) e residuais (considerando a ruptura do cabo condutor e para-raios) nos cabos de estais.

7.4 Análise dinâmica de ruptura de cabo para o trecho completo de LT

Na análise dinâmica da torre estaiada inserida em um trecho completo de LT e submetida à ruptura de cabo, assim como em análise estática, os resultados são obtidos em termos de deslocamentos, configuração deformada da estrutura, esforços axiais de tração nos cabos de estais e esforços axiais de compressão e tração em algumas barras selecionadas da torre.

Os resultados obtidos para a torre 2 analisada no modelo dinâmico do trecho completo de LT e submetida à ruptura de cabo condutor e para-raios, são apresentados e discutidos nos itens seguintes. No processamento desta análise numérica da estrutura foi utilizada a rotina em FORTRAN.

7.4.1 Deslocamentos

Os nós selecionados para o monitoramento dos deslocamentos em análise dinâmica de ruptura de cabos são os mesmos considerados em análise estática (figura 7.7), de modo a realizar um comparativo entre os resultados obtidos aos dois modelos numéricos. A seguir são apresentados os deslocamentos dos nós resultantes da ação dinâmica de ruptura do cabo condutor 1 e da ruptura do cabo para-raios 1 para a direção longitudinal à linha (Z).

As figuras 7.17 e 7.18 apresentam os deslocamentos longitudinais dos nós 260 e 267, localizados nos pontos extremos dos braços inferiores que sustentam os cabos condutores 2 e 3.



Deslocamento na direção horizontal longitudinal (Z)

Figura 7.17 – Deslocamentos longitudinais no nó 260 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)



Figura 7.18 – Deslocamentos longitudinais no nó 267 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)

Após a ruptura dos cabos condutor 1, percebe-se um deslocamento final (após a estrutura parar de vibrar) positivo de 7,36 cm do nó 260 dos braços dos condutores inferiores da torre, na direção longitudinal, juntamente com um deslocamento final negativo do nó 267 de 3,08 cm, indicando a ocorrência de torção na torre. Isso também é observado com a ruptura do cabo para-raios 1, porém com deslocamentos menores, onde o nó 260 desloca 4,78 cm e o nó 267 desloca 1,35 cm na direção longitudinal à linha. O pico dinâmico de deslocamento positivo no nó 260 foi de 13,08 cm na ruptura do cabo condutor e de 7,31 cm na ruptura do cabo para-raios. Isso resulta em uma amplificação de 43,7% na ruptura do condutor e de 45% na ruptura do cabo para-raios, quando comparados aos resultados obtidos em análise estática. Os deslocamentos finais obtidos no modelo dinâmico são bastante próximos aos do modelo estático quando na ruptura do cabo para-raios. Na ruptura do condutor, os deslocamentos finais são inferiores aos obtidos em análise estática, provavelmente pelo fato de não haver a consideração da contribuição dos cabos remanescentes ao deslocamento no modelo estático.

O maior deslocamento observado ocorre no ponto extremo do braço que sustenta o condutor 1, no nó 253, tanto para a ruptura do cabo condutor quanto para ruptura do cabo para-raios, atingindo um deslocamento final positivo de 10,49 cm e de 7,41 cm, respectivamente, conforme ilustra a figura 7.19.



Figura 7.19 – Deslocamentos longitudinais no nó 253 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)

Os deslocamentos finais são inferiores aos obtidos em análise estática para este nó, com uma diferença bastante significativa na situação da ruptura do cabo condutor. Os maiores picos de deslocamento também são verificados para o nó extremo do braço do condutor 1, onde foi de 17,63 cm na simulação de ruptura do condutor e de 11,11 cm na ruptura do cabo para-raios. Esses picos resultam em uma amplificação dinâmica de 36,2% e 43%, respectivamente, quando comparadas aos deslocamentos determinados na análise estática. Cabe salientar que, para uma avaliação importante de deslocamentos, deve-se observar o deslocamento global da torre, que pode ser verificado pelo deslocamento gerado no nó 251, localizado ao centro do topo da torre 2, conforme é ilustrado na figura 7.20.



Deslocamento na direção horizontal longitudinal (Z)

Figura 7.20 – Deslocamentos longitudinais no nó 251 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)

O deslocamento longitudinal obtido na torre, medido no nó 251, foi praticamente coincidente nas duas situações de ruptura de cabo, após a estrutura parar de vibrar, da ordem de 4,46 cm. Percebe-se que deslocamento final obtido em análise dinâmica de ruptura de cabo para-raios é bastante próximo ao obtido na análise estática. No caso da simulação dinâmica da ruptura do condutor, o deslocamento final é inferior ao determinado em estática de 5,57 cm. Os picos de deslocamentos máximos para as duas hipóteses de ruptura são superiores aos deslocamentos obtidos com a análise estática, resultando em deslocamentos máximos de 7,46 cm na ruptura do cabo condutor e de 6,32 cm na ruptura do cabo para-raios. Com isso, observa-se uma amplificação de deslocamentos de aproximadamente 34% para as duas hipóteses de ruptura, quando comparados aos deslocamentos determinados de forma estática.

7.4.2 Esforços nos cabos de estais

7.4.2.1 Na ruptura do cabo condutor

Na análise dinâmica da ruptura do cabo condutor 1, o esforço normal nos estais 1 e 3, referentes a *par 1* da torre 2 (adjacente ao ponto de ruptura) do trecho de LT, são apresentados na figura 7.21.



Figura 7.21 – Esforço normal de tração nos estais 1 e 3 (Par 1) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

166

Para os estais 2 e 4, referentes ao *par* 2 da torre 2 do trecho de LT, os valores de esforço normal são apresentados na figura 7.22.



