

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE DINÂMICA DA RUPTURA DE CABOS EM  
TORRES AUTOPORTANTES E ESTAIADAS DE LINHAS DE  
TRANSMISSÃO.**

**Jennefer Lavor Bentes**

Porto Alegre  
Agosto, 2013

JENNEFER LAVOR BENTES

**ANÁLISE DINÂMICA DA RUPTURA DE CABOS EM  
TORRES AUTOPORTANTES E ESTAIADAS DE LINHAS DE  
TRANSMISSÃO.**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade  
Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para  
obtenção do título de **Mestre em Engenharia**

Porto Alegre  
Agosto, 2013

**JENNEFER LAVOR BENTES**

**ANÁLISE DINÂMICA DA RUPTURA DE CABOS EM  
TORRES AUTOPORTANTES E ESTAIADAS DE LINHAS DE  
TRANSMISSÃO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, área de Estruturas, e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 23 de Agosto de 2013.

**Ruy Carlos Ramos de Menezes**  
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria  
Orientador

**Jorge Daniel Riera**  
Ph.D. pela Princeton University, EUA  
Co-orientador

Prof. Armando Miguel Awruch  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**João Kaminski Junior (UFSM)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Letícia Fleck Fadel Miguel (PROMEC/UFRGS)**  
Dr.<sup>a</sup>. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Leandro Fleck Fadel Miguel (UFSC)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Inácio Benvegno Morsch (CEMACOM/UFRGS)**  
Dr. Pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

A Deus e aos meus pais.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela vida, pela fé, esperança e por todas as reticências que me movem, e à ciência que mesmo com tantos pontos finais me estimula a sempre continuar aprendendo.

Agradeço ao Prof. Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes a orientação, confiança, apoio, oportunidades, paciência, estímulo e todos os momentos de discussão e de análises no desenvolvimento deste trabalho.

Aos professores do PPGEC da UFRGS que contribuíram para a qualidade na minha formação, pela convivência e por todo o conhecimento transmitido. Em especial aos professores Jorge Riera, Armando Awruch e Inácio Morsch pelos esclarecimentos, discussões e sugestões na realização deste trabalho.

Aos meus pais, Jeane Lavor e Jofre Bentes, por todo o amor que me dedicam, pelo apoio incondicional, confiança, paciência e incentivo, principalmente nos momentos em que mais precisei. Aos meus irmãos e familiares que também são meus estímulos e sempre me apoiaram.

Aos professores da UFPA Remo Magalhães, Regina Sampaio e Hélio Elarrat que me acompanham, incentivam e me orientam além da academia, desde a graduação.

A um antigo amigo Glauco Pantoja pelo apoio, paciência e por todo o aprendizado em parte da minha vida, da graduação e do mestrado.

Aos amigos Maiga Dias, Pedro Scheffer, Tiago Becker, Diego Guimarães, Guilherme Marques, Diego San Martins, Giordano Lorenci, Lucas Gabineski, Renato Linn, Luciano Melchior, Vitor Perrone, André Bruch, Débora Madalozzo e Diego Fuster pela convivência, momentos de descontração e de superação durante o mestrado.

À Ana Luiza, Liliane, Karoline e todo o pessoal da secretaria do PPGEC e DECIV pela colaboração.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho, meus mais sinceros e profundos agradecimentos.

À CAPES pelo incentivo financeiro.

“Se eu vi mais longe, foi por estar de pé sobre ombros de gigantes.”

*Isaac Newton*

## RESUMO

BENTES, J.L. Análise dinâmica da ruptura de cabos em torres autoportantes e estaiadas de linhas de transmissão. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Dentre as possíveis causas na falha da transmissão de energia elétrica, o colapso de torres de linhas de transmissão (LTs) é uma problemática amplamente investigada nas últimas décadas, devido principalmente aos inúmeros acidentes registrados nas LTs em todo o mundo. Neste trabalho, o enfoque é dado à análise dinâmica associada à solicitação proveniente da ruptura de cabos, que quando atuante é capaz de desencadear um fenômeno conhecido como efeito cascata. Para a melhor compreensão da resposta das torres metálicas autoportantes e estaiadas submetidas a esse carregamento dinâmico e buscando contribuir para a determinação de critérios de projeto que visem o estabelecimento adequado de rigidez longitudinal às torres de LTs, foram desenvolvidos modelos numéricos no software ANSYS Mechanical/LS-DYNA, considerando a discretização do modelo estrutural no espaço a partir da utilização do Método de Elementos Finitos e a solução do problema dinâmico ao longo do tempo considerando o método de integração direta implícito das equações de movimento, através do método de Newmark. Inicialmente foram desenvolvidas análises estáticas, conforme considerado nos projetos atualmente. Em seguida, foram desenvolvidos dois tipos de análises dinâmicas: uma simplificada com a aplicação da solicitação através de uma função de carregamento ao longo do tempo, e outra simulada através do desligamento de um elemento finito do condutor. Posteriormente, foram realizadas interpretações e comparações desses resultados. O amortecimento estrutural foi considerado segundo a formulação proposta por Rayleigh e a formação da catenária dos cabos segundo as equações teóricas dadas por Irvine e Caughey. Visando não restringir as respostas a apenas um tipo de trecho simulado, foram desenvolvidos nove modelos numéricos com a variação do tipo de torre analisada, a quantidade de torres por trecho, o nível de amortecimento e o tipo de análise. As respostas dinâmicas são apresentadas em termos da solicitação normal nas barras das estruturas, dos cabos condutores e estais, e dos deslocamentos no topo das torres.

**Palavras-chave:** *Análise Dinâmica; Ruptura de Cabo; Torres de Linhas de Transmissão; Modelagem Numérica; Integração Implícita de Newmark.*

## ABSTRACT

BENTES, J.L. Dynamic analysis of broken conductor in lattice self-supported and guyed towers of overhead transmission lines. 2013. Dissertation (Master degree in Civil Engineering - Structures) – Post-Graduation Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Amidst the main causes of electric energy transmission failure, the collapse of transmission towers is a current research topic in the last decades, due mainly to a huge number of accidents occurring in transmission lines worldwide. In this work, a dynamic analysis was performed associated to the loading due to a broken conductor, which gives rise to a phenomenon known as cascade effect. To better understanding the response of lattice self-supported and guyed towers under this dynamic load, and in an attempt of determination of criteria for establishment of the longitudinal robustness of transmission line towers, numerical models were developed in the software ANSYS Mechanical/LS-DYNA, considering the discretization of the structural model in space using the finite element method; and the solution of the dynamic problem in the time using the direct integration of the equation of motion, through the Newmark's method. First, static analyses were performed, accordingly to the considerations of design projects carried out nowadays. Afterwards, two kinds of dynamic analyses were executed: a simplified one, with the applications of the loading using a function in the time and another, which was simulated as a deactivation of a conductor's finite element. After that, these were submitted to interpretation and comparison among their results. The structural damping was considered in accordance with Rayleigh's formulation and the catenary of the cables following the equations found by Irvine and Caughey (1974). In order to not restrict the response to one kind of simulation, nine numerical models were developed with the variation of: the kind of tower; the number of towers by line section; the damping level and the type of analysis implemented. The dynamic responses are show in terms of: forces in towers bars; conductors and stays; and the displacements in tower tops.

**Keywords:** *Dynamic Analysis; Broken Conductor; Towers of Transmission Lines; Numerical Simulations; Newmark Implicit Integration.*



# SUMÁRIO

<b>LISTA DE FIGURAS.....</b>	<b>12</b>
<b>LISTA DE TABELAS .....</b>	<b>18</b>
<b>LISTA DE SÍMBOLOS.....</b>	<b>20</b>
<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>19</b>
1.1 MOTIVAÇÃO.....	20
1.2 OBJETIVOS.....	21
1.2.1 Objetivos principais.....	21
1.2.2 Objetivos parciais.....	21
1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO.....	22
<b>2 LINHAS DE TRANSMISSÃO .....</b>	<b>24</b>
2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO .....	25
2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	27
2.3 ACIDENTES EM LINHAS DE TRANSMISSÃO .....	29
2.3.1 Acidentes ocorridos no Brasil.....	29
2.3.2 Acidentes ocorridos em outros países .....	33
<b>3 A RUPTURA DE CABOS .....</b>	<b>35</b>
3.1 EFEITO CASCATA NAS LINHAS DE TRANSMISSÃO.....	37
3.2 RESPOSTA À RUPTURA DE CABO.....	40
3.2.1 De uma torre simples.....	40
3.2.2 De um vão suspenso simples .....	43
3.2.3 De vãos múltiplos.....	46
3.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.....	50
<b>4 MODELAGEM NUMÉRICA PARA A SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS NÃO LINEARES .....</b>	<b>52</b>
4.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA.....	53
4.1.1 Das Torres.....	54
4.1.2 Dos Cabos Condutores, Para-raios, Estais e Cadeia de Isoladores.....	55
4.2 SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS NÃO LINEARES .....	57
4.2.1 Método de Integração Direta .....	58

4.2.2	Método de Newmark.....	58
4.2.3	Amortecimento de Rayleigh.....	62
<b>5</b>	<b>DETALHAMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS ADOTADOS .....</b>	<b>65</b>
5.1	VÃOS DE CABOS.....	69
5.1.1	Formação da catenária.....	69
5.1.2	Propriedades dos cabos (condutores, para-raios e estais).....	73
5.2	TORRE AUTOPORTANTE.....	74
5.3	TORRE ESTAIADA.....	76
5.4	CADEIA DE ISOLADORES.....	78
5.5	DESCRIÇÃO DO CARREGAMENTO NAS TORRES.....	78
5.5.1	Na Análise Estática Não-Linear.....	79
5.5.2	Na Análise Dinâmica.....	80
5.5.2.1	Simplificada com a aplicação de função (carga x tempo).....	81
5.5.2.2	Com o desligamento de um elemento finito.....	83
5.6	CAPACIDADE DE CARGA DAS BARRAS.....	84
<b>6</b>	<b>RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS.....</b>	<b>86</b>
6.1	ANÁLISE MODAL.....	86
6.1.1	Da Torre Autoportante.....	86
6.1.2	Da Torre Estaiada.....	90
6.2	ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR.....	93
6.2.1	Configuração Deformada e Deslocamentos Máximos.....	93
6.2.2	Reações de Apoio.....	95
6.2.3	Formação da Catenária e Esforços nos Condutores e Para-Raios.....	96
6.2.4	Esforços nas Torres.....	97
6.2.4.1	Autoportante – Esforços nas barras.....	98
6.2.4.2	Estaiada – Esforços nas barras.....	99
6.2.4.3	Estaiada – Esforços nos estais.....	100
6.2.5	Considerações sobre a Análise Estática.....	101
6.3	ANÁLISE DINÂMICA DA RUPTURA DE CABOS.....	101
6.3.1	Análise Dinâmica Simplificada.....	101
6.3.1.1	Torre Autoportante.....	102
6.3.1.2	Torre Estaiada.....	105
6.3.2	Análise Dinâmica com Desligamento de Elemento Finito.....	109
6.3.2.1	Autoportante - Modelo com uma torre e dois vãos de cabos.....	109
6.3.2.2	Estaiada - Modelo com uma torre e dois vãos de cabos.....	113
6.3.2.3	Autoportante - Modelo com quatro torres e cinco vãos de cabos.....	117
6.3.2.4	Estaiada - Modelo com quatro torres e cinco vãos de cabos.....	127

6.3.3	Considerações sobre a Análise Dinâmica.....	134
<b>7</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....</b>	<b>142</b>
7.1	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	142
7.2	CONCLUSÕES .....	145
7.3	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	148
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>150</b>
	<b>APÊNDICE A – PERFIS ESTRUTURAIS DAS TORRES.....</b>	<b>153</b>
	<b>A.1 – PERFIS ESTRUTURAIS DA TORRE AUTOPORTANTE.....</b>	<b>153</b>
	<b>A.2 – PERFIS ESTRUTURAIS DA TORRE ESTAIADA.....</b>	<b>157</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Componentes da linha de transmissão: (a) torre de ancoragem intermediária; (b) torre de suspensão tangente (Lapointe, 2002).....	24
Figura 2.2: Exemplos de estruturas de suspensão de LT: (a) autoportante clássica; (b) autoportante cara-de-gato; (c) autoportante raquete; (d) autoportante delta; (e) estaiada em V; (f) poste tubular.....	26
Figura 2.3: Tipos de torres metálicas de LT analisadas: (a) Estaiada e (b) Autoportante ....	27
Figura 2.4: Colapso das torres 94, 95, 96 e 108 da LT PCH Paraíso / Chapadão do Sul (Soares, 2007).....	30
Figura 2.5: Distribuição geográfica das quedas de torres no Sistema de Transmissão de Itaipu (Alecsandro, 2007). ....	31
Figura 3.1: Cabos danificados – Espiras rompidas: (a) LT Gafanhoto – Divinópolis 2; (b) LT Ipanema – Caratinga; (c) LT Mesquita – Neves (Mourão, 2005).....	36
Figura 3.2: Camada de gelo envolvendo um condutor (CIGRÉ WG22).....	37
Figura 3.3: Cascata longitudinal: (a) Linha de 735kV no Canadá durante a Grande Tempestade de Gelo em Janeiro de 1998 (Foto: B. Breault, La Presse); (b) Região de falha na torre da linha de 500kV em Oregon (USA) (L. Kempner, Jr.).....	38
Figura 3.4: Cascata transversal na LT Rubí-Vandellós-Pierola de 400 kV na Espanha durante uma tempestade de 2008. (J.Santana López).....	38
Figura 3.5: Cascata transversal de cinco torres de 400 kV devido a tempestade de Maio de 2006 na República Tcheca. (P. Fronek).....	39
Figura 3.6: Torres instrumentadas no ensaio não destrutivo de ruptura de cabo (Baseado em Clark et al,2006). ....	41
Figura 3.7: Histórico de carga no pé da torre submetida a ruptura do condutor (Baseado em Clark et al, 2006). ....	42
Figura 3.8: Ruptura de condutor e sollicitação nas barras da base da torre (Baseado em Clark et al,2006).....	42
Figura 3.9: Máxima sollicitação na base da torre segundo a posição do condutor levado à ruptura (Baseado em Clark et al,2006). ....	43
Figura 3.10: Sequência de eventos no vão após a ruptura de condutor (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012). ....	45
Figura 3.11: (a) Torre SY e posição das barras analisadas; (b) Segmento de LT analisado com 8 torres e condições de simetria (Menezes et al, 2007).....	47

Figura 3.12: (a) Esforço normal na barra de montante 224 das torres 1, 2, 3 e 4; (b) Esforço normal na barra diagonal 365 das torres 1, 2, 3 e 4 (Menezes et al, 2007).....	47
Figura 3.13: Trecho analisado da linha Saint-Luc-de-Vincennes (Baseado em Vincent et al, 2004).....	48
Figura 3.14: Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 73 (Tração inicial: 19kN; Tração Residual: 12kN; Pico dinâmico: 33kN) (Vincent et al, 2004). .....	48
Figura 3.15: Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 82 (Tração inicial: 19kN; Tração Residual: 18,5kN; Pico dinâmico: 45kN) (Vincent et al, 2004). .....	49
Figura 4.1: Fases de implementação numérica no software ANSYS.....	53
Figura 4.2: Elemento finito BEAM188 para a modelagem das barras das torres (ANSYS). .....	54
Figura 4.3: Tipos de seções transversais disponíveis para o elemento de viga BEAM188 (ANSYS). .....	55
Figura 4.4: Elemento finito LINK10 para a modelagem dos cabos, estais e cadeia de isoladores (Adaptado de ANSYS). .....	55
Figura 4.5: Deslocamento do cabo submetido ao peso próprio e à variação de tensão inicial. ....	56
Figura 4.6: Esquema de aceleração constante média do método de Newmark. ....	59
Figura 4.7: Relação entre o amortecimento e a frequência segundo Rayleigh (Adaptado de Clough,1995). .....	63
Figura 5.1: Configuração do modelo numérico com uma torre e dois vãos. ....	67
Figura 5.2: Configuração do modelo numérico com quatro torres e cinco vãos. ....	67
Figura 5.3: Espaçador quádruplo para condutores múltiplos.....	68
Figura 5.4: Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes. (Adaptado de Kaminski (2007)).....	70
Figura 5.5: Características dos cabos: (a) dos estais de 1.1/8” tipo Cordoalha Galvanizada EHS (37 fios); (b) dos pára-raios do tipo EHS (7 fios); e (c) dos condutores tipo CAA/ACSR (cabo de alumínio com alma de aço). .....	74
Figura 5.6: Silhueta da torre autoportante: (a) vista frontal e (b) vista lateral (dimensões em milímetros). ....	75
Figura 5.7: Silhueta da torre estaiada: (a) vista frontal e (b) vista lateral (dimensões em milímetros). ....	76
Figura 5.8: Torre estaiada: (a) Visão geral da geometria da torre; (b) vista superior da estrutura.....	77
Figura 5.9: Detalhe de uma cadeia de isoladores. ....	78

Figura 5.10: Cargas aplicadas na análise estática.....	80
Figura 5.11: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada. ....	81
Figura 5.12: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada – Nó A.....	82
Figura 5.13: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada– Nó B e Nó C.....	82
Figura 5.14: Elemento finito selecionado para romper na análise dinâmica. ....	84
Figura 6.1: Autoportante - Primeiro modo de vibração (Flexão lateral na direção Z – Flexão no plano ZY), frequência 1,822 Hz. ....	87
Figura 6.2: Autoportante – Segundo modo de vibração (Flexão lateral na direção X – Flexão no plano XY), frequência 1,917 Hz.....	88
Figura 6.3: Autoportante – Terceiro modo de vibração (Torção em torno do eixo Y), frequência 1,993 Hz.....	89
Figura 6.4: Estaiada – Primeiro modo de vibração da estrutura metálica – 12° modo do modelo numérico (flexão no sentido transversal da linha), frequência 2,412 Hz.....	91
Figura 6.5: Estaiada – Segundo modo de vibração da estrutura metálica – 13° modo do modelo numérico (flexão no sentido longitudinal da linha), frequência 2,611 Hz.....	92
Figura 6.6: Identificação dos nós dos apoios e na extremidade das mísulas das torres e dos estais na torre estaiada. ....	93
Figura 6.7: Deslocamento máximo na estrutura metálica da torre estaiada com carga estática de ruptura equivalente (valores em m) – vista superior.....	94
Figura 6.8: Deslocamento máximo na torre autoportante com carga estática de ruptura equivalente (valores em m) – vista frontal.....	94
Figura 6.9: Força axial nos estais com a aplicação da carga estática de ruptura equivalente (valores em N) – vista superior. ....	95
Figura 6.10: Catenária inicial (Irvine e Caughey (1974)) e teórica (ANSYS) de um vão de 571 m de cabo condutor CAA/ACSR entre uma torre âncora e de suspensão. ....	96
Figura 6.11: Carga de tração no cabo condutor submetido ao peso próprio (valores em N). 97	
Figura 6.12: Identificação das barras das torres monitoradas nas análises.....	98
Figura 6.13: Carga de tração inicial nos estais da torre estaiada na análise estática (valores em N). ....	100
Figura 6.14: Autoportante - Esforço normal nas barras montantes na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s.....	103

Figura 6.15: Autoportante - Esforço normal nas barras diagonais na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s.....	104
Figura 6.16: Autoportante - Esforço normal nas barras da: (a) mísula na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento; (a.1) mísula entre 14s e 19s. ....	105
Figura 6.17: Autoportante - Análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento - Deslocamento longitudinal no topo da torre. ....	105
Figura 6.18: Estaiada - Análise dinâmica simplificada - Esforço normal nas barras montantes: (a) barras frontais; (a.1) barras frontais entre 14s e 19s; (b) barras laterais; (b.1) barras laterais entre 14s e 19s. ....	106
Figura 6.19: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – Esforço normal nas barras diagonais: (a) barras frontais; (a.1) barras frontais entre 14s e 19s; (b) barras laterais; (b) barras laterais entre 14s e 19s .....	107
Figura 6.20: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – (a) esforço normal nas barras das mísulas; (b) esforços máximos nas barras diagonais.....	108
Figura 6.21: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – Tração nos estais.....	108
Figura 6.22: Estaiada - Análise dinâmica simplificada - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre. ....	109
Figura 6.23: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras montantes: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s. ....	110
Figura 6.24: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras diagonais: (a) comprimidas; (b) tracionadas.....	111
Figura 6.25: Autoportante - Esforço normal nas barras da mísula.....	111
Figura 6.26: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Deslocamento longitudinal no topo da torre. ....	112
Figura 6.27: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – Tração nos condutores nos dois vãos. ....	112
Figura 6.28: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras montantes: (a) frontais; (a.1) frontais entre 15s e 16s; (b) laterais; (b.1) laterais entre 15 e 16s. ....	114
Figura 6.29: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras diagonais: (a) frontais; (a.1) frontais entre 15s e 19s; (b) laterais; (b.1) laterais entre 15s e 19s.....	115
Figura 6.30: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – (a) esforços máximos nas barras diagonais; (b) esforço normal nas barras das mísulas.....	115

Figura 6.31: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nos estais. ....	116
Figura 6.32: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre.....	116
Figura 6.33: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – Tração nos condutores nos dois vãos. ....	117
Figura 6.34: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes comprimidas: (a) 5% de amortecimento; (a.1) 5% de amortecimento e análise entre 14s e 20s; (b) 10% de amortecimento; (b.1) 10% de amortecimento e análise entre 14s e 20s.....	118
Figura 6.35: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes tracionadas – amortecimento: (a) 5%; (a.1) 5% e resposta entre 14s e 22s;.....	118
Figura 6.36: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes tracionadas – amortecimento: (a) 10%; (a.1) 10% e resposta entre 14s e 22s. ....	119
Figura 6.37: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras diagonais - (a) e (c) $\zeta = 5\%$ ; (b) e (d) $\zeta = 10\%$ .....	119
Figura 6.38: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento; (c) nó 3 das 4 torres com 5% de amortecimento; (d) nó 2 das 4 torres com 5% de amortecimento. ....	120
Figura 6.39: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos condutores com 5% de amortecimento.....	121
Figura 6.40: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos condutores com 10% de amortecimento.....	121
Figura 6.41: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra de montante 204 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.....	122
Figura 6.42: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra de montante 206 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.....	123
Figura 6.43: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra diagonal 21 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.....	124
Figura 6.44: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra diagonal 37 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.....	125



Figura 6.45: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - Esforço normal na barra 12 da mísula: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento. ....	126
Figura 6.46: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - Esforço normal na barra 15 da mísula: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento. ....	126
Figura 6.47: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes: (a) barras frontais; (b) barras laterais.....	127
Figura 6.48: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 -Esforço normal nas barras diagonais: (a) barras frontais; (b) barras laterais.....	128
Figura 6.49: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos estais da Torre #1. ....	129
Figura 6.50: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração no Estai A das quatro torres. ....	129
Figura 6.51: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre: (a) Torre #1; (b) Nó 2 – T1, T2, T3 e T4; (c) Nó 3 – T1, T2, T3 e T4; (d) Nó 12 – T1, T2, T3 e T4.....	130
Figura 6.52: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes das quatro torres: (a) Barra 337; (b) Barra 126.....	131
Figura 6.53: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras diagonais mais solicitadas das quatro torres: (a) Barra 43; (b) Barra 39. ....	131
Figura 6.54: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes superiores das quatro torres: (a) Barra 116; (b) Barra 118. ....	132
Figura 6.55: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras da mísula das quatro torres: (a) Barra 13; (b) Barra 16.....	133
Figura 6.56: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra da mísula de fixação dos estais das quatro torres: Barra 24. ....	133
Figura 6.57: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração no condutor ao longo dos cinco vãos. ....	133
Figura 7.1: Comparativo da resposta estática e dinâmica: Barra montante de torre autoportante – (a) presente trabalho; (b) Menezes (2007).....	144

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Alguns acidentes com torres de linhas de transmissão no Brasil.....	32
Tabela 5.1: Propriedades do cabo condutor CAA/ACSR.....	73
Tabela 5.2: Propriedades do cabo pára-raios do tipo extra alta resistência EHS.....	73
Tabela 5.3: Propriedades dos estais de 1.1/8” das torres do tipo Cordoalha Galvanizada 37 fios EHS.....	74
Tabela 5.4: Carregamento aplicado na análise estática (kN).....	80
Tabela 5.5: Carregamento aplicado na análise dinâmica simplificada (kN).....	82
Tabela 5.6: Sequência de programação APDL para ruptura de cabo no ANSYS.....	83
Tabela 5.7: Capacidade de carga das barras da torre autoportante.....	84
Tabela 5.8: Capacidade de carga das barras da torre estaiada. ....	85
Tabela 6.1: Frequências naturais de vibração da torre autoportante (Hz). ....	87
Tabela 6.2: Reações de apoio vertical das torres na análise estática.....	95
Tabela 6.3: Valores da flecha da catenária inicial e teórica de um cabo condutor, segundo Irvine e Caughey (1974) e o software ANSYS.....	96
Tabela 6.4: Tração em EDS dos cabos condutores e para-raios. ....	97
Tabela 6.5: Esforço normal nas barras da torre autoportante na análise estática.....	98
Tabela 6.6: Esforço normal nas barras da torre estaiada na análise estática.....	99
Tabela 6.7: Esforço normal nos estais da torre estaiada com a carga estática equivalente aplicada. ....	100
Tabela 6.8: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 1 Torre – Análise dinâmica simplificada. ....	135
Tabela 6.9: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 1 Torre e 2 vãos – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito. ....	136
Tabela 6.10: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 4 Torres e 5 vãos ( $\zeta = 5\%$ ) – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito. ....	137
Tabela 6.11: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 4 Torres e 5 vãos ( $\zeta = 10\%$ ) – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito. ....	138
Tabela 6.12: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 1 Torre – Análise dinâmica simplificada.....	139

Tabela 6.13: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 1 Torre e 2 vãos –  
Análise dinâmica com desligamento de elemento finito. .... 140

Tabela 6.14: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 4 Torres e 5 vãos –  
Análise dinâmica com desligamento de elemento finito. .... 141

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta t$	Intervalo discreto de tempo
$\alpha$	Parâmetro de Newmark
$\delta$	Parâmetro de Newmark
<b>[M]</b>	Matriz de massa da estrutura
<b>[C]</b>	Matriz de amortecimento da estrutura
<b>[K]</b>	Matrizes de rigidez da estrutura
$\ddot{\mathbf{x}}$	Vetor de aceleração nodal
$\dot{\mathbf{x}}$	Vetor de velocidade nodal
$\mathbf{x}$	Vetor de coordenadas nodais
$T_0$	Período fundamental da estrutura
$\alpha_R$	Parâmetro de Rayleigh
$\beta_R$	Parâmetro de Rayleigh
$\zeta_i$	Razão de amortecimento referente ao i-ésimo modo de vibração
$\omega_i$	Frequência associada ao primeiro i-ésimo modo de vibração
$\zeta$	Amortecimento estrutural
$T_p$	Força de tração de projeto de um cabo
$T_{rup}$	Força de tração de ruptura de um cabo
$f_{teórica}$	Flecha da catenária teórica de um cabo
$f_e$	Flecha máxima da catenária teórica de um cabo
$C$	Parâmetro da catenária
$C_1$	Parâmetro da catenária inicial
$B$	Diferença de nível entre os pontos de suspensão de um cabo
$x_0$	Posição da flecha máxima na catenária teórica
$x_{01}$	Posição da flecha máxima na condição inicial
$y(x)$	Função que define a catenária teórica
$l_{teórico}$	Comprimento do cabo na catenária teórica
$l_{inicial}$	Comprimento do cabo na condição inicial
$\epsilon_{pp}$	Deformação axial do cabo
$F_{cc}$	Força de tração atuante em um condutor
$E_{cc}$	Módulo de elasticidade de um condutor
$A_{cc}$	Área de um condutor
$\Delta L_{cc}$	Alongamento de um condutor
$L_{occ}$	Comprimento inicial do condutor

## 1 INTRODUÇÃO

A energia elétrica é uma das principais fontes de energia utilizada pelo homem. Para a sua transmissão regular e contínua, desde as usinas até os consumidores, é necessária a construção de uma linha de transmissão de energia elétrica (LT), que é composta por muitos componentes, tais como torres, cadeias de isoladores, fundações, cabos, entre outros. A falha de qualquer um desses elementos pode conduzir à perda de capacidade de transmissão de energia do sistema.

Dentre as possíveis causas de falha na transmissão de energia elétrica, pode-se destacar o colapso das torres metálicas nas linhas de transmissão.

A maioria das falhas nas linhas está associada à solicitação do vento, carregamento mais predominante nessas estruturas. Contudo, outras ações tidas como especiais ou acidentais, geralmente causam respostas significativamente maiores às estimadas na fase de projeto e levam a acidentes com dimensões catastróficas nas LTs. Nas últimas décadas inúmeros acidentes de grandes dimensões foram registrados nas LTs em todo o mundo, o que levou não somente a comunidade científica como também as companhias fornecedoras de energias e empresas ligadas ao ramo a investigarem as possíveis causas que geram a falha dessas estruturas.

Entre as fontes de investigação está a ação dinâmica oriunda da ruptura de cabo que, quando atuante, é capaz de desencadear um fenômeno conhecido como efeito cascata. Este tipo de ação foi o considerado neste trabalho.

Uma ação na linha devido à ruptura de um ou mais cabos é caracterizada como um carregamento dinâmico. Porém, na fase de projeto, essa ação é considerada como um carregamento estático equivalente, segundo as recomendações normativas. Dada a dificuldade de se estimar a resposta das estruturas a esse tipo de solicitação, a incerteza de sua ocorrência e a falta de critérios de projeto bem definidos e atualizados, a maioria das LTs são projetadas conhecendo-se melhor a ação na direção transversal, devido à predominância da ação do vento, do que a ação longitudinal.

Para a melhor compreensão desse fenômeno e buscando contribuir para a determinação de critérios de projeto que visem o estabelecimento adequado de rigidez longitudinal às torres de transmissão, tanto para as torres autoportantes quanto para as torres estaiadas, foram desenvolvidos modelos numéricos no software comercial ANSYS Mechanical/LS-DYNA, considerando o método de integração direta implícito das equações de movimento, através do método de Newmark. Inicialmente foram desenvolvidas análises estáticas, conforme considerado nos projetos atualmente, em seguida análises dinâmicas e, posteriormente, realizadas interpretações e comparações desses resultados. A escolha da torre estaiada para análise justifica-se não somente devido à carência de estudos desse fenômeno nesse tipo de torre como, também, devido a sua grande aplicação nas linhas nacionais já existentes e outras ainda em construção.

Este trabalho dá continuidade aos trabalhos recentemente desenvolvidos, sobre esse tema, no Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), realizando além de estudos complementares, uma síntese dos trabalhos anteriormente desenvolvidos tanto no grupo quanto a nível mundial.

Como referência principal para o desenvolvimento deste trabalho, foram utilizados documentos produzidos pelo Comitê Internacional de Grandes Redes Elétricas (CIGRÉ). Este grupo reúne engenheiros, pesquisadores e empresas de todo o mundo interessados em desenvolver, trocar conhecimentos e informação técnica e científica associadas à área de geração, transmissão e distribuição de energia. Em particular, utilizou-se a brochura B2 - 12 (WG22) 2012, recentemente desenvolvida por um dos grupos de trabalho do CIGRÉ.

## 1.1 MOTIVAÇÃO

Uma das motivações principais para estudar a resposta dinâmica de torres metálicas de LTs, submetidas à ruptura de cabos, é a ocorrência de inúmeras falhas estruturais nestas, nos últimos anos, o que tem gerado grandes custos para as companhias de energia elétrica (com o reparo ou com a reconstrução dessas estruturas), prejuízos para os consumidores, e até mesmo perdas humanas.

Outra motivação é a possibilidade de desenvolver análises estáticas e dinâmicas desse tipo de fenômeno no software comercial ANSYS Mechanical/LS-DYNA, que permite

a efetuação de uma série de verificações com maior velocidade e precisão, e o desenvolvimento de projetos cada vez mais confiáveis.

Outra motivação diretamente associada à simulação numérica desse tipo de fenômeno, diz respeito à possibilidade de se considerar os efeitos da não linearidade física e geométrica do trecho de LT simulado, com a metodologia a ser adotada. Sendo, a não linearidade física do material associada ao comportamento não linear das curvas de tensão *versus* deformação dos materiais, e a não linearidade geométrica que diz respeito principalmente aos grandes deslocamentos dos cabos, das torres e da cadeia de isoladores.

Tendo-se em conta este tema e a possibilidade de investigação desse fenômeno numericamente, os objetivos listados no item que segue foram determinados para o desenvolvimento da pesquisa.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivos principais

- Determinar a resposta dinâmica de torres metálicas do tipo autoportantes e estaiadas.
- Contribuir ao entendimento do comportamento de torres metálicas treliçadas estaiadas de LT, quando submetidas a um carregamento dinâmico proveniente da ruptura de cabos.

### 1.2.2 Objetivos parciais

- Desenvolver modelos numéricos representativos de um sistema estrutural completo de um trecho de uma linha de transmissão.
- Realizar a análise estática e dinâmica, nos modelos numéricos previamente desenvolvidos, dos tipos de torres selecionadas, quando submetidas ao carregamento dinâmico proveniente da ruptura de cabos.

### 1.3 APRESENTAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho está organizado em sete capítulos. Neste primeiro capítulo está apresentada de maneira sucinta a problemática de ruptura de cabos nas LTs, e quais os objetivos estabelecidos no trabalho que possibilitaram a análise desse fenômeno.

O segundo capítulo descreve de maneira sucinta uma LT e como estão classificadas individualmente as torres de LTs ao longo da linha. Também é feita uma breve descrição e classificação das ações atuantes nas LTs e quais os tipos de torres escolhidas para serem analisadas neste trabalho. Ainda no segundo capítulo estão apresentados alguns acidentes registrados em LTs ocorridos no Brasil e em outros países.

No terceiro capítulo é feita uma revisão da literatura associada à simulação numérica e experimental da ruptura de cabos em LTs, na qual a metodologia e os principais resultados dos trabalhos desenvolvidos nos últimos anos estão apresentados. Também está descrito o fenômeno de efeito cascata, o qual pode ser desencadeado com a ruptura de um cabo condutor ou pela falha de algum elemento estrutural das torres. Ainda sobre ruptura de cabos, é feita uma breve descrição de como a norma brasileira e algumas internacionais recomendam a consideração desse carregamento nas torres de LT.

O quarto capítulo apresenta os métodos numéricos utilizados (Método de Elementos Finitos (MEF) e o Método de Newmark), juntamente com o software ANSYS, para se obter as soluções aproximadas do problema de ruptura de cabos em LTs. Este capítulo também é destinado à descrição dos métodos teóricos utilizados para resolução do problema dinâmico não linear em questão, no qual estão descritos os métodos de integração direta da equação de movimento, o método de integração direta implícito de Newmark, e o método de consideração do amortecimento estrutural através dos parâmetros de Rayleigh. Ainda neste capítulo, estão descritos os tipos de elementos finitos utilizados em cada elemento estrutural para a criação dos modelos.

O quinto capítulo apresenta a metodologia adotada para a simulação numérica da ruptura de cabos de LTs. Descreve em particular quais os tipos de análises realizadas, quantos modelos numéricos foram desenvolvidos, quais as diferenças entre eles, quais os passos necessários para o desenvolvimento do modelo numérico completo de um trecho de



LT, quais simplificações adotadas nos modelos, como o carregamento de ruptura de cabos e de peso próprio da estrutura foram considerados em cada tipo de análise, e outras considerações importantes quanto à modelagem desse fenômeno no ANSYS. Ainda neste capítulo, estão apresentadas a configuração geométrica das torres, a capacidade de carga das barras e as propriedades físicas e geométricas dos cabos condutores, para-raios e cadeia de isoladores.

O sexto capítulo é destinado à apresentação dos resultados. Inicialmente, têm-se os resultados da análise modal necessária para a identificação do comportamento das torres submetidas à solicitação dinâmica e para a determinação dos parâmetros de amortecimento de Rayleigh. Em seguida, estão os resultados da análise estática não linear e das análises dinâmicas simplificadas e com o desligamento de um elemento finito. Os resultados da análise estática foram tomados em termos de deslocamentos, valores de reações de apoio e esforços em determinadas barras escolhidas na análise. E, os resultados para as análises dinâmicas foram apresentados em termos de esforços normais nas barras das torres e dos deslocamentos no topo. Ainda neste capítulo todos os resultados são sintetizados e apresentados em forma de tabelas e com a indicação da amplificação dinâmica dos esforços nas barras.

As considerações finais, conclusões e sugestões para trabalhos futuros são apresentadas no sétimo capítulo. São explicitadas as principais diferenças nas respostas dos modelos numéricos, entre a solicitação na torre autoportante e estaiada, explanadas as comparações entre as respostas nas barras na análise dinâmica e estática, e identificadas quais as regiões nas torres com as maiores intensidades de esforços. Neste capítulo ainda são apresentadas sugestões de tópicos que ainda podem ser investigados sobre o assunto, visando dar continuidade ao trabalho e proporcionar uma melhor compreensão sobre o fenômeno.

## 2 LINHAS DE TRANSMISSÃO

De maneira simplificada, as linhas de transmissão consistem em um sistema estrutural composto de torres, cabos condutores de corrente elétrica, cabos pára-raios, cadeia de isoladores e fundações. Outros componentes podem ser inseridos nas linhas por motivos diversos como, por exemplo, amortecedores atenuadores de vibração dos cabos, espaçadores para manterem a distância de segurança entre os condutores, e os sinalizadores de advertência. Nesse contexto, a resposta estrutural de uma seção da linha a um evento como a ruptura de um cabo depende da interação de todos esses componentes (McCLure, 2003).

Os condutores das linhas de transmissão são cabos obtidos pelo “encordoamento” de fios de alumínio, de cobre, de aço galvanizado ou pela combinação destes. Os cabos pára-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 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 se balançar na ocorrência de alguma ação longitudinal em desequilíbrio.