Figura 7.22 – Esforço normal de tração nos estais 2 e 4 (Par 2) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

Nos segundos iniciais da análise dinâmica (t = 5 a 20 s), do fim da aplicação do peso próprio e protensão inicial dos estais até o instante anterior à indução de ruptura no cabo, percebe-se que o esforço normal tração residual médio nos quatro estais é de 44,75 kN, sendo este equivalente, aproximadamente, aos 13% da carga de ruptura do cabo calculada para protensão necessária do modelo estático. No instante após a ruptura do cabo, quando a estrutura já parou de vibrar (t > 30s), observa-se o acréscimo de esforço de tração aos estais 2 e 3, ao mesmo tempo que nos estais 1 e 4 a tração é aliviada, indicando o movimento de torção gerado ao mastro central da torre devido à ruptura do cabo condutor 1. O maior acréscimo de tração é observado no estai 3, onde o esforço final de tração (após as vibrações da estrutura) chega a 62,62 kN. O maior alívio de tração é percebido no estai 1, resultando em um esforço final de tração da ordem de 26,92 kN. Os valores finais do esforço normal de tração nos estais 2 e 4, após a estrutura parar de vibrar, resultam em 46,81 kN e 41,78 kN, respectivamente. Os esforços dos estais 2 e 3 são inferiores aos obtidos em análise estática, porém, são bastante próximos. O esforço

normal obtido na análise estática (item 7.3.3) para o estai 2 é de 47,28 kN e de 66,90 kN para o estai 3.

Quando são analisados os picos dinâmicos de esforços de tração nos estais gerados logo após o colapso do cabo condutor, devido à vibração induzida na torre 2 adjacente ao ponto de ruptura, nota-se que estes não atingiram a capacidade de carga admissível do cabo de 328,0 kN. Para os estais 2 e 3 que sofrem acréscimos de tensão, quando na ruptura do cabo condutor, os picos dinâmicos ultrapassam os esforços obtidos em análise estática, resultando em 49,4 kN para o estai 2 e 76,6 kN para o estai 3, atingindo 15% e 23,4% da capacidade admissível do cabo, respectivamente. Os picos dinâmicos obtidos nos estais que sofrem relaxação também foram maiores que os esforços da estática.

7.4.2.2 Na ruptura do cabo para-raios

Para a ruptura do cabo para-raios 1, o esforço normal nos estais 1 e 3, referentes a *par 1* da torre 2 do trecho de LT, são apresentados na figura 7.23.



Figura 7.23 – Esforço normal de tração nos estais 1 e 3 (Par 1) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1

Os resultados dos esforços normais de tração nos estais 2 e 4, referentes ao *par 2* da torre, são apresentados na figura 7.24.



Figura 7.24 – Esforço normal de tração nos estais 2 e 4 (Par 2) da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1

Após a aplicação dos carregamentos de peso próprio e protensão inicial aos estais do modelo numérico até o instante anterior à indução de ruptura no cabo para-raios, percebe-se que o esforço normal tração residual médio nos quatro estais, assim como na análise do modelo submetido a ruptura do cabo condutor, é de 44,75 kN, equivalente a aproximadamente 13% da carga de ruptura do cabo, idem ao valor determinado como protensão necessária para o modelo estático. No instante seguinte a ruptura do cabo, quando a estrutura já se encontra estabilizada da vibração induzida, nota-se o acréscimo de esforço de tração aos estais 2 e 3, ao mesmo tempo que nos estais 1 e 4 a tração é aliviada, indicando o movimento de torção no mastro central da torre, neste caso gerado pela ruptura do cabo pararaios, os valores de acréscimo de tração observados nos estais são menores que os obtidos na análise da ruptura dos cabos condutores e, consequentemente, também são menores os alívios. Os esforços de tração finais dos quatro estais, após a estrutura parar de vibrar, são bastante próximos aos valores obtidos em análise

estática, resultando em 32,25 kN, 43,60 kN, 57,25 kN e 44,70 kN para os estais 1, 2, 3 e 4, respectivamente. O esforço normal obtido na análise estática para os estais 1, 2, 3 e 4 foram, respectivamente, 31,61 kN, 43,47 kN, 58,01 kN e 44,94 kN. Em relação aos picos dinâmicos, de maneira geral, estes foram menores em relação aos picos obtidos em análise de ruptura do condutor 1. Dessa forma, os picos dinâmicos obtidos na análise de esforços quando o trecho de LT é submetido à ruptura do cabo para-raios 1, não são determinantes no dimensionamento dos cabos de estais e esta não é a situação mais crítica para avaliação comparativa de esforços entre os modelos numéricos.

7.4.3 Esforços nas barras da torre

Para a análise de esforços axiais nas barras da torre 2 submetida a ruptura de cabo, foram tomadas as mesmas barras monitoradas em análise estática (figura 7.16), para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1), a fim de possibilitar a comparação entre os modelos numéricos.

A seguir são discutidos os resultados de algumas das barras da torre 2 do modelo dinâmico submetido a ruptura do cabo condutor 1, comparando aos obtidos no modelo estático, apresentados no item 7.3.3.

7.4.3.1 Na ruptura do condutor 1

As figuras 7.25 e 7.26 ilustram as respostas dos esforços normais da barra montante 29 da torre 2, localizada próxima a base da torre, e da barra 173, posicionada abaixo dos suportes de fixação dos estais.



Figura 7.25 - Esforço normal na barra montante 29 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura 7.26 - Esforço normal na barra montante 173 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

Torre S1E2 - Esforço Normal Barra Montante 173

No intervalo de tempo de 0 a 5 segundos o peso próprio dos elementos é aplicado gradativamente (0 a 100%) e mantido constante durante 15 segundos até t=20 s, juntamente com a aplicação protensão dos estais, observando-se o estado comprimido das barras. Imediatamente após esse instante, a ruptura do cabo condutor é induzida e as barras 29 e 173 sofrem um aumento do esforço de compressão. Nas barras 189 e 205, localizadas acima da mísula de suporte dos estais, conforme as figuras 7.27 e 7.28, ocorre o mesmo, porém esse aumento é mais significativo, com um acréscimo de aproximadamente 240% e 125%, respectivamente, do esforço inicial (com peso próprio apenas) para o esforço final (após a ruptura do cabo).