A Figura 2.1 ilustra o posicionamento dos principais componentes da linha de transmissão.

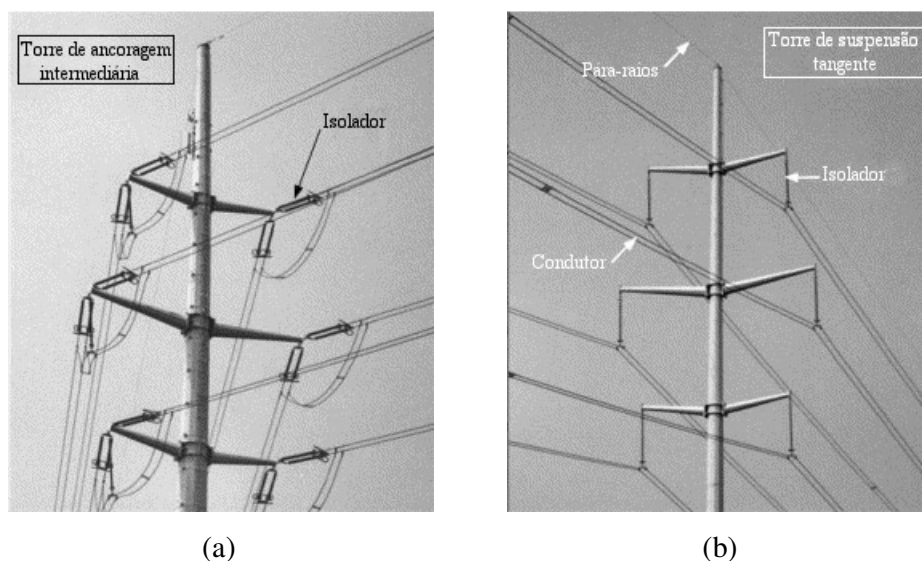


Figura 2.1: Componentes da linha de transmissão: (a) torre de ancoragem intermediária; (b) torre de suspensão tangente (Lapointe, 2002).

## 2.1 CLASSIFICAÇÃO DAS TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

As torres de linhas de transmissão têm como função principal a sustentação dos cabos de transmissão de corrente elétrica e dos cabos para-raios. A elevação dos cabos pelas torres ocorre de maneira que seja garantida: a distância segura entre os cabos energizados; a distância entre os condutores e o solo; e, quando em qualquer oscilação dos cabos, a distância destes para qualquer parte da própria estrutura.

As estruturas que suspendem e ancoram os cabos nas LTs podem ser fabricadas de aço, madeira ou concreto. Quando são de aço e de forma treliçada, normalmente são referidas como "torres". Na transmissão de grandes níveis de tensão elétrica e no vencimento de grandes vãos, geralmente são utilizadas as estruturas treliçadas de aço. As torres podem ser do tipo autoportante ou estaiada. As estruturas autoportantes transmitem os esforços para o solo através dos próprios elementos da estrutura e as estaiadas utilizam cabos (ou estais) para manterem sua estabilidade e transmitirem as solicitações.

Segundo Labegalini et al, as torres também podem ser classificadas segundo a “família de estruturas” projetadas, segundo a rota da linha e o tipo de terreno que cruzam, para acomodar as várias condições de carregamento da maneira mais econômica possível. Consistem em torres do tipo:

- Suspensão em alinhamento ou em pequena deflexão: utilizadas quando a linha é reta ou apresenta um desvio muito pequeno, usualmente não excedendo  $3^\circ$ . Projetadas para terrenos planos e com os comprimentos dos vãos aproximadamente iguais. A maioria das estruturas das linhas é usada em tangentes e estas são os suportes mais leves (Figura 2.1b).
- Ancoragem intermediária: estão instaladas nos pontos onde se deseja seccionar um determinado trecho. Eventualmente são utilizadas para contribuir para a interrupção da transmissão de uma solicitação de um vão para outro adjacente na linha (Figura 2.1a).
- Ancoragem angular: estão localizadas nos pontos de interseção da linha (ponto onde há mudança de direção) de forma que o suporte resista transversalmente às forças decorrentes da decomposição das trações dos condutores nos vãos adjacentes.

- Ancoragem terminal: são torres localizadas no início e no fim das linhas, com o intuito de manter os cabos tracionados. São os suportes mais solicitados e, portanto, os mais pesados.

A Figura 2.2 lista alguns exemplos de estruturas típicas de suspensão.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 2.2: Exemplos de estruturas de suspensão de LT: (a) autoportante clássica; (b) autoportante cara-de-gato; (c) autoportante raquete; (d) autoportante delta; (e) estaiada em V; (f) poste tubular.

Neste trabalho foram analisadas as respostas das torres de LT do tipo suspensão autoportante e estaiada. Os primeiros modelos desenvolvidos foram de torre autoportante. Modelou-se esse tipo de estrutura, previamente à modelagem das torres estaiadas, devido à literatura dispor de trabalhos numéricos e experimentais considerando esse tipo de estrutura, o que possibilitou a validação da modelagem adequada do fenômeno de ruptura de cabos no

software utilizado. Posteriormente foram analisadas as torres estaiadas, visto a carência de análises na literatura, desse tipo de estrutura, quando solicitadas dinamicamente pela ruptura de cabos, e por ser a maioria das torres utilizadas nas LTs (onde não existem restrições ambientais e de topografia). Estas torres são as mais utilizadas por apresentarem menor peso e usualmente menores custos para a sua implantação. A configuração geométrica dessas torres está inspirada numa LT de transmissão em corrente contínua (CC) atualmente em construção no Brasil. Cabe ressaltar que a transmissão em CC é pouco usual nas LTs, contudo, mostra-se mais vantajosa com relação à corrente alternada para a transmissão de energia elétrica a longas distâncias. Essa vantagem deve-se ao fato das LTs em CC apresentarem pelo menos um cabo a menos que as LTs em CA, e dos cabos nas Lts de CA serem mais grossos que nas LTs de CC (devido a perda por efeito Joule).

O tipo de torre estaiada e autoportante analisada está ilustrado na Figura 2.3 abaixo.

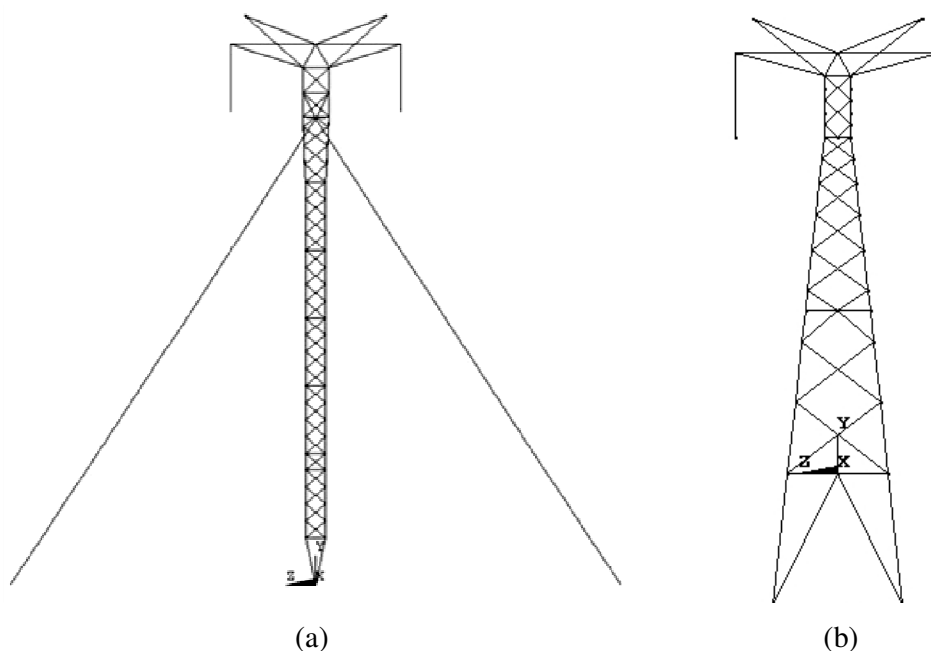


Figura 2.3: Tipos de torres metálicas de LT analisadas: (a) Estaiada e (b) Autoportante .

## 2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS AÇÕES

Ao se considerar as ações nas LTs, deve-se ter conhecimento do evento que dá origem ao carregamento e como este atua na linha. Segundo a origem das ações, estas podem ser classificadas como permanentes, variáveis ou excepcionais.

As cargas permanentes são ações constantes e que ocorrem durante toda a vida útil da estrutura. São carregamentos provenientes do peso próprio das barras, dos cabos condutores e para-raios, das cadeias de isoladores, da componente transversal da tração permanente dos cabos em suportes de ângulo e de ancoragem (NBR5422/1985).

As cargas variáveis são as ações de construção e as ações com grande probabilidade de ocorrência nas estruturas (ações meteorológicas).

As cargas de construção ou de manutenção são cargas que podem atingir valores limites de tensões nos elementos estruturais durante a fase de construção ou em operações de manutenção na torre. A falha de torres nessas ocasiões podem causar danos graves, inclusive de perda humana.

A ação de origem meteorológica está associada à atuação do vento, ao acúmulo de gelo, ou à combinação dos dois. Em determinados casos a temperatura, a pressão atmosférica e o efeito topográfico da região influenciam a magnitude dessas ações (ASCE,1974). No Brasil, nos projetos de LT tem-se o vento como o principal causador das solicitações nas estruturas. A força de vento de projeto é proporcional à pressão dinâmica do vento nos elementos estruturais, que por sua vez é obtida segundo as velocidades de vento estimadas para o local da instalação da linha. Os valores de velocidade de vento resultam do tratamento estatístico de dados coletados.

As ações excepcionais são ações com baixa probabilidade de ocorrência nas estruturas e ações não previsíveis na LT, devido a sua natureza ou falta de dados. São cargas oriundas da ruptura de algum componente, defeito, fadiga, de impactos contra a estrutura, ou de outros fenômenos incomuns como sabotagens, explosões, queimadas, entre outros. São cargas difíceis de serem consideradas no projeto, contudo, alguns procedimentos podem ser utilizados para minimizar suas consequências. Cargas longitudinais estimadas a partir da ruptura de cabos, por exemplo, são consideradas visando à prevenção de efeitos cascata nos suportes da linha. Esse tipo de carregamento longitudinal é denominado carga de segurança ou de contenção de falha.

É importante observar que mesmo que os carregamentos atuantes apresentem características dinâmicas, nos projetos das linhas os casos de carga são considerados de forma simplificada, sendo consideradas as ações de vento e de ruptura de cabo como “cargas estáticas

equivalentes”. No caso da ruptura de cabos a carga equivalente é aplicada diretamente no braço da torre isolada, na direção longitudinal à LT, isto é, sem a consideração dos cabos intactos remanescentes (Kaminski, 2007).

Neste trabalho, em que as torres analisadas são as de suspensão do tipo autoportante e estaiadas, parte da metodologia de aplicação da carga de ruptura de cabo, nas análises estáticas e transientes (com a consideração da solicitação da ruptura de cabo aplicada como uma função temporal no braço da torre), é similar à adotada por Kaminski (2007). A carga estática equivalente é aplicada diretamente no braço da torre como uma força horizontal na direção longitudinal da LT. Essa carga representa a força na torre após a ruptura do cabo e é estabelecida pela força de tração numa condição EDS (“Every Day Stress”) do cabo. Num caso típico, a tração de um cabo condutor de alumínio com alma de aço, a sua tração numa condição EDS é em torno de 20% da UTS (“Ultimate Tension Stress”), e a força horizontal que representa a ruptura do cabo é um pouco menor, função do tamanho da cadeia de isoladores (Kaminski, 2007).

### 2.3 ACIDENTES EM LINHAS DE TRANSMISSÃO

É possível encontrar na literatura, exemplos de diversos acidentes nas LTs no Brasil e em outros países. Os acidentes registrados geralmente estão associados à ação climática e não apresentam detalhes ou indicam as causas das falhas das torres.

Na ocorrência de um acidente em uma linha, dentre as consequências mais graves devido às inúmeras falhas estruturais, têm-se os grandes custos gerados para as companhias de energia elétrica (com interrupção do fornecimento de energia, reparo e/ou reconstrução das estruturas), enormes prejuízos para os consumidores e, em alguns casos, até perdas humanas.

#### 2.3.1 Acidentes ocorridos no Brasil

Blessmann (2001) cita um acidente ocorrido em dezembro de 1979, em uma LT da Companhia Estadual de Energia Elétrica do Rio Grande do Sul (CEEE) entre a Usina Termelétrica de Presidente Médici e Quinta, onde cinco torres metálicas ruíram. O autor afirma que a primeira torre a entrar em colapso foi a do meio, cujo tombamento e

deslocamento transversal causaram um esforço lateral nas torres vizinhas (duas de cada lado), em função do deslocamento dos cabos. Tal esforço foi incrementado pelo originado das altas velocidades do vento sobre os cabos e torres vizinhas. O resultado foi, portanto, o colapso por flexão das outras quatro torres. Um colapso progressivo, característico de efeito cascata transversal.

Em 03 de junho de 2004, outras 4 torres de 138kV, localizadas no estado do Mato Grosso do Sul, na LT PCH Paraíso / Chapadão do Sul (identificadas com os números 94, 95, 96 e 108) colapsaram durante um forte vendaval associado a chuvas com granizo (Soares, 2007). A Figura 2.4 abaixo ilustra o acidente com essas torres.



Figura 2.4: Colapso das torres 94, 95, 96 e 108 da LT PCH Paraíso / Chapadão do Sul (Soares, 2007).

Em uma reunião plenária realizada em 24 de outubro de 2005 no Ministério de Minas e Energia, o presidente da FURNAS fez uma apresentação mostrando o histórico de acidentes com as torres das LT's que transportam a energia gerada por Itaipu. No quadro apresentado, constata-se que os acidentes com quedas de torres nas linhas estão crescendo. Entre outubro de 1992 a outubro de 2005, foram registradas 65 ocorrências com a queda de 284 torres, sendo grande parte dessas quedas justificadas pela ação climática.

Oliveira (2007) levantou o número de 60 torres colapsadas no Sistema de Transmissão de Itaipu no período de 1982 a 2006 (24 anos), somente no trecho das linhas LT Foz-Ibiúna e LT Foz-Ivaiporã. Foi observado um período maior de acidentes em épocas do ano em que os ventos atingiam suas velocidades médias máximas, geralmente no segundo semestre, chegando-se a um ciclo de reincidência a cada cinco anos e meio a seis anos. Na Figura 2.5, que representa a distribuição geográfica das quedas das torres ao longo do sistema de



transmissão de Itaipu, observa-se uma concentração maior de ocorrência na região entre os municípios de Foz do Iguaçu e Cascavel.

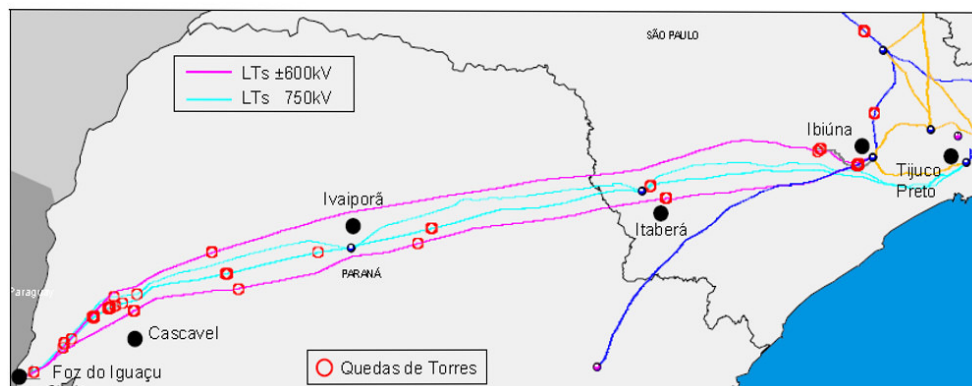


Figura 2.5: Distribuição geográfica das quedas de torres no Sistema de Transmissão de Itaipu (Alecsandro, 2007).

O autor apresentou o número de falhas de torres pertencentes ao sistema de corrente contínua (CC) de  $\pm 600$  kV, denominada LT Foz-Ibiúna 1 e 2 (LTFIINBP1-2), e ao sistema de corrente alternada (CA) de 750 kV, denominada LT Foz-Ivaiporã 1,2 e 3 (LTs FIIV1-2-3). Na primeira linha, 67% das torres colapsadas eram estaiadas e 33% eram autoportantes, sendo a proporção destas ao longo das LTs de aproximadamente 70% estaiadas. Na segunda linha, 68% das torres colapsadas eram estaiadas e 32% eram autoportantes de quatro pernas, sendo a proporção destas ao longo das LTs de aproximadamente 70% estaiadas. Ainda, nas regiões onde as quantidades de torres colapsadas são superiores a duas unidades e adjacentes, estima-se que a ruptura das torres adjacentes ocorreu devido ao efeito cascata.

Ainda em âmbito nacional, na dissertação de Rippel (2005) e de Singh (2009) podem ser encontrados alguns exemplos de acidentes ocorridos no Brasil em linhas de transmissão. Dentre os dados disponíveis, cita-se como exemplo os seguintes acidentes de grande relevância: a queda de 10 torres em novembro de 1997 na LT Foz do Iguaçu-Ivaiporã de 750 kV, que interrompeu o fornecimento de energia para 3 regiões do país (Sul, Sudeste e Centro-oeste), e o incidente ocorrido em outubro de 2001 na LT de 500 kV da Companhia Paranaense de Energia (COPEL), que causou a interrupção de 50% da capacidade de fornecimento de energia da empresa, devido o colapso de 2 torres.

A Tabela 2.1 apresenta de forma sucinta os exemplos de acidentes listados por esses autores juntamente com outros ocorridos mais recentemente.

Tabela 2.1: Alguns acidentes com torres de linhas de transmissão no Brasil.

<b>Data e Local</b>	<b>Quantidade e tipo de torre</b>	<b>Evento</b>	<b>Fonte</b>
Março de 1993, Entre Cachoeira Paulista (SP) e Adrianópolis (RJ)	Colapso de 2 torres (sem mais informações).	Não informado	O Globo Online (2012)
Novembro de 1997, Paraná	Colapso de 10 torres do sistema de transmissão de Itaipu de 750 kV na LT Foz do Iguaçu - Ivaiporã.	Ventos médios de 130 km/h	Folha Online (1997)
Abril de 1998, Campina da Lagoa (Oeste do Paraná)	Colapso de 7 torres do sistema de transmissão de Itaipu com duas linhas de transmissão atingidas. Estados do Sul, Sudeste e Centro-oeste ficaram sem luz.	Ventos superiores a 80 km/h	Folha Online (1998)
Outubro de 2001, Região Sul	Colapso de 2 torres da COPEL, com redução de 50% da capacidade de transmissão da empresa. E outras 2 torres da ELETROSUL na LT de 500 kV, com interrupção na transmissão de 2000 MW.	Temporal	O&M (2001)
Mai de 2002, Mato Grosso do Sul	Colapso de 3 torres da ELETROSUL	Temporal	O&M (2002)
Outubro de 2002, Cianorte e Campo Mourão (Paraná)	Colapso de 5 torres	Não informado	O&M (2002)
Fevereiro de 2004, Região Nordeste	Risco de colapso de 2 torres: 1 torre de 230 KV da LT Paulo Afonso III - Angelim C4 e 1 torre de 500 kV na LT Sobral III - Fortaleza, da empresa CHESF.	Temporal	O&M (2004)
Setembro de 2004, Mato Grosso	Colapso de 4 torres da LT Coxipó - Sinop da Eletronorte	Temporal	O&M (2004)
Março de 2004, Jupia - São Paulo	Colapso de 31 torres de 440 kV da LT Jupia-Bauru (SP).	Temporal	O&M (2004)

continuação da Tabela 2.1

Junho de 2005, Cascavel - Oeste do Paraná	Colapso de 9 torres de 750 kV da LT Foz do Iguaçu - Ivaiporã pertencente a FURNAS Centrais Elétricas, com interrupção de 25% da capacidade produtiva da empresa. As torres danificadas haviam recentemente recebido reforço para resistir ventos de 180 km/h.	Temporal	O&M (2004)
Outubro de 2010, Divisa entre SP e MS	Colapso de 9 torres de transmissão da Usina Hidrelétrica de Ilha Solteira (CESP)	Temporal	Folha.com (2012)

É importante enfatizar que muitos dos dados nacionais de acidentes disponíveis, não trazem consigo perícias que realmente comprovem a origem da falha das torres. Perante a agilidade para a recuperação ou substituição das torres danificadas, visando o rápido reabastecimento de energia, os procedimentos de perícia não devem ser negligenciados, visto a importância do armazenamento desses registros para a melhor compreensão das causas das falhas e para a contribuição em projetos futuros.

O seguinte trecho apresentado pela ASCE (2001) relata um exemplo de interpretação errônea que ocorrera durante muitos anos por grande parte dos engenheiros, referente ao efeito cascata transversal: “falhas múltiplas causadas por uma *parede de vento* desencadeavam a queda das estruturas”. Entretanto, durante grandes efeitos climáticos, como vendavais, furacões, tufões, ciclones e tempestades extra-tropicais é possível que múltiplas falhas ocorram inicialmente na linha devido ao efeito das rajadas, contudo, posteriormente aumenta-se a probabilidade de desencadeamento do efeito cascata.

### 2.3.2 Acidentes ocorridos em outros países

Peabody e McClure (2002) listas alguns exemplos de acidentes com uma enorme quantidade de torres atingidas e com grandes extensões de LTs destruídas nos Estados Unidos e no Canadá.

Uma tempestade em 11 de Janeiro de 1975 atingiu duas linhas. Em Wisconsin na linha North Madison – South Found Du Lac 3de 45 kV, 31 estruturas colapsaram, onde 11,7km da linha foram perdidos (Wisconsin PSC 1975 – citado por Peabody e McClure, 2002).

A mesma tempestade atingiu a linha South Found du Lac – Fitzgerald 345-kV e 262 estruturas foram destruídas, 103km da linha foram perdidos (Wisconsin PSC 1976 - citado por Peabody e McClure, 2002).

Em Janeiro de 1998 outra tempestade de gelo nos Estados Unidos e no Canadá destruiu 18 torres de aço e 37 estruturas de madeira em Quebec (Peyrot 1999 - citado por Peabody).

Nesse mesmo ano, outra tempestade de gelo atingiu a linha Boucherville – Nicole 735kV onde 80 torres de aço foram perdidas (Commission – 1998 Ice Storm 1999- citado por Peabody e McClure, 2002).

Entre 25 e 27 de dezembro de 1999 fortes temporais causaram diversas falhas no sistema de transmissão de energia da França. Em vários pontos das torres colapsadas foi observada a ruptura de cabos. No total 35 linhas de extra-alta tensão foram atingidas, 180 linhas de alta tensão foram colapsadas e mais de 100 linhas de media-alta tensão ficaram fora de funcionamento. Inumeráveis quilômetros de linhas colapsaram (EURELECTRIC, 2006).

Uma tempestade em 8 e 9 de Janeiro de 2005 causou 90 horas de emergência na República da Letônia. Neste evento, 3 torres de LTs foram destruídas, 34 ficaram danificadas e vários condutores foram danificados em 60 pontos ao longo do sistema de transmissão. Ainda, foram registrados 11.000 postes e 38.500 casos de condutores danificados (EURELECTRIC, 2006).

Mais recentemente, em 23 de Janeiro de 2013 em Ñembucú no Paraguai, uma forte tormenta causou o colapso de cinco torres de alta tensão de 66kV, ocasionando o corte provisório no fornecimento de energia da Administracion Nacional de Eletricidad (ANDE).

### 3 A RUPTURA DE CABOS

A ruptura de cabos não é um fenômeno considerado comum nas linhas de transmissão. Normalmente, os engenheiros projetistas consideram a ocorrência desse fenômeno apenas como uma porcentagem da carga axial atuante no condutor na condição de maior frequência, como uma carga estática atuante no braço da torre. Essa consideração proporciona um acréscimo à rigidez longitudinal na torre. Dessa forma, neste trabalho, visando além da melhor compreensão das consequências do fenômeno de ruptura de cabos, há também o mesmo objetivo de proporcionar às torres rigidez longitudinal suficiente. Portanto, nas análises, este fenômeno será considerado como ação principal.

Na NBR 5422:1985, a ruptura de cabos é colocada como um esforço estático residual, equivalente ao esforço posterior ao rompimento de um cabo pára-raios ou fase. E a ruptura seria resultante da ação do vento ou de algum outro evento casual (queda de avião, sabotagem, etc) que visa a prevenção do efeito cascata na linha.

Os cabos quando solicitados pelo vento, dependendo da característica do vento e do ângulo de incidência com os cabos, podem apresentar vibrações, fenômeno frequentemente denominado como “vibração eólica”. A vibração frequente de um cabo pode levar ao rompimento de fios do cabo condutor, por um problema de fadiga. A fadiga ocorre, normalmente, nos pontos onde o movimento dos condutores é restringido, e é ocasionada devido ao dobramento alternado do condutor solicitado dinamicamente, e está diretamente relacionada com a rigidez com a qual esta restrição é feita, principalmente no sentido vertical. Por isso, a ruptura de cabos é mais comum nas proximidades de grampos de suspensão, embaixo das cadeias de isoladores, pois em outros dispositivos, tais como grampos de ancoragem, espaçadores, emendas e esferas, sempre há alguma mobilidade vertical. (Mourão 2005).

Nas inspeções aéreas das LT's, dificilmente se consegue observar a ruptura de fios no interior dos grampos de suspensão, enquanto que nas inspeções terrestres esse dano é praticamente invisível. Outro ponto apontado por Mourão (2005) diz respeito à Ampacidade, pois o mesmo vento que produz a vibração eólica também resfria o condutor, o que acaba

mascarando o efeito térmico no ponto de fadiga. Enquanto a solicitação no cabo for relativamente baixa e o vento camuflar o efeito térmico nada acontecerá, contudo se existir um aumento do carregamento elétrico ou uma mudança de configuração do sistema, então o cabo poderá romper. O rompimento de algum cabo associado a uma configuração desfavorável do sistema no momento da falha pode levar ao desencadeamento do efeito cascata.

Na Figura 3.1 estão ilustrados alguns exemplos de cabos com fios rompidos.



Figura 3.1: Cabos danificados – Espiras rompidas: (a) LT Gafanhoto – Divinópolis 2; (b) LT Ipanema – Caratinga; (c) LT Mesquita – Neves (Mourão, 2005).

A montagem ou manutenção incorreta das linhas também é outro fator que pode levar o cabo à ruptura. Quando, por exemplo, 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.

O acúmulo e o derretimento de camadas de gelo nos cabos é outro problema que ocasiona grandes solicitações nos cabos e que os leva à ruptura (ver Figura 3.2). Apesar de tal problemática não ocorrer no Brasil, em outros países tal solicitação supera inclusive o carregamento de vento. Como por exemplo, no incidente de Janeiro de 1998 no Canadá, quando durante as tempestades de neve os cabos chegaram a ser sobrecarregados com espessuras de 70 mm a 80 mm e em alguns casos 90 mm de neve (equivalente a três toneladas de peso por 100 metros de cabo – aproximadamente duas minivans). Essas camadas de neve são consideradas um carregamento praticamente estático quando acumulada ao longo do cabo, e consideradas como um carregamento dinâmico quando a neve começa a derreter.



Figura 3.2: Camada de gelo envolvendo um condutor (CIGRÉ WG22).

### 3.1 EFEITO CASCATA NAS LINHAS DE TRANSMISSÃO

O efeito cascata nas linhas de transmissão é o colapso progressivo em larga escala de várias estruturas individuais as quais colapsam uma após a outra semelhante ao chamado efeito dominó. A cascata pode ocorrer tanto no sentido transversal, quanto no sentido longitudinal da linha, dependendo da origem do carregamento e de qual elemento estrutural tenha atingido a ruptura. 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 sollicitação 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.

A Figura 3.3 ilustra a configuração deformada da LT quando ocorrido um efeito cascata longitudinal, e a Figura 3.4 e Figura 3.5 quando ocorrido um efeito cascata transversal.





(a)



(b)

Figura 3.3: Cascata longitudinal: (a) Linha de 735kV no Canadá durante a Grande Tempestade de Gelo em Janeiro de 1998 (Foto: B. Breault, La Presse); (b) Região de falha na torre da linha de 500kV em Oregon (USA) (L. Kempner, Jr.).



Figura 3.4: Cascata transversal na LT Rubí-Vandellós-Pierola de 400 kV na Espanha durante uma tempestade de 2008. (J.Santana López).





Figura 3.5: Cascata transversal de cinco torres de 400 kV devido a tempestade de Maio de 2006 na República Tcheca. (P. Froněk).

É importante distinguir quando, ao longo de uma linha, ocorre, de fato, o efeito cascata e quando existe a falha múltipla de suportes. Na ação de tempestades de vento como, por exemplo, furacões, ciclones, tufões, e ventos extra-tropicais 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.

Starossek (2009) identifica as principais características dos colapsos progressivos de diversas estruturas e sugere uma classificação e uma nomenclatura para os colapsos por ele analisados. O efeito cascata nas LTs apresentam características semelhantes às do colapso do tipo dominó, contudo duas diferenças existem entre estes. Primeiro, o impacto de um elemento sobre o próximo elemento pode ser indireto, isto é, ocorre através de outros elementos. Nas LTs, os cabos são os transmissores da solicitação, no entanto, a ação não necessariamente deve ser somente de “empurrar”, mas também de “puxar”. Segundo, o colapso das torres não necessariamente precisa se propagar na direção do desencadeamento da cascata, podendo ser tanto longitudinal quanto transversal. A seguinte lista de características do efeito cascata foi sintetizada por Starossek:

- 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.

### 3.2 RESPOSTA À RUPTURA DE CABO

Nas últimas duas décadas, diversas pesquisas foram desenvolvidas na tentativa de melhor se compreender sobre a resposta das LT's às solicitações dinâmicas quando na falha de qualquer componente da linha. Nestas, percebe-se o consenso de que a ruptura de cabos representa adequadamente o desencadeamento do efeito cascata. Com essas pesquisas, espera-se que as respostas às solicitações longitudinais das torres sejam melhores estimadas.

É comum se encontrar na literatura, diversos trabalhos referentes à solicitação dinâmica devido à ruptura de cabos. Contudo, a grande maioria é para sistemas de LT compostos por torres autoportantes. Poucos trabalhos têm explorado a resposta de sistemas compostos por torres estaiadas. A seguir, serão apresentadas as respostas do sistema composto por uma torre simples, por um vão simples e por um sistema de vários vãos.

#### 3.2.1 De uma torre simples

Em 2006, *Clarck et al.* instrumentaram um trecho com 5 torres da LT Rochdale Tee – Tottington que foram construídas no Reino Unido, em 1958. Após uma revisão em 2001, a companhia decidiu que a linha seria desmontada. Quatro torres foram instrumentadas com strain gauges fixados nas suas pernas (montantes) e nas barras diagonais do pé da torre (pontão) mais próximas do solo. Contudo, apenas duas torres (ZP229R e ZP230R) constituíram o sistema principal do ensaio. Essas duas torres foram 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. Esse mecanismo de “liberação” da carga denominado *Load Release Mechanism* (LRM) proporciona um ensaio não destrutivo que simula a ruptura de cabo.

Na Figura 3.6 pode ser visto o posicionamento dos equipamentos e como os condutores estão arranjados nas torres. Os condutores estão posicionados de forma cruzada entre as torres, fixados no braço da torre 229 e, exatamente acima dos braços, na torre 230. Dessa forma, ambas apresentarão tanto momento torsor quanto momento causado pelo balanço longitudinal.

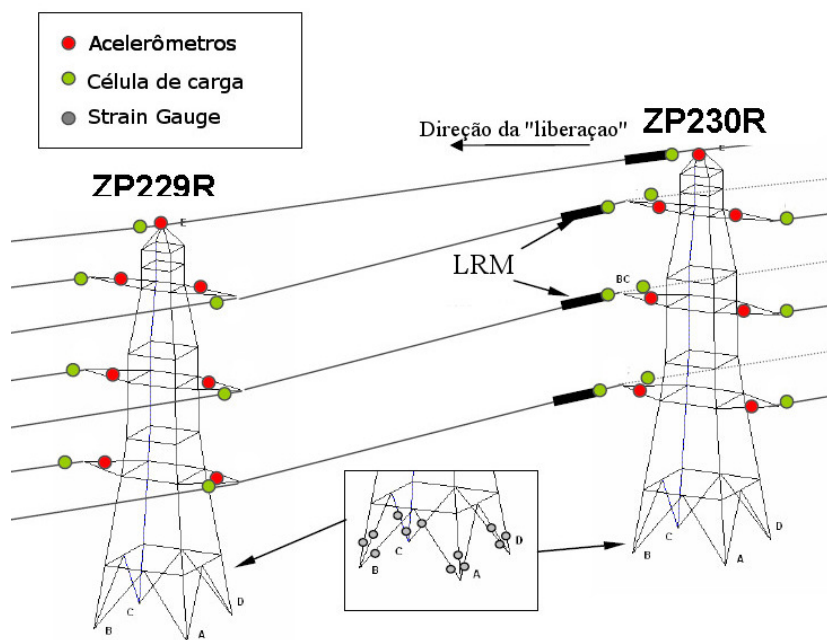


Figura 3.6: Torres instrumentadas no ensaio não destrutivo de ruptura de cabo (Baseado em Clark et al,2006).

A Figura 3.7 apresenta o resultado típico do desenvolvimento da solicitação na perna A da torre. Após a ruptura é observado um pico de solicitação de 140kN associado com o impulso natural da carga aplicada e em seguida a solicitação residual de aproximadamente 100kN após a nova configuração do sistema. A solicitação residual é alcançada em aproximadamente 20s.

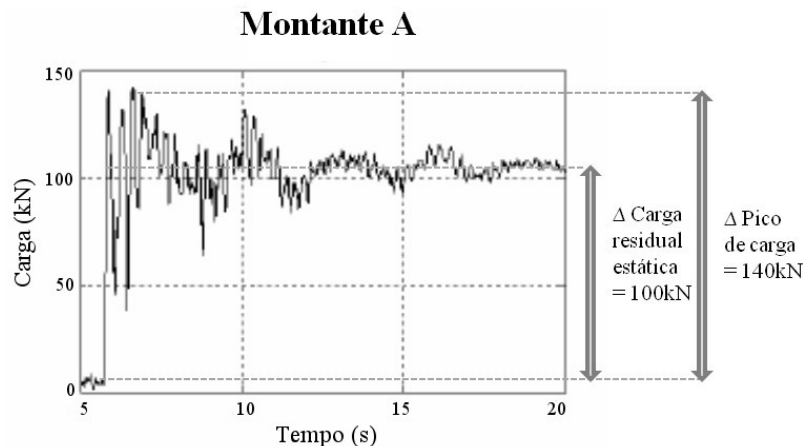


Figura 3.7: Histórico de carga no pé da torre submetida a ruptura do condutor (Baseado em Clark et al, 2006).

A Figura 3.8 ilustra a queda de carga para 60kN, simulando a ruptura no tempo  $t=5,35s$ . Após 0,4s a solicitação ocorre nas barras da base. 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 até 140kN a uma taxa de crescimento aproximado de 1700kN/s (Clark et al, 2006). A torre depois responde oscilando livremente a uma frequência natural em torno de 3Hz. Outro resultado diz respeito a qual condutor é levado à ruptura (Figura 3.9). Concluiu-se que as maiores solicitações na base da torre são as devido a ruptura de um condutor localizado mais no topo da torre, ou seja, mais distante da base.

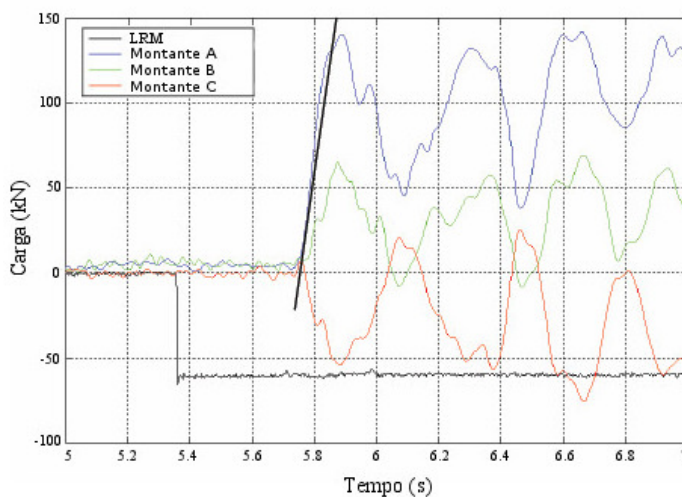


Figura 3.8: Ruptura de condutor e solicitação nas barras da base da torre (Baseado em Clark et al,2006).