Figura 7.27 – Esforço normal na barra montante 189 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura 7.28 – Esforço normal na barra montante 205 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

Contudo, percebe-se que a barra de montante mais comprimida é a barra 173, localizada logo abaixo das mísulas de fixação dos estais, que já atinge solicitações intensas (52,05 kN) com o carregamento de peso próprio e aplicação da protensão, tendo um acréscimo de cerca de 14% para o esforço final (59,50 kN) após a ruptura do cabo. Enquanto que nas barras situadas acima dos suportes de fixação dos estais, o esforço final de compressão é menor, da ordem de 39,88 kN para a barra 189 e 25,42 kN para a barra 205. As barras de montante monitoradas são solicitadas por compressão no início da análise e após a ruptura do cabo, mesmo durante os picos dinâmicos e quando a estrutura já parou de vibrar, não havendo situações de esforços de tração nestas. Os valores de esforços finais obtidos em análise dinâmica são inferiores aos obtidos em análise estática, porém bastante próximos. Entretanto, quando são observados os esforços de picos dinâmicos nas barras, comparando-os aos esforços obtidos em análise estática, notam-se amplificações dinâmicas significativas, principalmente nas barras situadas acima dos suportes de fixação dos estais. Na barra 173, situada abaixo dos suportes dos estais, o esforço normal de compressão obtido em análise estática é de 62,23 kN, enquanto que o pico dinâmico resulta em um esforço de compressão de 72,31 kN, ou seja, há uma amplificação dinâmica de aproximadamente 16%. Para as barras montantes situadas acima das mísulas dos estais a amplificação é

significativamente maior, como ocorre na barra 189, em que o esforço de compressão obtido em análise estática de 47,57 kN aumenta para 66,79 kN no seu pico dinâmico, resultando em uma amplificação dinâmica de 40,4%.

Para barras diagonais situadas abaixo dos suportes de fixação dos estais da torre 2, após a indução da ruptura do condutor, os resultados dos esforços normais não apresentam valores significativos quando comparadas às barras montantes, pode ser observado na barra 430 comprimida, de acordo com figura 7.29. A amplificação dinâmica também não é significativa. A baixa solicitação obtida nessas barras é explicada devido parte dos esforços provenientes da ruptura do cabo serem transmitidos diretamente aos estais.



Figura 7.29 – Esforço normal na barra diagonal 430 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

As barras que obtiveram esforços normais significativos foram as situadas acima das mísulas de fixação dos estais, porém ainda inferiores às solicitações das barras montantes, como pode ser visto nas barra 483 (solicitada à compressão) e na barra 491 (solicitada à tração) da torre 2, que tem seus esforços ilustrados nas figuras 7.30 e 7.31, respectivamente.



Figura 7.30 – Esforço normal na barra diagonal 483 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura 7.31 – Esforço normal na barra diagonal 491 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

Devido ao movimento de torção na torre, causado pela ruptura de cabo, algumas barras diagonais são tracionadas, no entanto, as barras são predominantemente solicitadas à compressão. As barras 483 e 491 são as mais solicitadas entre as barras diagonais analisadas na torre 2 para esforços de compressão e tração, respectivamente, localizadas na região entre os suportes dos estais e os braços dos condutores inferiores. Percebe-se que, em ambas as barras, o esforço normal final é superior ao esforço normal no estado prévio à ruptura. Também, os esforços finais nas barras diagonais analisadas de forma dinâmica são inferiores aos esforços obtidos na análise estática da torre, porém muito próximos. No entanto, quando analisados os esforços de picos dinâmicos nestas barras, notam-se amplificações dinâmicas significativas, ultrapassando os esforços normais obtidos na análise estática. A amplificação dinâmica na barra 483 foi da ordem 26,0% e de 33,7% para a barra 491.

Nas figuras 7.32 e 7.33, estão ilustrados os esforços das barras localizadas no braço superior da torre que sustenta o cabo condutor que rompe.



Figura 7.32 – Esforço normal na barra 601 do braço condutor 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura 7.33 – Esforço normal na barra 609 do braço condutor 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

Percebe-se que a barra 601 é solicitada inicialmente à tração e passa a ser comprimida após a ruptura do cabo. A barra 609 é a mais solicitada e apresenta apenas compressão, antes e depois da ruptura do cabo. Ambas as barras sofrem variação entre o esforço inicial e final. Após os 20 segundos de análise, o vão do cabo rompido passa a não exercer mais as forças do peso próprio que mantinham o equilíbrio da torre na linha, sendo gerados esforços longitudinais pelo cabo remanescente do vão adjacente e consequentemente um aumento de tração na barra 609. Estes mesmos esforços geram a torção na torre. Nos esforços iniciais das barras, são observadas diferenças significativas quando comparados aos esforços obtidos com o modelo que considerada a aplicação das cargas estáticas equivalentes, principalmente na barra 601, que inicialmente é tracionada na análise dinâmica, enquanto que na análise estática, onde as ações no tempo não são levadas em conta, esta se encontra comprimida. Contudo, o esforço final das barras é bastante próximo ao determinado estaticamente. O maior pico dinâmico no braço do condutor é observado na barra 609, chegando a um esforço de tração de 28,23 kN para um esforço de 15,52 kN obtidos em análise estática, isso resulta em uma amplificação dinâmica de aproximadamente 82%, sendo esta, entre as barras analisadas no modelo numérico dinâmico, a barra que obteve a maior amplificação de esforços. A amplificação dinâmica na barra 601 foi de cerca de 65%.

As barras mais solicitadas à tração na torre são as barras dos suportes de fixação dos estais. Nas figuras 7.34 e 7.35 são ilustrados os esforços nas barras 559 e 564 localizadas nas mísulas dos estais da torre 2 analisada.



Torre S1E2 - Esforço Normal na Barra 559 do Suporte dos Estais 1 e 2

Figura 7.34 – Esforço normal na barra 559 do suporte de fixação dos estais 1 e 2 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura 7.35 – Esforço normal na barra 564 do suporte de fixação dos estais 3 e 4 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1

A barra 564 localizada no suporte que fixa os estais 3 e 4 é a barra que apresenta a maior solicitação de tração na torre, com um esforço normal final de 68,90 kN. O esforço final é inferior ao esforço de tração obtido em análise estática de 72,89 kN, no entanto muito próximo. A variação entre o esforço inicial, com a aplicação dos carregamento de peso próprio e protensão, é bastante significativo quando comparado ao esforço final, obtido após a ruptura do cabo, resultando em um aumento de cerca de 30% em tração na barra 564. Esse aumento se deve ao movimento de torção gerado na torre com a ruptura de cabo, juntamente com o deslocamento longitudinal oposto ao ponto de ruptura, solicitando ainda mais a barra 564 do suporte que já se encontrava tracionada antes da ruptura do cabo, devido a protensão dos estais. O mesmo deslocamento longitudinal que amplifica a tração na barra 564, acaba reduzindo a tração verificada na barra 559 (localizada no suporte de fixação dos estais 1 e 2), porém esse alívio não é tão significativo, ainda sendo mantida uma solicitação intensa nesta barra, que também é afetada pela torção da torre. O esforço final na barra 559 é praticamente coincidente ao esforço obtido em análise estática. O pico dinâmico atingido na barra 564, após a ruptura do cabo condutor, chega a 80,51 kN, resultando em uma amplificação dinâmica de 11%. Esse esforço de pico equivale a 70,3% da capacidade resistente à tração da barra. Na barra 559 a amplificação dinâmica não é significativa.

7.4.3.2 Na ruptura do para-raios

Os resultados obtidos para as barras da torre 2, para análise dinâmica da ruptura do cabo para-raios 1, são apresentados a seguir.

Na figura 7.36 são apresentados os esforços normais obtidos na barra montante 189.



Figura 7.36 – Esforço normal na barra montante 189 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1

Na figura 7.37 são ilustrados os esforços obtidos na barra diagonal 483.



Figura 7.37 – Esforço normal na barra diagonal 483 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1

180
Os esforços normais nas barras 253 e 254, referentes ao braço que suspende o cabo para-raios rompido, são apresentados de acordo com as figuras 7.38 e 7.39, a seguir.



Torre S1E2 - Esforço Normal na Barra 253 do Braço Para-raios 1

Figura 7.38 – Esforço normal na barra 253 do braço para-raios 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1



Figura 7.39 – Esforço normal na barra 254 do braço para-raios 1 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo para-raios 1

Como visto nos resultados obtidos em análise dinâmica do trecho completo de LT, considerando a ruptura do cabo para-raios 1, assim como em análise estática da torre isolada, os valores foram inferiores aos obtidos para a hipótese de ruptura do condutor 1, em termos de deslocamentos máximos e esforços normais nas barras e estais dos modelos numéricos, com exceção das barras dos braços que sustentam os cabos para-raios submetidos à ruptura. Logo, a ruptura do cabo para-raios não é determinante no dimensionamento da torre analisada e não é a situação mais crítica para avaliação entre os métodos usual de projeto e dinâmico que utiliza o método de integração direta. Diante disso, os resultados dos esforços obtidos nas barras, em análise dinâmica de ruptura do cabo para-raios, não são considerados para discussão.

7.4.4 Considerações sobre a análise dinâmica

Os resultados obtidos para as barras da torre 2 em análise dinâmica, inserida no trecho completo de LT, quando na ruptura do cabo condutor 1, são apresentados de forma sintética na tabela 7.14. Nesta tabela também são descritos os resultados de esforços normais obtidos nas barras em análise estática da torre isolada, de modo que seja possível verificar a amplificação dinâmica nestas, que é a relação entre o máximo esforço obtido na barra em análise dinâmica (pico dinâmico) e o esforço na mesma barra obtido em análise estática. Também se pode observar a variação dos resultados de esforço final nas barras (após a estrutura parar de vibrar) com os esforços normais determinados na análise estática.

Barras		Esforços em	Esforços Dinâm	em Análise ica (kN)	Amplificação	
D	d11 d5	(kN)	Esforço Final	Pico Dinâmico	(%)	
	5	-47,49	-47,20	-51,09	7,6%	
_	29	-51,92	-51,26	-58,19	12,1%	
_	57	-53,92	-56,79	-61,63	16,2%	
_	93	-57,91	-56,05	-65,44	13,0%	
SS –	129	-60,75	-58,36	-69,10	13,7%	
ante	157	-61,86	-59,25	-71,04	14,8%	
ont	173	-62,23	-59,50	-72,31	16,2%	
Ž	181	-53,69	-50,70	-64,05	19,3%	
	185	-54,02	-50,97	-64,48	19,4%	
	189	-47,57	-39,88	-66,79	40,4%	
_	205	-29,92	-25,42	-42,66	42,6%	
	213	-25,96	-22,04	-37,53	44,6%	
	471	-12,68	-11,34	-15,17	19,6%	
_	473	-15,84	-13,78	-19,46	22,8%	
_	483	-17,60	-14,87	-22,18	26,0%	
<u>ہ</u> ۔	491	14,06	11,43	18,80	33,7%	
onai	492	-14,00	-11,37	-18,74	33,9%	
)iago	493	-13,69	-11,25	-18,37	34,2%	
as 🗆	511	10,25	8,62	14,77	44,1%	
- 3arra	512	-9,72	-7,89	-14,27	46,8%	
	527	10,48	8,74	15,29	45,9%	
_	528	-9,46	-7,75	-13,75	45,3%	
_	535	9,12	7,45	13,36	46,5%	
	536	-10,82	-9,04	-15,93	47,2%	
ıços utor e -raios	601	-6,00	-4,46	-9,92	65,3%	
Bra Cond Para	609	15,52	14,49	28,23	81,9%	
ortes tais	559	51,02	51,61	54,85	7,5%	
Sup(Est	564	72,89	68,90	80,51	10,4%	

Tabela 7.14 – Resultados obtidos para as barras da torre 2 em análise dinâmica

De maneira geral, na análise dinâmica do trecho completo de LT, para a torre 2 analisada, os esforços normais finais (após a estrutura parar de vibrar) nas barras analisadas são bastante semelhantes aos obtidos em análise estática.

No entanto, quando analisados os esforços de picos dinâmicos, notam-se amplificações dinâmicas significativas, ultrapassando os esforços normais obtidos na análise estática. Observou-se que as barras localizadas abaixo dos suportes de fixação dos estais são as menos afetadas com a amplificação dinâmica, por outro lado, as barras situadas acima destes e mais próximas à região de ruptura do cabo sofrem amplificações significativamente maiores. A barra 430 foi desconsiderada na avaliação da amplificação dinâmica, visto que esta não é uma barra crítica para este tipo de análise, embora tenha sido selecionada para as análises, de modo servir de parâmetro comparativo às demais barras da torre.

No caso das barras montantes especificamente, estas são solicitadas apenas à compressão. Percebe-se nestas barras, que as mais comprimidas são as mais próximas às mísulas de fixação dos estais, situadas imediatamente abaixo destas, visto que a protensão aplicada tende a amplificar os esforços axiais de compressão nessa região, bem como foi observado na barra mais comprimida da torre, a barra de montante 173 e como mostra a tabela 7.14. Ainda, é observado que a variação entre esforço inicial, durante a aplicação peso próprio, e o esforço final, após a estrutura parar de vibrar, é maior nas barras montantes situadas acima dos suportes dos estais e menor nas barras abaixo destes, onde os esforços iniciais já são bastante intensos.