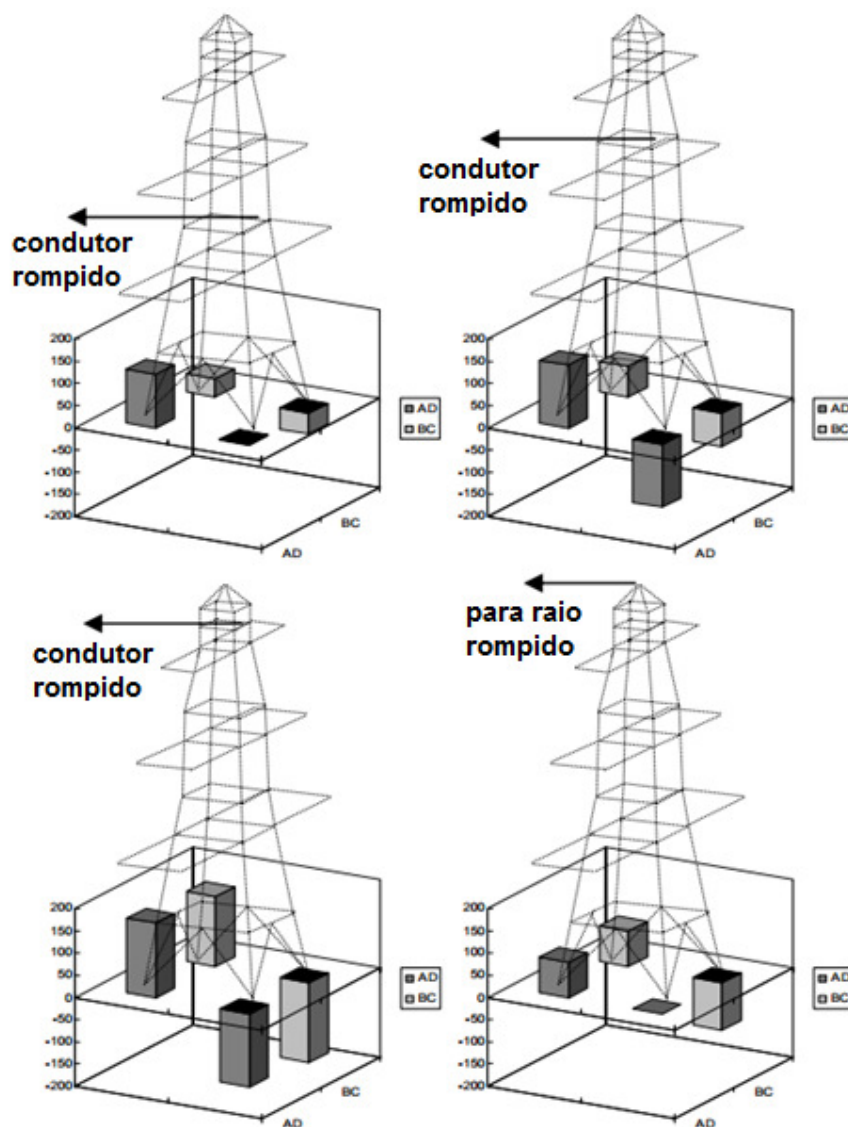


Figura 3.9: Máxima solicitação na base da torre segundo a posição do condutor levado à ruptura (Baseado em Clark et al,2006).

### 3.2.2 De um vão suspenso simples

Apesar de já se conhecerem qualitativamente algumas respostas dinâmicas a distúrbios longitudinais em LT's, a intensidade de cada impacto causado à estrutura, obviamente é dependente da configuração do sistema. O tamanho do vão e a sua geometria são um dos principais parâmetros da linha que interferem na resposta dinâmica das torres.

*Peyrot et al.* (1980) desenvolveram um ensaio experimental de um trecho de uma LT submetido ao fenômeno de ruptura de cabo. Os registros e as conclusões desses autores, posteriormente foram utilizados por Peabody e McClure (2002) para validar seus modelos

numéricos. Com os resultados numéricos e experimentais, Peabody e McClure (2002) realizaram uma série de interpretações da resposta de um vão de LT, submetido à ruptura de um condutor, a partir das observações do comportamento global do vão, juntamente com os registros das tensões nos cabos.

A Figura 3.10 apresenta o comportamento típico da sequência de eventos que ocorrem nos primeiros momentos que seguem após a ruptura de um condutor em um vão suspenso.

Antes da ruptura do cabo (Estágio A) a tração na cadeia de isoladores é igual ao peso do cabo suportado pela cadeia de isoladores, e a tração no cabo é de magnitude igual à força de tração em EDS, ou de valor superior dependendo das condições climáticas no momento. Após a ruptura do condutor, a tração no cabo repentinamente cai para quase zero e, então, uma rápida onda elástica axial se propaga na seção da linha adjacente ao ponto de falha: parte da energia é absorvida por pontos resistentes da linha e o restante é refletido na região da falha. Essa nova configuração de carga desequilibrada repentinamente, causa o rápido movimento da cadeia de isoladores para a direita (Estágio B). O impacto desses isoladores é duplo. Primeiramente, uma onda transversal de tração é liberada e se propaga mais lentamente que a onda elástica axial e com magnitude inferior que a tração presente no Estágio A (tração estática inicial). Alguma energia neste momento é dissipada. Como o conjunto de isoladores se movimenta de acordo com a dissipação da onda transversal, o pico de tração ocorre pela primeira vez (Estágio C). Normalmente a cadeia de isoladores adjacente ao ponto de falha balança até aproximadamente 90 graus. A tração depois decresce à medida que a onda retorna, refletida do segundo suporte, e viaja de volta para o primeiro suporte. O segundo impacto, devido à oscilação da cadeia de isoladores, é um rápido acréscimo de comprimento igual ao do conjunto de suspensão no vão, provocando uma queda livre no cabo. Quando o movimento atinge seu ponto mais baixo, um segundo pico de tração é gerado. Tal pico pode ser maior que o primeiro, dependendo do comprimento do conjunto (Estágio D). (Peabody e McClure, 2002).



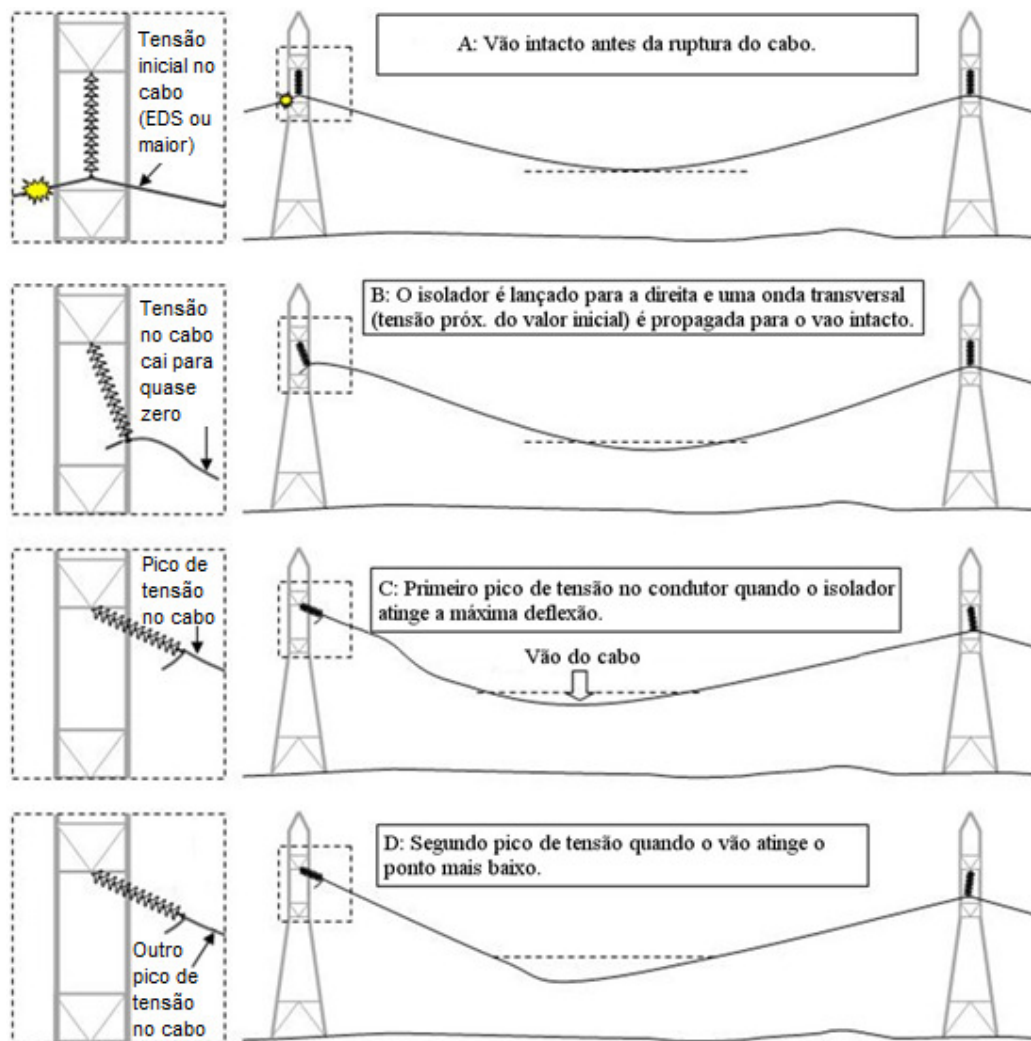


Figura 3.10: Sequência de eventos no vão após a ruptura de condutor (CIGRÉ B2-12 WG22, 2012).

*Peyrot et al.* (1980) também oferece uma interpretação em termos de energia. Após a ruptura, o primeiro pico de tensão ocorre devido à rápida dissipação de energia elástica armazenada no condutor do vão adjacente. Essa energia acelera o cabo para longe do ponto de falha e movimenta a cadeia de isoladores para uma posição quase na horizontal. Quando o cabo cai em queda livre e atinge sua nova configuração (ou a configuração final), o segundo pico de tensão é atingido, devido à transformação de energia gravitacional em energia cinética. O segundo pico reaparece regularmente com intervalos coincidentes com o primeiro período natural de vibração do condutor até o total amortecimento.

*Mozer et al.* (1981) concluiu que um pico dinâmico, devido a um distúrbio longitudinal, é produzido pela combinação de dois efeitos: 1) a “puxada” horizontal associada à perda repentina da energia de deformação (energia elástica) do condutor; e 2) a “puxada” horizontal associada à perda de energia potencial do condutor.

### 3.2.3 De vãos múltiplos

As torres de suspensão que são projetadas para suspender os cabos e resistir a forças laterais devidas à ação do vento, apresentam uma capacidade de rigidez longitudinal limitada para suportar o impacto de ruptura de cabo e são inaptas a impedir a transmissão dos esforços para os outros vãos. Apesar da fragilidade dessas estruturas, conforme explicado por *Vincent et al.* (2004), as torres de ancoragem, contudo, podem apresentar maiores valores de solicitações.

*Menezes et al.* (2007) analisaram um segmento de uma LT com oito torres de suspensão, denominadas “SY”, tipo autoportante, com silhueta tronco piramidal, circuito duplo de 138kV, com altura total de 33,4m e abertura na base de 5m. Cada torre com suas respectivas cadeias de isoladores e nove vãos de cabos, sendo seis cabos condutores e dois cabos pára-raios. O segmento foi submetido à ruptura do cabo condutor e foi realizada uma análise dinâmica considerando o comportamento não-linear dos cabos e barras das torres. A Figura 3.11 (a) apresenta a torre e as barras analisadas, e a Figura 3.11 (b) ilustra o trecho analisado (considerada a simetria) e identifica o cabo selecionado para romper.

Dentre as análises conclui-se que o amortecimento estrutural é um parâmetro de significativa importância e que influencia diretamente a amplificação dos esforços, sendo, portanto, de fundamental importância estudos experimentais para se quantificar o amortecimento, principalmente dos cabos. No caso da modelagem desse trecho composto apenas por torres de suspensão, o esforço normal nas barras de montante e de diagonais, apresentaram valores de tensão maiores nas barras da torre mais próxima do ponto de ruptura, conforme pode ser visto na Figura 3.12. 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 1,67 para os montantes e 1,69 para as diagonais.



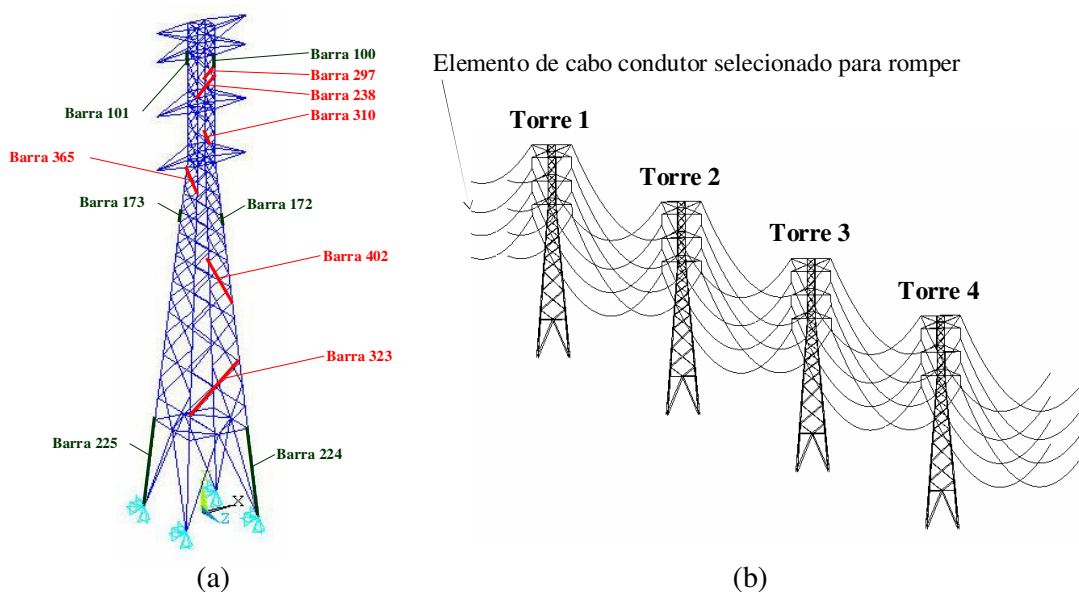


Figura 3.11: (a) Torre SY e posição das barras analisadas; (b) Segmento de LT analisado com 8 torres e condições de simetria (Menezes et al, 2007).

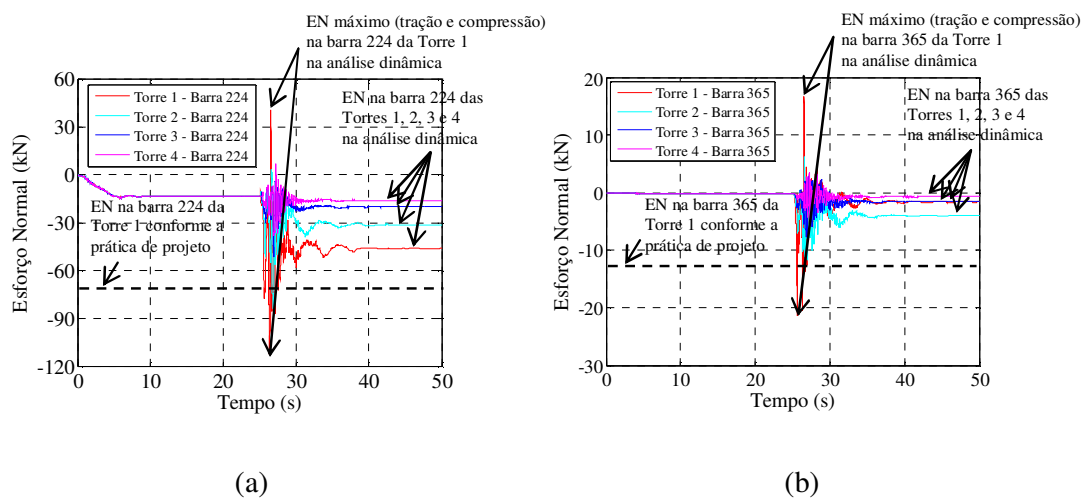


Figura 3.12: (a) Esforço normal na barra de montante 224 das torres 1, 2, 3 e 4; (b) Esforço normal na barra diagonal 365 das torres 1, 2, 3 e 4 (Menezes et al, 2007).

Vincent *et al.* (2004) realizaram uma série de testes no Canadá, em um trecho de uma LT, tanto em escala real quanto em modelos numéricos. Foi testado um trecho composto por 12 torres, sendo dez de suspensão e duas de ancoragem da linha Saint-Luc-de-Vincennes de 230kV que, posteriormente, seria desmontada. Dos 15 ensaios realizados, três representaram a ruptura de condutor posicionado entre as torres 72 e 73, conforme ilustrado na Figura 3.13. Foram medidas as tensões nos cabos adjacentes à torre 73 (torre de suspensão mais próxima da ruptura) e 82 (torre de ancoragem).

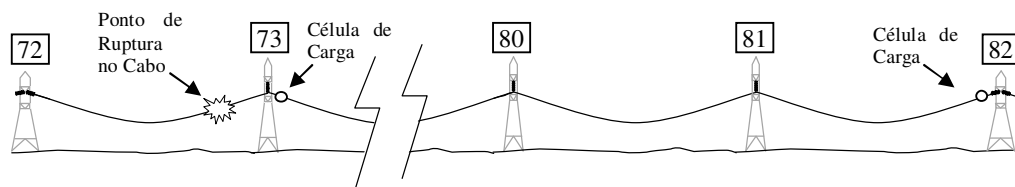


Figura 3.13: Trecho analisado da linha Saint-Luc-de-Vincennes (Baseado em Vincent et al, 2004).

As respostas dinâmicas dos testes em escala real medidas com a célula de carga tiveram uma excelente concordância com os resultados obtidos nos modelos de elementos finitos. O registro de tração ao longo do tempo e o momento em que ocorrem os dois primeiros picos são bastante semelhantes, conforme pode ser observado na Figura 3.14 e Figura 3.15.

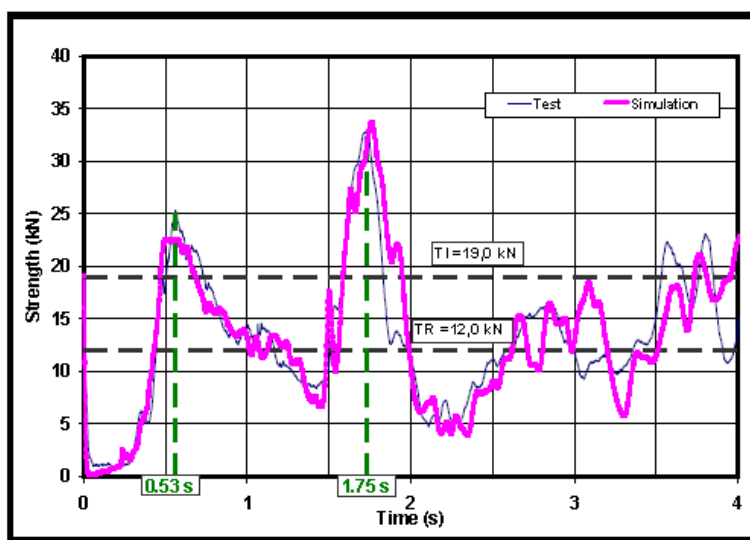


Figura 3.14: Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 73 (Tração inicial: 19kN; Tração Residual: 12kN; Pico dinâmico: 33kN) (Vincent et al, 2004).

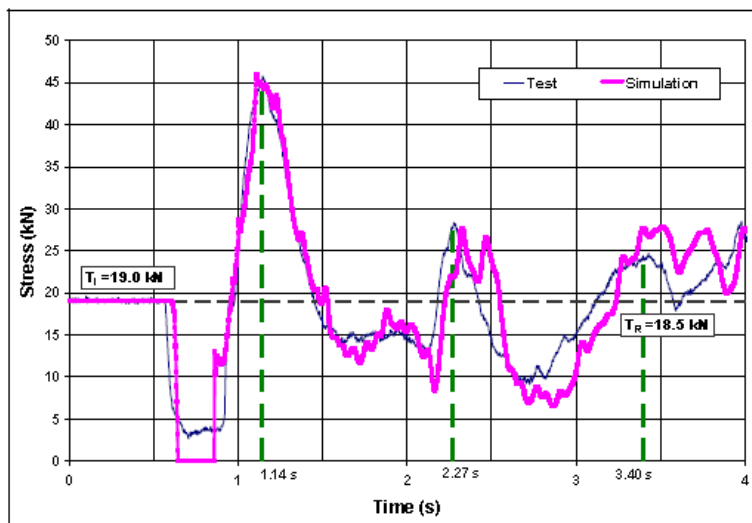


Figura 3.15: Resultado Experimental x Numérico - Tração no condutor da torre 82 (Tração inicial: 19kN; Tração Residual: 18,5kN; Pico dinâmico: 45kN) (Vincent et al, 2004).