Nas barras diagonais, devido ao movimento de torção na torre causado pela ruptura de cabo, algumas barras são tracionadas, no entanto, as barras são predominantemente solicitadas à compressão. As barras diagonais mais solicitadas à compressão são as localizadas na região entre os suportes dos estais e os braços dos condutores inferiores. De maneira análoga ocorre com as barras tracionadas. Conforme a barra se localiza no ponto mais baixo da estrutura, esse esforço normal é reduzido.

Em nenhuma das barras monitoradas os esforços axiais atingiram a capacidade resistente do aço à compressão (Ccomp.) e à tração (Ctr.), em que a barra mais crítica observada foi a barra 536, chegando a um esforço de compressão equivalente a aproximadamente 81% da sua capacidade resistente em seu pico de esforço dinâmico.

A barra mais solicitada à tração na torre foi a barra 564 do suporte de fixação dos estais 3 e 4, devido à torção e deslocamento longitudinal gerados na torre depois da ruptura do cabo, juntamente com a protensão dada aos estais fixados nesta barra, amplificando os esforços axiais de tração.

As maiores amplificações dinâmicas foram observadas nas barras do braço que sustenta o cabo que rompe, sendo bastante significativas. As barras montantes e diagonais mais próximas à região da ruptura do cabo também sofrem amplificações significativas, como mostrado na tabela 7.14.

Em algumas barras da torre, percebe-se que são inicialmente tracionadas e após a ruptura do cabo passam a ser comprimidas, como ocorre na barra 601 do braço que sustenta o condutor submetido à ruptura.

É importante salientar que, quando o amortecimento utilizado na análise dinâmica é reduzido, os picos dinâmicos de esforços nas barras são amplificados, assim como para os deslocamentos. Neste trabalho foram determinadas as razões de amortecimento crítico para tornar o modelo com um valor de amortecimento compatível à estrutura real.

7.4 Pós-processamento

Depois de obtidos os resultados da análise dinâmica do trecho completo de LT, os arquivos de saída de resultados gerados na rotina em FORTRAN, desenvolvida para aplicação do MID, em termos de deslocamentos nodais ao longo do tempo da análise, são apresentados em forma de quadros de animações para uma melhor visualização do comportamento da estrutura em simulação de ruptura do cabo condutor. Para isso foi utilizado o *software* de pós-processamento TECPLOT. A seguir, através da figura 7.40, são apresentados os quadros gerados no programa para um intervalo de 0 a 40 segundos de análise.



Figura 7.40 – Quadros de animação do modelo numérico do trecho completo de LT, submetido à ruptura do cabo condutor (plano de fundo ilustrativo)

Ainda, foram desenvolvidos vídeos da simulação de ruptura de cabo condutor, do início ao fim da análise (0 a 40 s), a partir dos quadros de animação, onde pode ser verificado, de forma visual, o comportamento da torre adjacente ao ponto de ruptura, bem como as variações de flecha nos cabos dos vãos adjacentes ao vão de ruptura. Os vídeos desenvolvidos são disponibilizados como material complementar no CD que acompanha este trabalho.

8 CONCLUSÕES

A metodologia de desenvolvimento dos modelos numéricos para análise de ruptura de cabos em uma torre estaiada mostrou-se adequada, principalmente no que diz respeito a verificação de problemas de não convergência dos mesmos.

Em suma, a modelagem da estrutura se consistiu inicialmente em três modelos de torre isolada para análise estática (modelo "A", "B" e "C"), onde foram realizadas análises preliminares para calibração do modelo "C", sendo este o utilizado na simulação de ruptura de cabo, através da aplicação das cargas estáticas equivalentes e necessário para utilização do modelo dinâmico. O modelo "C" da torre isolada, analisado pelo software ANSYS, mostrou-se válido para a realização das simulações de ruptura de cabos na torre estaiada isolada, quando comparado ao modelo utilizado por projetistas ("A") e ao segundo modelo de referência ("B"). A calibração das barras fictícias, para que as mesmas não interferissem aos resultados dos modelos, foi satisfatória.

Da mesma forma, o modelo utilizado para a solução dinâmica do problema de ruptura de cabos, que utiliza o MID, mostrou-se preciso para as análises, uma vez que os processos de validação por comparações de frequências de vibração e esforços normais nos elementos por cargas impulsivas convergiram. A precisão dos resultados também foi testada utilizando dois tempos de integração diferentes (Δt_1 e Δt_2), que indicaram a estabilidade do método de integração direta.

Em razão da grande quantidade de elementos (4012) no modelo dinâmico mais completo, composto por quatro vãos e três torres, com um intervalo de integração (Δt) de 4,0E-06 s, o tempo investido no processamento da análise dinâmica de ruptura de cabo foi bastante longo, pouco mais de 7 horas, considerando um PC com processador Intel Core I5 e 4Gb de RAM.

Na análise da resposta dinâmica da torre 2 (adjacente ao ponto de ruptura) do modelo completo do trecho de LT, submetida a ruptura do cabo condutor, em termos de esforços axiais residuais nas barras (após a estrutura parar de vibrar), os valores são bastante próximos aos determinados em análise estática. Tal proximidade, indica que a aplicação de uma carga longitudinal ao modelo "C", equivalente a 16% da carga de ruptura do cabo condutor, em princípio é uma boa prática de projeto

para o dimensionamento desse tipo de torre. Essa consideração também é valida para as respostas dos estais do modelo numérico. Contudo, quando analisados os esforços de picos dinâmicos (tabela 7.14), notam-se amplificações dinâmicas bastante significativas, ultrapassando os esforços normais obtidos na análise estática, a qual não representa adequadamente tal solicitação, mostrando a importância da análise dinâmica na hipótese de ruptura de cabos em LTs. Percebese que as barras situadas acima dos suportes de fixação dos estais e mais próximas à região de ruptura do cabo sofrem as maiores amplificações. Nas barras montantes, solicitadas apenas por compressão, as mais comprimidas são as mais próximas às mísulas de fixação dos estais, situadas imediatamente abaixo destas, visto a influência da protensão dos estais na amplificação de esforços axiais de compressão nessa região. Também ocorre uma grande variação entre esforço inicial, durante a aplicação peso próprio, e o esforço final, após a estrutura parar de vibrar, nas barras montantes situadas acima dos suportes dos estais. As montantes abaixo destes não apresentam amplificações dinâmicas e variações entre o esforço inicial e final significativas, porém, as barras da base, antes da ruptura do cabo, já se encontram com esforços iniciais de compressão bastante intensos devido ao peso da estrutura.