Após a falha, a deformação elástica do cabo é quase completamente restaurada. Com essa perda de tração, uma onda inicial de tração de aproximadamente 18kN é transferida para a torre 73 e se propaga pelo condutor a uma velocidade igual à velocidade do som em um meio sólido. Essa velocidade é dada aproximadamente pela equação  $\sqrt{E/\rho}$ , onde  $E$  é o módulo de elasticidade e  $\rho$  a massa específica do material. Essa equação é baseada na mecânica analítica de uma barra elástica de material homogêneo submetida a uma carga de impacto axial. Para condutores do tipo Duck, essa velocidade teórica é aproximadamente 4.520m/s. O comprimento do condutor entre o ponto de falha e o final da linha (torre 82) é 2.755m. A tração inicial alcançou, então, a torre 82 em 0,61s. Quando a cadeia de isoladores que suporta o cabo rompido na torre 73 balança junto ao condutor, em 0,53s acontece o primeiro pico de tração em torno de 25kN. Esta segunda onda de impacto atinge a torre 82 em 1,14s, a soma do tempo para o alinhamento da cadeia de isoladores (0,53s) e para a propagação da onda (0,61s). Neste instante, a onda é parcialmente refletida pela torre de ancoragem e a tração no cabo é aumentada (45kN). A onda retorna para a torre 73 no tempo de 1,75s (1,14s + 0,61s), onde é novamente parcialmente refletida. No mesmo tempo, o condutor no vão adjacente da falha (entre as torres 73 e 74) alcança o ponto mais baixo desde a falha. Isso causa o segundo pico de tração (33kN) na torre 73. Nas torres intermediárias 74 a 81, o tempo entre os picos de tração corresponde ao tempo requerido

para a onda de impacto se propagar para a torre de ancoragem e depois retornar para o mesmo ponto (Vincent *et al.*, 2004).

Apesar da identificação da magnitude do pico dinâmico desse tipo de solicitação ser um parâmetro importante a ser definido para estruturas de baixa rigidez longitudinal, apenas a sua determinação não é suficiente para estimar se uma determinada estrutura será levada ao colapso, pois alguns outros aspectos devem ser considerados no projeto da linha. Alguns parâmetros da linha que influenciam na resposta à solicitação dinâmica estão discriminados na brochura do CIGRÉ B2-12(WG22) como, por exemplo, a interação solo-estrutura, a frequência natural das torres e dos vãos intactos, a resposta dos membros treliçados e a característica de dispersão da carga de impacto do suporte do condutor para a torre. Na brochura também estão listados os parâmetros que influenciam a magnitude do pico dinâmico e da carga residual.

### 3.3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

As normas brasileiras e internacionais ainda não trazem critérios bem definidos para o dimensionamento das torres de maneira a evitar o efeito cascata segundo à solicitação proveniente da ruptura de um cabo. Por exemplo, a norma brasileira de projetos de torres de LT (NBR5422:1985), no item 8.4.3 recomenda que seja aplicada uma carga longitudinal equivalente ao esforço estático residual posterior ao do rompimento de um cabo, contudo não recomenda qualquer metodologia ou apresenta qualquer porcentagem mínima de solicitação, ou de referência a ser considerada no projeto.

O guia americano da “American Society of Civil Engineers” (ASCE) de recomendações de carregamento para as torres de LT é mais específico quanto à recomendação de metodologia para a contenção do efeito cascata, apresentando três metodologias. A primeira é que todas as torres sejam dimensionadas de maneira a suportar o carregamento da ruptura de um cabo. A segunda que sejam instaladas ao longo da LT estruturas de ancoragem intermediária que cessem a transmissão da solicitação. E a terceira é a recomendação de instalação de grampos que proporcionem o deslizamento do cabo no ponto de fixação. Mesmo a primeira metodologia recomendada não é específica quanto à consideração de uma porcentagem mínima de carga longitudinal na torre, apenas indicando que deve ser definida uma carga

baseada na carga estática residual após o rompimento do cabo. Portanto, apesar de ser uma problemática abordada nas normas mundiais, ainda não há um critério específico para o dimensionamento das torres.

Quanto à porcentagem máxima da tração no condutor em EDS, a NBR5422/1985 recomenda a aplicação máxima de 16% da carga de ruptura do condutor. Entretanto, uma porcentagem bem estabelecida para o dimensionamento das LTs, leva em consideração a tração nos cabos em torno de 27,5% da tração de ruptura. O dimensionamento das torres com essa majoração do carregamento visa proporcionar uma maior rigidez longitudinal à LT.

## **4 MODELAGEM NUMÉRICA PARA A SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS NÃO LINEARES**

Atualmente, a maioria dos problemas dinâmicos estruturais oferece grandes dificuldades quando se busca uma solução analítica, ou até mesmo são impossíveis. Uma alternativa para resolução analítica (a qual envolve a integração de equações diferenciais com condições de contorno ou iniciais) é utilizar um método aproximado, que substitua os infinitos graus de liberdade do modelo contínuo por um número finito de parâmetros a ser determinados, ou graus de liberdade de um modelo aproximado. Dessa forma, existem alguns métodos de simulação numérica que buscam soluções aproximadas a partir de subdomínios ou de pontos do domínio ou do contorno, dentre os quais dois foram utilizados neste trabalho: o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método de Newmark.

A resolução do problema dinâmico em questão consiste na execução de duas etapas. A primeira, na qual é realizada a discretização do modelo estrutural no espaço a partir da utilização do MEF. E a segunda referente à resolução do problema dinâmico ao longo do tempo utilizando o Método de Newmark. Isto ocorre, pois a resposta de um sistema estrutural submetido a carregamentos dinâmicos implica a solução de um sistema de equações diferenciais. A solução analítica só é acessível para casos muito simples. Neste caso, entretanto, a discretização do sistema foi necessária e por isso realizada com a utilização do MEF, que é uma das mais poderosas ferramentas de discretização. Há várias abordagens para resolver o sistema de equações diferenciais. Entre elas, há a integração numérica direta de Newmark.

O desenvolvimento do modelo discreto em elementos finitos envolveu basicamente as seguintes etapas, as quais foram sintetizadas por COOK (1987).

- Dividir da estrutura em vários elementos;
- Determinar as propriedades de cada elemento;
- Associar todos os elementos para obter o modelo de elementos finitos da estrutura;
- Aplicar as ações;
- Aplicar as condições de contorno na estrutura.

A criação dos modelos discretos e a solução aproximada pelos métodos citados foram completamente desenvolvidas no software comercial ANSYS Mechanical/LS-DYNA.

A análise desses problemas no software consiste, de forma geral, nas seguintes fases: construção do modelo (PREPROCESSOR); aplicação das cargas e obtenção da solução (SOLUTION); obtenção dos resultados (POSTPROCESSOR). Estas fases estão representadas na Figura 4.1 abaixo.

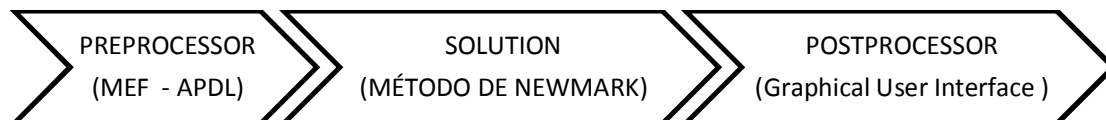


Figura 4.1: Fases de implementação numérica no software ANSYS.

Para a resolução de problemas dinâmicos o software dispõe de uma licença que permite a utilização do método de integração direta implícito de Newmark. O software utilizado neste trabalho foi, portanto, o ANSYS versão 11.0 com a licença ANSYS Mechanical/LS-DYNA.

No ANSYS, a entrada de dados no pré-processamento pode ser feita tanto por interface GUI (ANSYS Graphical User Interface) quanto pela linguagem de programação conhecida como APDL (ANSYS Parametric Design Language). Neste trabalho optou por se criarem arquivos de textos, com a linguagem APDL própria do software, visando a fácil possibilidade de serem alterados os parâmetros de variação nos modelos descritos no item 5. Por exemplo, no item 5.5.2.2 está apresentado o código utilizado para simular a ruptura de um cabo em um trecho de linha de transmissão genérico, para qualquer tipo de torre.

#### 4.1 ELEMENTOS FINITOS UTILIZADOS NA MODELAGEM NUMÉRICA

A escolha do tipo de elemento finito, dentre os vários disponíveis na biblioteca do software, exige do engenheiro além do conhecimento das características de cada elemento, o conhecimento de modelagem numérica, experiência e habilidade. Os tipos de elementos são determinados, dentre outras coisas, pelo seu número de graus de liberdade e se é um elemento bidimensional ou tridimensional.

Para as torres analisadas, os elementos escolhidos dependeram da configuração estrutural de cada torre. As barras das torres, tanto autoportantes quanto estaiadas, foram modeladas com





transversais das barras metálicas, foi considerada a seção CSOLID com os valores de área e momentos de inércia equivalentes ao das propriedades das barras reais segundo o projeto das torres, conforme apresentado no Apêndice A.

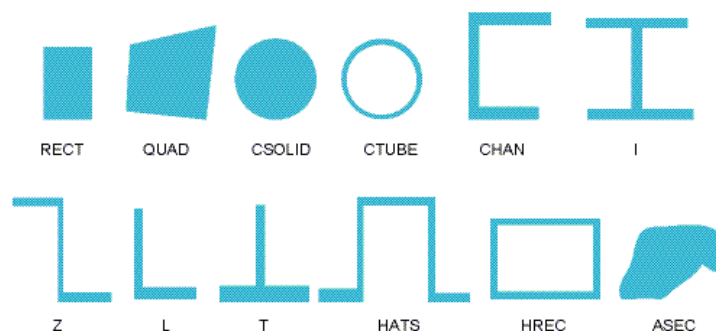


Figura 4.3: Tipos de seções transversais disponíveis para o elemento de viga BEAM188 (ANSYS).

#### 4.1.2 Dos Cabos Condutores, Para-raios, Estais e Cadeia de Isoladores.

Na modelagem dos cabos condutores, para-raios, estais e cadeia de isoladores foram utilizados os elementos finitos do tipo LINK10. O elemento LINK10 é do tipo tridimensional que apresenta uma matriz de rigidez com características bidimensionais, pois somente apresenta rigidez uniaxial de tração ou de compressão. Quando é escolhida apenas a opção de rigidez uniaxial à tração no elemento, a rigidez à compressão no elemento é removida. O elemento não apresenta rigidez à flexão e a tensão é considerada constante ao longo de todo elemento. A Figura 4.4 representa o comportamento à tração e à compressão do elemento finito LINK10.

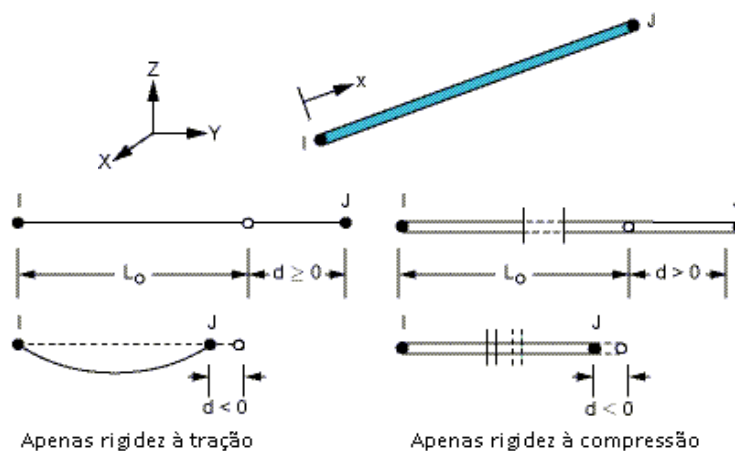


Figura 4.4: Elemento finito LINK10 para a modelagem dos cabos, estais e cadeia de isoladores (Adaptado de ANSYS).

Os elementos estruturais que utilizaram o LINK10 são muito flexíveis e apresentam um comportamento não linear quando solicitados, principalmente os cabos e os estais. Um cabo, por exemplo, tendo uma mesma característica geométrica pode apresentar vários tipos de catenárias após a instalação, dependendo da pré-tração aplicada nessa fase. No ANSYS, a tração inicial nesse tipo de elemento é representada com a aplicação de uma deformação inicial.

Previamente à construção dos modelos foi investigado o comportamento não-linear geométrico do elemento quando solicitado apenas pelo peso próprio e a variação do valor da tração inicial. Para essa investigação foi aplicada uma tensão inicial no elemento LINK10 segundo a norma canadense (CSA S37-01,2011), que recomenda a aplicação de pré-tensão entre 8% e 15% da tensão de ruptura do cabo. Foram aplicados os valores de 8%, 11% e 15%. O cabo utilizado somente nesta etapa de investigação tem 18,32m e foi discretizado em 10 elementos. O cabo é do tipo extra alta resistência (EHS), área da seção transversal  $2,85\text{cm}^2$  e módulo de elasticidade 160GPa.

A Figura 4.5 ilustra o deslocamento do cabo quando solicitado apenas pelo peso-próprio e com diferentes valores de tensões iniciais aplicadas. Percebe-se que quanto menor a tensão inicial aplicada no cabo, maiores são os valores de deslocamento.

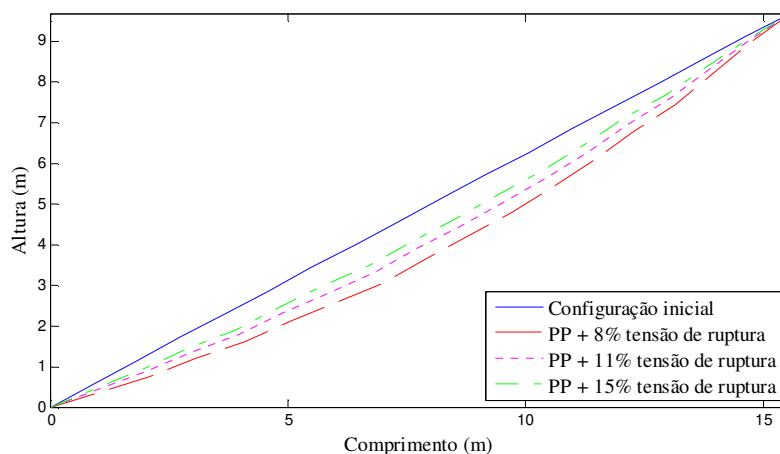


Figura 4.5: Deslocamento do cabo submetido ao peso próprio e à variação de tensão inicial.

Com essa investigação preliminar se pode confirmar a validade do elemento para a simulação dos cabos condutores, para-raios e estais. Pois, assim se pode garantir que quando considerada

a aceleração da gravidade, os cabos se deformam e apresentam a forma de uma catenária e uma flecha máxima segundo as expressões analíticas apresentadas no item 5.1.

## 4.2 SOLUÇÃO DE PROBLEMAS DINÂMICOS NÃO LINEARES

Para a análise dinâmica de sistemas dois métodos podem ser utilizados, os métodos no domínio do tempo e os métodos no domínio da frequência, os quais quando aplicados em problema dinâmicos não lineares, apenas apresentam solução através da aplicação de métodos numéricos. Dentre estes métodos para a análise dinâmica, os métodos de domínio no tempo ainda são os mais utilizados, sendo estes basicamente classificados em método da superposição modal e métodos de integração direta da equação de movimento.

No método da superposição modal o sistema de equações de movimento é transformado em um sistema de equações desacopladas, e as características dinâmicas das estruturas, como os autovetores e os autovalores, são previamente calculados. Tais procedimentos requerem um considerável esforço computacional, principalmente no estudo em questão com as LT's submetidas a um *carregamento de impacto*, onde um número muito grande de autovalores e autovetores necessariamente deveriam ser obtidos.

Já os métodos de integração direta consistem na resolução da equação de movimento *passo-a-passo*, onde conforme resumido por Groehs (2005) tais métodos fundamentam-se em duas ideias básicas: a primeira referente ao estabelecimento do equilíbrio da equação de movimento em um número finito de instantes, separados por intervalos discretos de tempo  $\Delta t$ , contidos no intervalo de tempo total no qual se pretende calcular a solução; a segunda que consiste em determinar uma função que represente a variação da aceleração dentro de cada intervalo de tempo  $\Delta t$ , onde a partir da integração desta função, obtém-se as funções representativas da velocidade e do deslocamento. Neste método, a eficácia da solução depende basicamente da adequada representação das funções em cada intervalo de tempo  $\Delta t$ , bem como da escolha apropriada do tamanho do intervalo  $\Delta t$ . O método de integração direta é o método mais comumente aplicado na resolução de problemas dinâmicos não-lineares, sendo possível a aplicação de diferentes esquemas de integração numérica, como por exemplo o método de diferenças finitas, de Runge-Kutta, de Houbolt, de Wilson  $\theta$  e de Newmark. O

método de integração numérica utilizado na realização deste trabalho foi o método de Newmark.

#### 4.2.1 Método de Integração Direta

No método de integração direta para calcular a solução da equação de movimento, os vetores representativos da variação da aceleração, velocidade e deslocamento podem ser obtidos com a aplicação do método de Newmark. Existem duas categorias em que os métodos de integração direta podem se enquadrar. Nos métodos explícitos de integração ou nos métodos implícitos. A principal diferença entre eles consiste em que no método de integração explícito o deslocamento é calculado em termos dos valores de deslocamento, velocidade e aceleração determinados no passo de tempo anterior, e no método implícito, as equações de diferenças temporais são combinadas com as equações de movimento no instante em questão e o deslocamento no instante desejado é obtido a partir da solução das equações resultantes.

#### 4.2.2 Método de Newmark

O método de Newmark, classificado como um método de integração direta implícita foi utilizado para a resolução numérica do problema dinâmico em questão. O método procura satisfazer a equação diferencial de movimento no instante  $t+\Delta t$ , utilizando a solução do instante  $t$ . O método também é baseado na premissa de que a aceleração pode variar linearmente entre dois instantes de tempo, sendo isto considerado através dos parâmetros  $\alpha$  e  $\delta$  de Newmark que indicam quanto a aceleração ao final do intervalo entra nas equações de velocidade e deslocamento ao final do intervalo  $\Delta t$ .

O desenvolvimento das equações de Newmark está apresentado em seguida. Esta parte da utilização da equação de movimento de um sistema com vários graus de liberdade, com amortecimento viscoso, expressa abaixo:

$$[\mathbf{M}]\ddot{\vec{x}}_{t+\Delta t} + [\mathbf{C}]\dot{\vec{x}}_{t+\Delta t} + [\mathbf{K}]\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{F}_{t+\Delta t} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde  $\mathbf{M}$ ,  $\mathbf{C}$  e  $\mathbf{K}$  são as matrizes de massa, amortecimento e de rigidez da estrutura;  $\ddot{\vec{x}}_{t+\Delta t}$ ,  $\dot{\vec{x}}_{t+\Delta t}$  e  $\vec{x}_{t+\Delta t}$  são os vetores de aceleração nodal, de velocidade nodal e de deslocamentos, respectivamente e no instante de tempo  $t + \Delta t$ ;  $\vec{F}_{t+\Delta t}$  é o vetor de forças externas nodais no instante de tempo  $t + \Delta t$ .

Por meio da expansão em Série de Taylor e considerando apenas as três primeiras derivadas, Newmark obteve:

$$\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{x}_t + \Delta t \vec{\dot{x}}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \vec{\ddot{x}}_t + \alpha_N \Delta t^3 \vec{\ddot{\ddot{x}}}_t \quad (\text{Equação 2})$$

$$\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} = \vec{\ddot{x}}_t + \Delta t \vec{\ddot{\ddot{x}}}_t + \delta_N \Delta t^2 \vec{\ddot{\ddot{\ddot{x}}}}_t \quad (\text{Equação 3})$$

Pela consideração do método que a aceleração é linear no passo de integração, e conforme ilustrado na Figura 4.6:

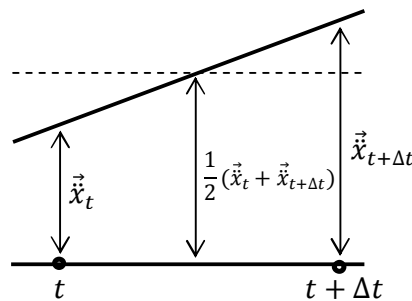


Figura 4.6: Esquema de aceleração constante média do método de Newmark.

$$\vec{\ddot{\ddot{x}}}_t = \frac{\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} - \vec{\ddot{x}}_t}{\Delta t} \quad (\text{Equação 4})$$

Obtêm-se:

$$\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} = \vec{\ddot{x}}_t + \Delta t [(1 - \delta) \vec{\ddot{\ddot{x}}}_t + \delta \vec{\ddot{\ddot{x}}}_{t+\Delta t}] \quad (\text{Equação 5})$$

$$\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{x}_t + \Delta t \vec{\dot{x}}_t + \Delta t^2 \left[ \left( \frac{1}{2} - \alpha \right) \vec{\ddot{x}}_t + \alpha \vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} \right] \quad (\text{Equação 6})$$

Onde  $\alpha$  e  $\delta$  são os parâmetros de Newmark que podem ser determinados para obter maior estabilidade ou precisão na integração. Quando atribuídos os valores de  $\alpha=0$  e  $\delta=1/2$  as relações correspondem ao método das diferenças finitas centrais, e quando  $\alpha=1/6$  e  $\delta=1/2$  ao método da aceleração linear. Estes, por serem condicionalmente estáveis, tornam menos desejáveis a sua utilização. Newmark obteve um método incondicionalmente estável na

solução de problemas lineares, quando se utiliza  $\alpha=1/4$  e  $\delta=1/2$  que corresponde ao método da aceleração média constante, também denominado de regra dos trapézios.

Isolando o termo  $\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t}$  na Equação 6 obtém-se:

$$\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - \frac{1}{\alpha\Delta t}\vec{\dot{x}}_t - \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right)\vec{\ddot{x}}_t \quad (\text{Equação 7})$$

Definem-se os seguintes coeficientes:

$$a_0 = \frac{1}{\alpha\Delta t^2}; a_1 = \frac{1}{\alpha\Delta t}; a_2 = \left(\frac{1}{2\alpha} - 1\right); a_3 = (1 - \delta)\Delta t; a_4 = \delta\Delta t \quad (\text{Equação 8})$$

Substituindo os devidos coeficientes na Equação 7 e esta na Equação 6:

$$\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} = a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{\dot{x}}_t - a_2\vec{\ddot{x}}_t \quad (\text{Equação 9})$$

$$\begin{aligned} \vec{\dot{x}}_{t+\Delta t} &= \vec{\dot{x}}_t + a_3\vec{\dot{x}}_t + a_4\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t} \\ &= \vec{\dot{x}}_t + a_3\vec{\dot{x}}_t + a_4[a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{\dot{x}}_t - a_2\vec{\ddot{x}}_t] \end{aligned} \quad (\text{Equação 10})$$

Substituindo a Equação 9 e Equação 10 na equação de movimento Equação 1, obtém-se:

$$\begin{aligned} [\mathbf{M}][a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{\dot{x}}_t - a_2\vec{\ddot{x}}_t] \\ + [\mathbf{C}][\vec{\dot{x}}_t + a_3\vec{\dot{x}}_t + a_4[a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{\dot{x}}_t - a_2\vec{\ddot{x}}_t]] \\ + [\mathbf{K}]\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{F}_{t+\Delta t} \end{aligned} \quad (\text{Equação 11})$$

Agrupando na Equação 11 os termos em  $\vec{x}_{t+\Delta t}$ ,  $\vec{\dot{x}}_{t+\Delta t}$  e  $\vec{\ddot{x}}_{t+\Delta t}$  dentro das chaves:

$$\begin{aligned}
[\mathbf{M}][a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{x}_t - a_2\ddot{\vec{x}}_t] & \quad (\text{Equação 12}) \\
+ [\mathbf{C}][a_0a_4(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) + (1 - a_4a_1)\vec{x}_t + (a_3 - a_4a_2)\ddot{\vec{x}}_t] \\
+ [\mathbf{K}]\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{\mathbf{F}}_{t+\Delta t}
\end{aligned}$$

Definindo os coeficientes:

$$a_5 = a_0a_4 = \frac{\delta}{\alpha\Delta t}; \quad a_6 = a_4a_1 - 1 = \frac{\delta}{\alpha} - 1; \quad a_7 = a_4a_2 - a_3 = \frac{\Delta t}{2} \left( \frac{\delta}{\alpha} - 2 \right) \quad (\text{Equação 13})$$

Podendo a Equação 12 ser escrita como:

$$\begin{aligned}
[\mathbf{M}][a_0(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_1\vec{x}_t - a_2\ddot{\vec{x}}_t] + [\mathbf{C}][a_5(\vec{x}_{t+\Delta t} - \vec{x}_t) - a_6\vec{x}_t - a_7\ddot{\vec{x}}_t] & \quad (\text{Equação 14}) \\
+ [\mathbf{K}]\vec{x}_{t+\Delta t} = \vec{\mathbf{F}}_{t+\Delta t}
\end{aligned}$$

A utilização do esquema de Newmark para a integração numérica tem certa popularidade como método implícito devido fundamentalmente à experiência dos pesquisadores com problema lineares, para os quais as condições de estabilidade deste método estão bem estabelecidas. Uma vantagem do método é que mesmo com valores arbitrariamente grandes adotados para  $\Delta t$ , pode-se obter uma solução com valores limitados. Uma importante observação quanto ao método diz quando ao valor de  $\delta$ . A menos que  $\delta$  seja tomado como  $\frac{1}{2}$ , é introduzido um amortecimento espúrio, proporcional a  $(\delta - 1/2)$ . Se  $\delta$  for tomado como zero, resulta um amortecimento negativo; isso envolve uma vibração auto-excitada que se origina exclusivamente do procedimento numérico. De forma semelhante, se  $\delta$  for maior que  $\frac{1}{2}$ , é introduzido um amortecimento positivo. Isso reduz a magnitude da resposta mesmo que não haja amortecimento real no problema (Groehs, 2005).

A escolha do incremento de tempo deve ser feita de maneira adequada para a convergência da solução. Para a análise do comportamento dinâmico do sistema estrutural o  $\Delta t$  adotado deve ser suficientemente pequeno e menor que um incremento de tempo máximo. Para a convergência da solução com a utilização do método da variação linear da aceleração, o intervalo de tempo pode ser calculado a partir do período fundamental da estrutura  $T_0$  a partir da Equação 15 (Groehs, 2005).

$$\Delta t \leq \frac{T_0}{\pi\sqrt{1 - 2/3}} = 0,55 \times T_0 \quad (\text{Equação 15})$$

Uma importante observação se refere quanto ao custo da análise na integração direta (isto é, o número de operações requeridas) que é diretamente proporcional ao número de passos de tempo necessários para a solução. Por um lado, o passo de tempo deve ser pequeno o bastante para se obter a acurácia da solução; mas, por outro, o passo de tempo não deve ser muito menor que o necessário devido ao maior custo para a solução do que realmente é requerido (Bathe, 1996).

### 4.2.3 Amortecimento de Rayleigh

Para ser considerado o amortecimento nos modelos numéricos, inicialmente foi necessária a determinação das constantes  $\alpha_R$  e  $\beta_R$ , denominadas parâmetros de Rayleigh, e inseridas no software ANSYS com os comandos ALPHAD e BETAD. Esses dois parâmetros são calculados a partir dos dois primeiros valores de frequências obtidos na análise modal das torres, que foi realizada previamente e está apresentada no item 6.

Para a análise dinâmica em estudo a resposta considerando o amortecimento, não é obtida através da superposição das respostas modais desacopladas. Tal consideração seria inadequada devido a natureza não linear das respostas do sistema, para qual cada forma modal não permanece fixa e sim variante conforme a alteração da matriz de rigidez em cada incremento de tempo. Para essa circunstância, a maneira mais efetiva de se determinar a matriz de amortecimento do sistema, é inicialmente se obter uma ou mais matrizes de amortecimento proporcionais. Para a análise não linear, é mais apropriado definir a matriz de amortecimento proporcional a partir do estado elástico inicial do sistema (antes da deformação não linear ter ocorrido) e assumir que essa propriedade de amortecimento se mantém constante durante a resposta mesmo que a matriz de rigidez esteja se alterando e causando perdas de energia por histereses ou com perda de energia devido ao amortecimento viscoso. Neste caso, como o amortecimento é considerado não proporcional, a matriz de amortecimento pode ser construída a partir das matrizes de amortecimento proporcionais disponíveis, utilizando as matrizes de massa e de rigidez do sistema (Clough, 1995).

Portanto, o amortecimento de Rayleigh pode ser obtido pela combinação das matrizes de massa e de rigidez dada pela Equação 16.



$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (\text{Equação 16})$$

Onde,  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  são as constantes proporcionais de Rayleigh, apresentam respectivamente a unidade de  $s^{-1}$  e  $s$  e são dadas por:

$$\alpha_R = \frac{2\varpi_1\varpi_2(\zeta_1\varpi_2 - \zeta_2\varpi_1)}{\varpi_2^2 - \varpi_1^2} \quad e \quad \beta_R = \frac{2(\zeta_2\varpi_2 - \zeta_1\varpi_1)}{\varpi_2^2 - \varpi_1^2} \quad (\text{Equação 17})$$

Onde,  $\zeta_1$  e  $\zeta_2$  são a razão de amortecimento, referentes ao primeiro e ao segundo modo, respectivamente. E  $\varpi_1$  e  $\varpi_2$  são as frequências circulares (em rad/s) associadas ao primeiro e ao segundo modo de vibração, respectivamente.

A Equação 17 e a Figura 4.7 mostram que para o amortecimento proporcional à massa, a razão de amortecimento é inversamente proporcional à frequência, enquanto que para o amortecimento proporcional à rigidez, este é diretamente proporcional à frequência.

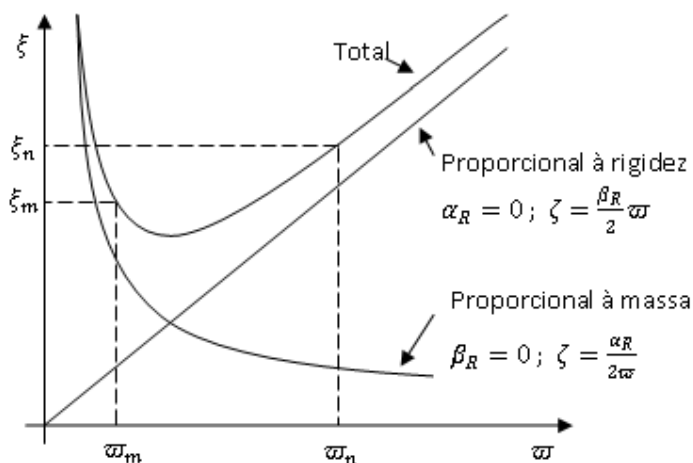


Figura 4.7: Relação entre o amortecimento e a frequência segundo Rayleigh

(Adaptado de Clough,1995).

Neste trabalho, os valores de  $\varpi_1$  e  $\varpi_2$  correspondem à frequência fundamental das torres, conforme resultado da análise modal no item 6. Os valores de frequência angular utilizados foram de 15,15 rad/seg e 16,4 rad/seg para os modelos da torre estaiada, sendo estes associados aos dois primeiros modos de flexão da torre. Para os modelos constituídos pelas torres autoportantes as frequências utilizadas foram as correspondentes ao primeiro e terceiro modo de vibração da estrutura de 11,45 rad/seg e 12,52 rad/seg, sendo o primeiro modo associado à de flexão lateral e o terceiro modo referente à torção. Com esses resultados de

frequências naturais das estruturas determinadas e com a consideração da porcentagem adequada de amortecimento estrutural, os coeficientes de Rayleigh  $\alpha_R$  e  $\beta_R$  foram diretamente calculados a partir da Equação 18.

$$\alpha_R = \zeta \frac{2 \times \omega_i \times \omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{e} \quad \beta_R = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad (\text{Equação 18})$$

Onde  $\zeta$  é o amortecimento estrutural considerado e  $\omega_n$  são as frequências naturais.

## 5 DETALHAMENTO DOS MODELOS NUMÉRICOS ADOTADOS

Foram desenvolvidos modelos numéricos com a utilização de elementos finitos no software ANSYS, no qual é possível simular a ruptura de cabos. Para isto, partiu-se de modelos simplificados representativos apenas de uma torre e outros apenas dos vãos de cabos. Estes foram submetidos à análise estática e modal antes de qualquer análise dinâmica. Nos modelos das torres, a análise estática consistiu na verificação destes quando submetidos apenas ao peso próprio, e submetidos à ruptura de cabo referente ao carregamento estático equivalente recomendado pela norma brasileira (NBR5422/1985). Nestes modelos iniciais, foram analisados os tipos de torres descritos neste capítulo, aplicados os carregamentos segundo o item 5.5 e obtidos os resultados estáticos apresentados no item 6.2. Quanto aos modelos simplificados constituídos apenas pelos vãos de cabos, estes ficaram submetidos à tração inicial referente ao peso próprio, e foi considerado que, quando submetidos a esta solicitação, estes apresentariam a forma de uma catenária correspondente à previamente estimada através das equações teóricas apresentadas por Irvine e Caughey (1974), apresentadas no item 5.1.1. A simulação da ruptura de cabo no trecho de LT foi realizada separadamente no modelo constituído apenas pelos cabos, e somente depois estes foram anexados aos modelos com as torres de suspensão. 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.

Quanto às análises dinâmicas, duas em particular foram desenvolvidas. A primeira com a representação da ruptura de cabos de forma simplificada, a partir da aplicação da solicitação da ruptura do cabo através da aplicação de funções ao longo do tempo. Na análise simplificada o modelo é constituído apenas por uma torre e suas respectivas cadeias de isoladores, e o carregamento é diretamente aplicado na cadeia de isoladores da estrutura, conforme item 5.5.2.1. No segundo tipo de análise dinâmica, o carregamento devido à ruptura do condutor é proveniente do desligamento de um elemento finito do cabo em um determinado instante de tempo ao longo da análise. Esse tipo de análise foi realizada em modelos constituídos por apenas uma torre, sua cadeia de isoladores e seus dois vãos adjacentes, e em modelos com o total de quatro torres metálicas e cinco vãos de cabos.

Para a resolução 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. Para o método utilizado, o passo de integração da equação de movimento foi de  $\Delta t = 7,5 \times 10^{-6}$ . Os fundamentos teóricos do método estão apresentados no item 4.2.2.

Os modelos numéricos foram desenvolvidos no software comercial de elementos finitos ANSYS 11.0. Neste programa foi simulada a ruptura de cabos com o uso do método anteriormente citado e também com a utilização de um recurso disponível no software denominado “Birth and Death” (ativado através do comando EKILL). Este recurso possibilita a extinção de um elemento do modelo em um tempo pré-determinado. A utilização desse comando representou de maneira adequada a ruptura de um condutor, e também foi possível obter o registro de tensões e de deslocamentos nos nós e elementos ao longo do tempo verdadeiramente representativo do fenômeno.

Na análise dinâmica, o amortecimento da estrutura é um parâmetro importante a ser considerado. Portanto, considerou-se no software o amortecimento segundo a formulação proposta por Rayleigh (Clough, 2003), conforme descrito no item 4.2.3. A razão de amortecimento considerada para a maioria dos modelos foi de  $\zeta = 0,1$ , exceto para o modelo com uma torre autoportante na análise dinâmica simplificada e em um dos dois modelos com quatro torres e cinco vãos também com torre autoportante, nos quais o amortecimento estrutural considerado foi de  $\zeta = 0,05$ .

Como citado anteriormente, após a análise separada das torres e dos cabos, foram criados modelos com um trecho de linha de transmissão completa. 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.

Afim de melhor compressão das respostas dos tipos de estruturas analisadas, e para não restringir as respostas obtidas à apenas um tipo de trecho simulado, outras análises foram desenvolvidas, com a variação de alguns parâmetros nos modelos. As variações consideradas foram as seguintes:

(a) Tipo de torre metálica analisada:

(a.1) Autoportante;

(a.2) Estaiada.

- (b) Tipo de torre submetida à análise estática e dinâmica simplificada:
- (b.1) Autoportante;
  - (b.2) Estaiada.
- (c) Quantidade de torres no modelo numérico submetidas à análise dinâmica com o carregamento proveniente do desligamento de um elemento finito:
- (c.1) Uma torre metálica e dois vãos (Figura 5.1);
    - (c.1.1) Autoportante;
    - (c.1.2) Estaiada.

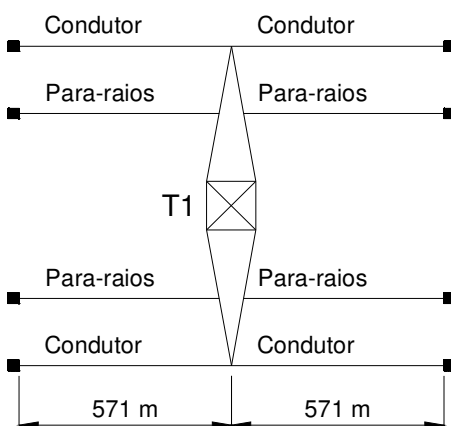


Figura 5.1: Configuração do modelo numérico com uma torre e dois vãos.

- (c.2) Quatro torres metálicas e cinco vãos de cabos (Figura 5.2).
  - (c.2.1) Autoportante;
  - (c.2.1) Estaiada.