Os elementos que mais absorvem os esforços de tração provenientes da ruptura de cabo são as barras dos suportes de fixação dos estais, entretanto, a amplificação nestas não é tão significativa quando comparadas às algumas barras mastro central da torre.

Nas barras diagonais, algumas são tracionadas e outras comprimidas, devido ao movimento de torção na torre causado pela ruptura de cabo, no entanto, as barras são predominantemente solicitadas à compressão. As barras diagonais mais solicitadas à compressão são as localizadas na região entre os suportes dos estais e os braços dos condutores inferiores. De maneira análoga ocorre com as barras tracionadas. Conforme a barra se localiza no ponto mais baixo da estrutura, esse esforço normal é reduzido.

Em nenhuma das barras monitoradas os esforços axiais atingiram a capacidade resistente do aço à compressão e à tração. A situação mais crítica ocorreu na barra 609, do braço que sustenta o cabo condutor rompido, onde o esforço de tração atingiu a 81% da capacidade de carga da barra. As maiores amplificações dinâmicas foram observadas nas barras do braço que sustenta o cabo que rompe, sendo bastante significativas. As barras montantes e diagonais mais próximas à região da ruptura do cabo também sofrem amplificações significativas, com picos dinâmicos bastante intensos. Em algumas barras da torre, percebe-se que inicialmente (com os carregamentos de peso próprio e protensão) são tracionadas e após a ruptura do cabo passam a ser comprimidas, devido a deformação gerada na estrutura.

Na análise dos deslocamentos residuais do topo da estrutura os valores foram bastante próximos entre os modelos, quando na hipótese de ruptura do cabo pararaios. Na simulação da ruptura do cabo condutor, os valores residuais do modelo dinâmico foram inferiores aos obtidos em análise estática, provavelmente pelo fato de não haver a consideração da contribuição dos cabos remanescentes ao deslocamento no modelo estático. Em relação aos picos dinâmicos no topo, estes resultaram significativamente maiores que os correspondentes valores obtidos na análise estática. Na avaliação do deslocamento global da torre, medido no nó 251 do topo, observa-se um pico dinâmico 1,34 vezes maior que o valor estático. Os maiores deslocamentos foram observados nos braços que sustentam os cabos condutor e para-raios em hipótese de ruptura, com amplificações ainda maiores da ordem de 43% e 37%, respectivamente.

Os resultados da análise estática e dinâmica dos modelos na hipótese de ruptura do cabo para-raios 1, foram inferiores aos resultados obtidos na ruptura do condutor 1. Logo, para este caso, a ruptura do cabo para-raios não é determinante no dimensionamento da torre analisada e não é a situação mais crítica para avaliação entre os modelos.

Por fim, conclui-se que o carregamento utilizado na prática de projeto das torres estaiadas, para a simulação da ruptura de cabos, gera uma resposta precisa para o estado final da estrutura (após o período de vibração). Contudo, para a consideração do efeito dinâmico da ruptura dos cabos, o modelo estático não representa adequadamente tal solicitação, visto que os esforços de pico dinâmico, gerados no período de vibração da estrutura, apresentam amplificações bastante significativas.

E importante ressaltar que os resultados são válidos para as torres estaiadas. Ainda, deve-se ter em conta as simplificações consideradas nos modelos e que suas respostas partem de uma solução numérica aproximada, visto que este é um tema com diversas variáveis ainda a serem investigadas. Devido a esta variabilidade entre os sistemas de LTs, não é possível se estimar um valor referência para o nível de precisão do modelo utilizado na prática de projeto na simulação de ruptura de cabo, frente ao modelo mais realístico (dinâmico). É fundamental que mais estudos a respeito desse tema sejam realizados com modelos cada vez mais realistas, considerando outras tipologias de torres estaiadas, também, ensaios experimentais sejam desenvolvidos para a confirmação da validade e precisão dos modelos numéricos, consequentemente contribuindo na elaboração de projetos de estruturas mais econômicas e confiáveis.

REFERÊNCIAS

ABNT. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5422: Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica** – Procedimento. Rio de Janeiro, 1985.

_____. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1988.

_____. NBR 8800: Projetos de Estruturas de Aço e Estruturas Mistas de Aço e Concreto de edifícios – Procedimento. Rio de Janeiro, 2008.

AL-BERMANI, F. G. A.; KITIPORNCHAI, S. **Nonlinear finite element analysis of latticed transmission towers**. Engineering Structures, v. 15, n. 4, p. 259-269, 1993.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **ASCE MANUAL 74: Guidelines for Electrical Transmission Line Structural Loading.** Manuals and Reports on Engineering Practice, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.

_____. ASCE STANDARD 19-96: Structural applications of steel cables for buildings. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 1997.

ARAÚJO, T. V.; GRECO, M. **Análise estática de torres treliçadas estaiadas.** In: Nono Simpósio de Mecânica Computacional. Universidade Federal de São João Del-Rei, Minas Gerais, Brasil. 2010.

BATHE, K. J. **Finite element procedures in engineering analysis**. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall, 1996.

BENTES, J. L. Análise Dinâmica da Ruptura de Cabos em Torres Autoportantes e Estaiadas de Linhas de Transmissão. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. 2013.

CBA. COMPANHIA BRASILEIRA DO ALUMÍNIO; Votoral Cabos. Catálago de Fios e Cabos Condutores para Transmissão e Distribuição de Energia. São Paulo, 2002.

CIGRÉ B2-12 (WG22). **Technical Brochure. Mechanical Security of Overhead Lines**. Containing Failures and Mitigating Their Effects. 2012.

CIMAF S. A.; Belgo Bekaert. Manual Técnico de Cabos. Osasco, São Paulo, 2009.

CLARK, M.; RICHARDS, D. J.; CLUTTERBUCK, D. Measured dynamic **Performance of Electricity Transmission Towers Following Controlled Broken-Wire Events.** 41th General Session of CIGRÉ, paper nº. B2-313. Paris, France, 2006.

CSA-S37-01. Antennas, Towers, and Antenna-Supporting Structures. Canadá, 2011.

ELETRIC POWER RESEARCHINSTITUTE (EPRI). **TLOP/SAGT Manual**, TL Workstation code, EL-4540, v. 6. Palo Alto, CA, 1988.

FUCHS, R. D. **Transmissão de energia elétrica – linhas aéreas.** v1. 2 ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S. A., 1977.

GONTIJO, C. R. Cálculo de torres para linhas de transmissão. São Paulo: IEA Editora, 1994.

GROEHS, A. G. Mecânica Vibratória. São Leopoldo, RS: Editora Unisinos, 2a edição, 2005.

HUMAR, J. L. **Dynamics of Structures**. 2nd edition. Leiden: A. A. Balkema Publishers, 2005.

IEC. INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. **IEC 60826**: Design criteria of overhead transmission lines. 3th ed. 2003.

IRVINE, H. M., CAUGHEY, T. K. **The Linear Theory of Free Vibrations of a Suspended Cable.** Proceedings of the Royal Society of London, Vol. A341, 299-315. Londres, Inglaterra, 1974.

KAMINSKI JR., J. Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão. 2007. Tese de Doutorado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. 2007.

KAMINSKI JR., J.; MIGUEL, L.F.F.; MENEZES, R.C.R.; MIGUEL, L.F.F.; MARTINS, E. G. Rotina computacional para análise dinâmica de estruturas de Linhas de transmissão. XIII Encontro Regional Iberoamericano do CIGRÉ (XIII ERIAC). Puerto Iguazú, Argentina. 2009.

KAMINSKI JR. J, MIGUEL L.F.F., MENEZES R.C.R. Aspectos Relevantes na Análise Dinâmica de Torres de LT Submetidas à Ruptura de Cabos. Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica. Curitiba, Brasil. 2005.

LABEGALINI, P. R.; LABEGELINI J. A.; FUCHS, R. D.; ALMEIDA, M. T. **Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão.** 2 ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 1992.

MCCLURE G.; LAPOINTE M. Modeling the structural dynamic response of overhead transmission lines. Computers and Structures 81 p. 825-834. 2003.

MENEZES, R. C. R.; KAMINSKI JR., J.; FADEL MIGUEL, L. F.; MIGUEL, L. F. F.; ALVA, G. M. S. **Análise Dinâmica da Ruptura de Cabos num Tramo de LT.** XII Encontro Regional Iberoamericano do CIGRÉ (XII ERIAC). Foz do Iguaçu, Brasil. 2007.

MIGUEL, L. F. F.; MENEZES, R. C. R.; KAMINSKI JR., J. **Sobre a resposta de estruturas de LT submetidas a cargas dinâmicas.** XI Encontro Regional Iberoamericano do CIGRÉ (XI ERIAC), Hernandarias, Paraguay, 2005.

MILANI, A. S. **Análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão considerando a interação solo-estrutura.** Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia. 2012.

MOURÃO, M. Na busca de melhores soluções de engenharia. Projeto CELT. Informe Tecnológico nº24. 2005.

MOZER, J. D.; WOOD, W. A.; HRIBAR; J. A. **Broken wire tests on a model transmission line system.** IEEE Transactions on Power Apparatus and Systems, PAS-100: 938-947. 1981.

OLIVEIRA, P. A. Análise estática não-linear de cabos suspensos utilizando o método dos elementos finitos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil. Universidade Federal do Paraná. 2002.

PEABODY, A. B.; MCCLURE, G. A. Longitudinal design loads. A historical perspective. ASCE Specialty Conf.: Electrical Transmission in a new age, Omaha, NE, 9-12 Sept., 8 p. 2002.

PEYROT, A. H.; KLUGGE, R.O.; LEE, J.W. Longitudinal Loads from Broken Conductors and broken Insulators and Their Effects on Transmission Lines. IEEE Transactions on Power Apparatus Systems, PAS-99: 222-234. 1980.

REVISTA FURNAS. Novas torres de emergência. n. 339, p.13. 2007.

STAROSSEK, U. Progressive collapse of structures. Thomas Telford, 153p. 2009.

THRASH, R. **Overhead conductor manual.** Southwire Company, One Southwire Drive. Caroolton, GA, 1994.

VINCENT, P.; HUET, C.; CHARBONNEAU, M.; GUILBAULT, P.; LAPOINTE, M.; MCCLURE, G. **Testing and numerical simulation of overhead transmission lines dynamics under component failure conditions.** 40th General Session of CIGRÉ, paper nº. B2-308. Paris, France, 2004.

APÊNDICES

Apêndice A – Perfis estruturais da torre

A identificação e localização dos perfis estruturais no corpo estrutural da torre estaiada S1E2 utilizada nos modelos numéricos estão apresentados neste apêndice.

A distribuição dos perfis estruturais (listados na tabela 5.1) no corpo da torre segue a necessidade do projeto disponível. Dessa forma, para facilitar o entendimento, a torre foi divida em painéis ao longo de sua altura. Os painéis são distribuídos em seções denominadas *painel de topo, painel A, painel B, painéis C1, C2* e *C3* e *painel D*, conforme apresenta a figura A.1. O *painel C* possui três repetições (C1, C2 e C3), pois tem o mesmo formato geométrico e mesma distribuição das barras.



Figura A.1 – Distribuição dos painéis ao longo da altura da torre estaiada S1E2 (dimensões em metros)

A identificação e distribuição dos perfis estruturais do topo da torre estaiada são apresentadas através do painel de topo, segundo a figura A.2, assim como sua localização e caracterização dos perfis utilizados no topo da torre que são listados através da tabela A.2.



Figura A.2 – Identificação e distribuição dos perfis estruturais no topo da torre – (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) cortes AA e BB

A localização e caracterização dos perfis que integram o painel de topo da torre estão definidas de acordo com a tabela A.2.

ID do Perfil	Localização do Perfil	Dimensões (mm)	Tipo do Perfil
M1-A, M1-B, M1-C, M1-D, M1-E, M1-F, M1-G, M1-J	MONTANTE	L 60x60x4	5
M2-A, M2-B	MONTANTE	L 65x65x5	8
t2	MONTANTE SUPERIOR	L 40x40x3	1
t1	TIRANTE PARA- RAIO	2L 45x45x3	7
t3	PONTALETE PARA-RAIO	L 60x60x4	5
t7, t8, t9, t10, t11, t12, t13, t14, t15, t16, t17, t18, t19	DIAGONAL	L 40x40x3	1
t24	DIAGONAL DO QUADRO	L 40x40x3	1
t25	PONTALETE MÍSULA	L 50x50x3	3
t26	TIRANTE DA MÍSULA	L 45x45x3	2
t4, t5	QUADRO	L 40x40x3	1
t21, t22, t23	QUADRO	L 40x40x3	1
t20	QUADRO	L 50x50x3	3

Tabela A.2 – Localização e caracterização dos perfis comerciais dispostos no topo da torre

A figura A.3 ilustra a identificação e distribuição dos perfis estruturais que presentes no painel A da torre estaiada.



Figura A.3 – Identificação e distribuição dos perfis estruturais no painel A da torre – (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) corte CC

Os perfis que compõe o painel A da torre estaiada tem sua localização e caracterização apresentadas através da tabela A.3 abaixo.

ID do Perfil	Localização do Perfil	Dimensões (mm)	Tipo do Perfil
M2-C, M2-D, M2-E	MONTANTE	L 65x65x5	8
t27	DIAGONAL	L 50x50x3	3
t28, t30	DIAGONAL	L 45x45x3	2
t31	DIAGONAL	L 50x50x4	4
t33	DIAGONAL DO QUADRO	L 40x40x3	1
t34	SUPORTE ESTAI	L 65x65x4	6
t35	SUPORTE ESTAI	2L 45x45x3	7
t36	SUPORTE ESTAI	L 60x60x4	5
t20	QUADRO	L 50x50x3	3
t37	QUADRO	L 60x60x4	5
t29	QUADRO DE SUPORTE ESTAI	L 40x40x3	1
t32	QUADRO	L 65x65x5	8

Tabela A.3 – Localização e caracterização dos perfis comerciais dispostos no painel A da torre

A distribuição e identificação dos perfis estruturais presentes no painel B da torre estaiada são detalhados conforme a figura A.4 abaixo, juntamente com suas localizações e caracterizações listadas na tabela A.4.

200



Figura A.4 – Identificação e distribuição dos perfis estruturais no painel B da torre – (a) vista frontal; (b) vista lateral

ID do Perfil	Localização do Perfil	Dimensões (mm)	Tipo do Perfil
t29	QUADRO DE SUPORTE ESTAI	L 40x40x3	1
t32	QUADRO	L 65x65x5	8
t40	QUADRO	L 40x40x3	1
t38	DIAGONAL	L 45x45x3	2
M3-A, M3-B, M3-C, M3-D, M3-E, M3-F, M3-G, M3-H, M3-I, M3-J	MONTANTE	L 75x75x6	10

Tabela A.4 – Localização e caracterização dos perfis comerciais dispostos no painel B da torre

A identificação e distribuição dos perfis estruturais dos painéis C1, C2 e C3 da torre estaiada são apresentadas através do painel de topo, segundo a figura A.5, assim como sua localização e caracterização dos perfis utilizados nos painéis que são listados através da tabela A.5.



Figura A.5 – Identificação e distribuição dos perfis estruturais nos painéis C1, C2 e C3 da torre – (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) corte DD

Tabela A.5 – Localização	э с	caracterização	dos	perfis	comerciais	dispostos	nos
painéis Č1, C	2 e	C3 da torre		-		-	

ID do Perfil	Localização do Perfil	Dimensões (mm)	Tipo do Perfil
t40	QUADRO	L 40x40x3	1
t41	DIAGONAL DO QUADRO	L 50x50x3	3
DE	DIAGONAL	L 45x45x3	2
ME	MONTANTE	L 75x75x5	9

A distribuição e identificação dos perfis estruturais presentes no painel D da torre estaiada são detalhados conforme a figura A.6 abaixo, juntamente com suas localizações e caracterizações listadas na tabela A.6.



Figura A.6 – Identificação e distribuição dos perfis estruturais no painel D da torre – (a) vista frontal; (b) vista lateral; (c) corte EE

ID do Perfil	Localização do Perfil	Dimensões (mm)	Tipo do Perfil
t40	QUADRO	L 40x40x3	1
t42	QUADRO	L 40x40x3	1
t43	DIAGONAL DO QUADRO	L 50x50x3	3
t39	DIAGONAL	L 40x40x3	1
M4-A, M4-B, M4-C, M4-D, M4-E, M4-F, M4-G, M4-H	MONTANTE	L 65x65x4	6
M5	MONTANTE	L 60x60x4	5

Tabela A.6 – Localização e caracterização dos perfis comerciais dispostos no painel D da torre

ANEXOS

Anexo A – Resultados da torre estaiada S1E2

Anexo A.1 – Deslocamentos nos nós do topo da torre S1E2 em análise dinâmica de ruptura dos cabos condutor 1 e para-raios 1



Figura A.1 – Deslocamentos longitudinais no nó 252 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)



Figura A.2 – Deslocamentos longitudinais no nó 274 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura



Figura A.3 – Deslocamentos longitudinais no nó 275 da torre 2 para as duas hipóteses de ruptura (cabo condutor 1 e cabo para-raios 1)





Torre S1E2 - Esforço Normal Barra Montante 5

Figura A.4 – Esforço normal na barra montante 5 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.5 – Esforço normal na barra montante 57 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.6 – Esforço normal na barra montante 93 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.7 – Esforço normal na barra montante 129 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.8 – Esforço normal na barra montante 157 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.9 – Esforço normal na barra montante 181 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.10 – Esforço normal na barra montante 185 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.11 – Esforço normal na barra montante 213 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1





Figura A.12 – Esforço normal na barra diagonal 471 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.13 – Esforço normal na barra diagonal 473 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.13 – Esforço normal na barra diagonal 492 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.14 – Esforço normal na barra diagonal 493 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.15 – Esforço normal na barra diagonal 511 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.16 – Esforço normal na barra diagonal 512 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.17 – Esforço normal na barra diagonal 527 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.18 – Esforço normal na barra diagonal 528 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1


Figura A.19 – Esforço normal na barra diagonal 535 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor 1



Figura A.20 – Esforço normal na barra diagonal 536 da torre 2 para a simulação da ruptura do cabo condutor

Anexo B – Material complementar em CD-ROM na contra-capa desta Dissertação de Mestrado.