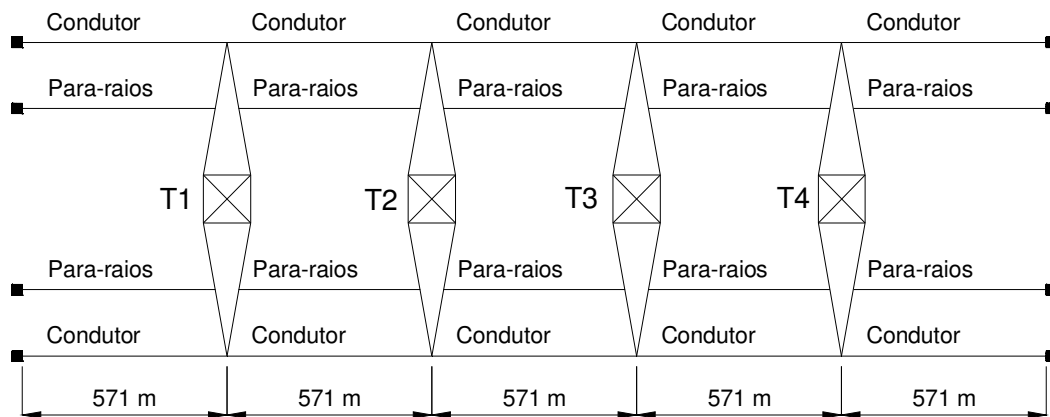


Figura 5.2: Configuração do modelo numérico com quatro torres e cinco vãos.

Em suma, tem-se com a variação desses parâmetros o desenvolvimento de nove modelos numéricos no total: dois (2) para a análise estática (um para a torre autoportante e outro para a estaiada); dois (2) para a análise dinâmica simplificada (um para a torre autoportante e outro para a estaiada); dois (2) para a análise dinâmica utilizando o desligamento de um elemento finito de cabo no modelo com uma torre e dois vãos (um para a torre autoportante e outro para a estaiada); dois (2) para a análise dinâmica utilizando o desligamento de um elemento finito de cabo no modelo com quatro torres e cinco vãos (um para a torre autoportante e uma para a estaiada); 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 o amortecimento de 5%.

Cabe ressaltar que em todos os modelos, trabalhou-se com a hipótese de ocorrência de ruptura dos quatro cabos condutores simultaneamente, visto que na modelagem as propriedades atribuídas aos cabos condutores, representados por apenas uma barra de elemento finito, foram referentes ao conjunto de quatro cabos condutores (nas estruturas reais esses quatro cabos são mantidos unidos através de espaçadores, conforme ilustra a Figura 5.3). Também, em todos os modelos não foram consideradas as barras de contraventamento das torres. Essas simplificações foram consideradas com o intuito de se reduzir a quantidade de elementos finitos e conseqüentemente o tempo de processamento e resolução dos modelos numéricos.



Figura 5.3: Espaçador quádruplo para condutores múltiplos.

É importante destacar que para qualquer tipo de carregamento ou análise, devido em particular à modelagem dos cabos, a não linearidade geométrica é obrigatoriamente necessária para o tipo de sistema em estudo. Essa opção foi considerada no ANSYS com a utilização do comando NLGEOM. Entretanto, apesar de importante, a não linearidade dos materiais não foi considerada nos modelos, sendo os módulos de elasticidade aplicados nos cabos os descritos

no item 5.1.2, e o módulo de elasticidade do aço dos elementos estruturais considerado 205 GPa.

Ao final são apresentadas as respostas ao longo do tempo das solicitações devido à ruptura do cabo em diversas barras das torres, em alguns cabos condutores do sistema e nos estais para as torres estaiadas. Também, busca-se identificar o tipo de comportamento estrutural dessas torres a esse tipo de solicitação.

## 5.1 VÃOS DE CABOS

Para a modelagem adequada de um cabo suspenso de um vão de linha de transmissão, é preciso levar em conta a deformação do cabo no formato de uma catenária, a flecha máxima a qual deverá ser atingida com a atuação do peso próprio e a tensão inicial existente no elemento.

### 5.1.1 Formação da catenária

A catenária pode ser simétrica ou não com relação ao centro do vão (eixo central), dependendo da altura dos pontos de suspensão desse cabo. Quando os pontos de suspensão estão a uma mesma altura a catenária é simétrica e a flecha máxima ocorre exatamente no centro do vão. No caso da altura dos pontos de suspensão ser diferente, então a catenária não é simétrica e a flecha máxima não ocorre no centro do vão. A flecha, entretanto, é dependente da temperatura e do valor da tração aplicada ao cabo quando instalado na linha. Ao se determinar a flecha dos cabos deve ser considerada a altura de segurança segundo a NBR5422/1985 e função da classe da linha, do tipo de terreno e dos acidentes atravessados pela linha.

Em todas as análises, os pontos de suspensão apresentam a mesma altura, ou seja, todas as catenárias são simétricas, e a altura de segurança mínima (altura do ponto mais baixo do cabo com relação ao nó de apoio na base da torre) considerada para todos os modelos foi de 6m. A tensão inicial nos cabos considerada foi a referente à EDS (“Every Day Stress”) com os valores de 27,5% da capacidade última de tração dos cabos condutores (UTS – “Ultimate Tension Stress”) e de 20% da UTS para os cabos pára-raios, visto que essas são as reais proporções de tensões consideradas nos cabos e que estão descritas no relatório de ensaio e

análise das propriedades dos cabos de diversos fabricantes disponíveis para a aplicação no trecho de LT simulado. Cabe ressaltar que segundo a Tabela 3 da NBR5422/1985 esses valores são considerados de 20% da capacidade última de tração dos cabos condutores (UTS) e de 14% da UTS para os cabos pára-raios.

No início da análise (condição inicial,  $t = 0$  s) as coordenadas iniciais dos pontos da catenária não levam em consideração o efeito da gravidade. Portanto, duas catenárias são calculadas: uma catenária inicial (sem força peso) e outra denominada catenária teórica (com força peso). De forma que, após a força peso (aplicação da gravidade) o cabo fica submetido à força de tração de projeto ( $T_p$ ), equivalente a um percentual da força de ruptura ( $T_{rup}$ ), com a catenária teórica e a flecha máxima  $f_e$ , conforme descrito na Equação 19 e Equação 20 e ilustrado na Figura 5.4.

$$T_p = 0,275T_{rup} \rightarrow \text{para cabos condutores} \quad (\text{Equação 19})$$

$$T_p = 0,20T_{rup} \rightarrow \text{para cabos pára-raios} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde  $T_p$  é a força de tração de projeto do cabo submetido ao peso próprio (em N) e  $T_{rup}$  é a força de tração de ruptura do cabo (em N).

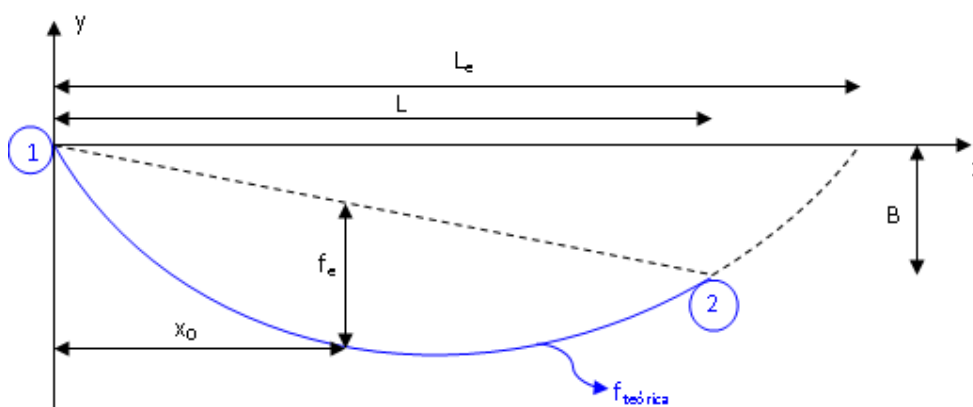


Figura 5.4: Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes. (Adaptado de Kaminski (2007)).

Para determinar as coordenadas da catenária do cabo no instante inicial ( $t = 0$ ) e após a aplicação da gravidade nos modelos, utilizam-se as expressões descritas por *Irvine e Caughey (1974) apud Kaminski (2007)* descritas a seguir.



$$C = \frac{T_p}{p} \quad (\text{Equação 21})$$

$$L_e = L + \frac{2BC}{L} \quad (\text{Equação 22})$$

$$f_e = \frac{L_e^2}{8C} - B \quad (\text{Equação 23})$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - C \cdot \operatorname{arcsenh} \left( \frac{B}{2C \left( \operatorname{senh} \left( \frac{L}{2C} \right) \right)} \right) \quad (\text{Equação 24})$$

$$y = C \cdot \left( \cosh \left( \frac{x - x_0}{C} \right) - \cosh \left( \frac{x_0}{C} \right) \right) \quad (\text{Equação 25})$$

$$l_{\text{teórico}} = \sqrt{B^2 + 4C^2 \cdot \left( \operatorname{senh} \left( \frac{L}{2C} \right) \right)^2} \quad (\text{Equação 26})$$

Onde:  $C$  é o parâmetro da catenária (em m);

$p$  é a força referente ao peso por metro de cabo (N/m);

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

$L$  e  $L_e$  são as distâncias ilustradas na Figura 5.4;

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

$x_0$  é a posição da flecha máxima na catenária teórica;

$y(x)$  define a catenária teórica;

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

Para determinar as coordenadas iniciais da catenária é necessário o cálculo da deformação axial ( $\varepsilon_{pp}$ ) existente no cabo causada pela ação da gravidade. Essa deformação pode ser calculada através da relação linear de tensão – deformação, ou através das expressões propostas por McDonald e Peyrot (1990). As expressões não lineares são dadas por um

polinômio de 4º grau, similares aos empregados por Thrash (1994) e EPRI (1988) (Kaminski, 2007). Neste trabalho, a hipótese de comportamento considerada nos cabos foi linear e  $\varepsilon_{pp}$  foi calculado para os cabos condutores com a Equação 27 e para os cabos pára-raios com a Equação 28.

$$F_{CC} = \frac{E_{CC} A_{CC} \Delta L_{CC}}{L_{OCC}} \quad (\text{Equação 27})$$

$$F_{CP} = \frac{E_{CP} A_{CP} \Delta L_{CP}}{L_{OCP}} \quad (\text{Equação 28})$$

Onde  $F_{CC}$  é a força de tração atuante no condutor (em N),  $E_{CC}$  é o módulo de elasticidade do condutor,  $A_{CC}$  é a área do condutor,  $\Delta L_{CC}$  o alongamento (em m) e  $L_{OCC}$  o comprimento inicial do condutor. Os índices  $_{CP}$  são referentes ao cabo pára-raios.

Calculada a deformação axial, esta é descontada do comprimento teórico do cabo ( $l_{teórico}$  – associado à *catenária teórica*) para se obter o comprimento do cabo na condição inicial ( $l_{inicial}$  – associado à *catenária inicial*), sem a força peso, conforme a Equação 29.

$$l_{inicial} = \frac{l_{teórico}}{1 + \frac{\varepsilon_{pp}}{100}} \quad (\text{Equação 29})$$

O parâmetro da catenária inicial é dado por:

$$C_1 = \sqrt{\frac{L^4}{12(l_{inicial}^2 - B^2 - L^2)}} \quad (\text{Equação 30})$$

A posição do cabo na condição inicial é calculada por:

$$y_1 = C_1 \cdot \left( \cosh\left(\frac{x - x_{01}}{C_1}\right) - \cosh\left(\frac{x_{01}}{C_1}\right) \right) \quad (\text{Equação 31})$$

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

$$x_{01} = \frac{L}{2} - C_1 \cdot \operatorname{arcsenh} \left( \frac{B}{2C_1 \left( \operatorname{senh} \left( \frac{L}{2C_1} \right) \right)} \right) \quad (\text{Equação 32})$$

Os comprimentos dos vãos foram de 571 m cada e permaneceram iguais em todos os modelos. A discretização do vão para esse comprimento foi de um elemento finito do tipo LINK 10 para cada 10 m de cabo. No item 6.2.3 referente aos resultados da análise estática, está ilustrada a formação da catenária teórica no software ANSYS, e esta comparada com a catenária inicial (segundo Irvine e Caughey (1974)).

### 5.1.2 Propriedades dos cabos (condutores, para-raios e estais)

As propriedades dos cabos condutores foram as do tipo CAA/ACSR (cabo de alumínio com alma de aço) e dos cabos pára-raios foram do tipo extra alta resistência (EHS). A Tabela 5.1 e Tabela 5.2 apresentam as propriedades desses cabos, respectivamente.

Tabela 5.1: Propriedades do cabo condutor CAA/ACSR.

Diâmetro externo	44,25 mm
Área da seção transversal	1156,73 mm <sup>2</sup>
Força de tração última	169,96 kN
Peso por metro	3,159 kg/m
Módulo de Elasticidade	56,8127 GPa

Fonte: Catálogo técnico Midal

Tabela 5.2: Propriedades do cabo pára-raios do tipo extra alta resistência EHS.

Diâmetro nominal da cordoalha	12,7 mm
Área da seção transversal	96,52 mm <sup>2</sup>
Força de tração última	119,6 kN
Peso por metro	0,768 kg/m
Módulo de Elasticidade	127,48645 GPa

Fonte: Catálogo técnico Belgo Bekaert

Os estais apresentam uma deformação não linear análoga aos cabos de transmissão, contudo com a catenária não simétrica devido à diferença de cota entre os pontos de

fixação. As propriedades dos estais consideradas nos elementos estão apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3: Propriedades dos estais de 1.1/8" das torres do tipo Cordoalha Galvanizada 37 fios EHS.

Diâmetro externo	22,2 mm
Área da seção transversal	642 mm <sup>2</sup>
Força de tração última	647 kN
Peso por metro	3,96 kg/m
Módulo de Elasticidade	130 GPa

Fonte: Catálogo técnico Belgo Bekaert.

A Figura 5.5 ilustra, de maneira esquemática, o arranjo dos fios dos pára-raios, condutores e estais.

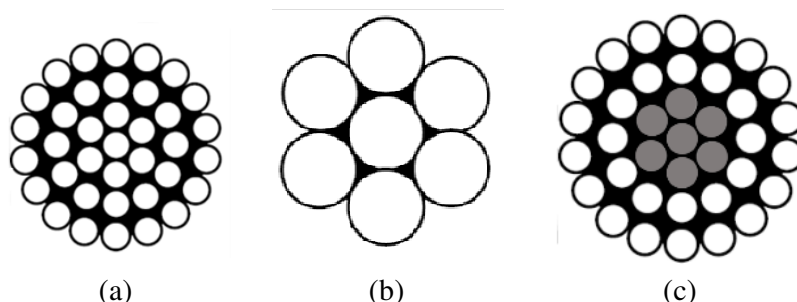


Figura 5.5: Características dos cabos: (a) dos estais de 1.1/8" tipo Cordoalha Galvanizada EHS (37 fios); (b) dos pára-raios do tipo EHS (7 fios); e (c) dos condutores tipo CAA/ACSR (cabo de alumínio com alma de aço).

## 5.2 TORRE AUTOPORTANTE

Os trechos de LT modelados com as torres autoportantes apresentam o traçado retilíneo, e os modelos mais completos são constituídos por quatro torres metálicas de suspensão e cinco vãos de cabos condutores e pára-raios. O comprimento de todos os vãos é de 571 m, totalizando os 2855 m de trecho. Os cabos são conectados às torres através da cadeia de isoladores, sendo tanto na torre autoportante quanto na estaiada o total de duas cadeias de isoladores por torre, localizados um em cada extremidade de cada braço. A altura total da torre autoportante é de 44,5 m, silhueta tronco piramidal, largura máxima entre a cadeia de isoladores de 15,14 m e a abertura quadrada na base de 9,7045 m. Quanto às condições de

contorno, nos nós referentes ao apoio das torres, e no início (em  $x = 0$ ) e no final (em  $x = 2855$  m) da LT, todos os graus de liberdade de translação X, Y e Z foram restringidos.

A silhueta da torre autoportante é ilustrada na Figura 5.6, com as dimensões da estrutura dadas em milímetros (mm).

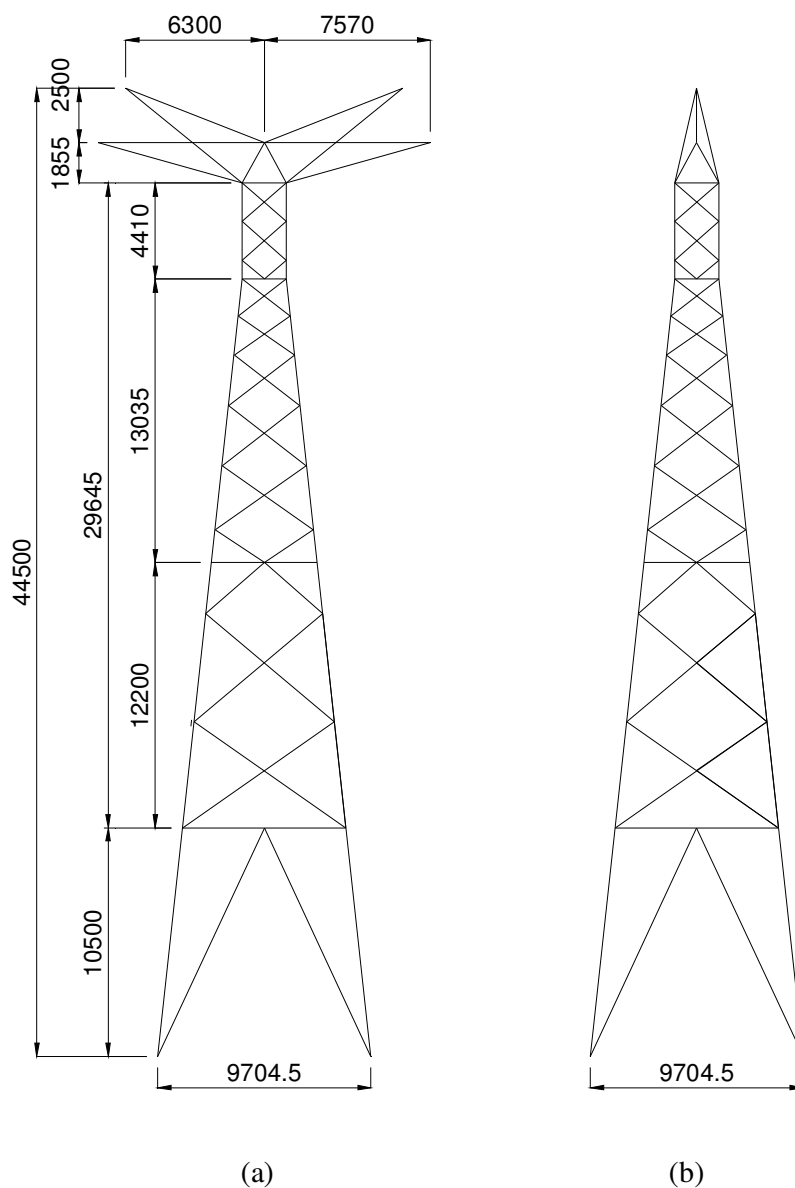


Figura 5.6: Silhueta da torre autoportante: (a) vista frontal e (b) vista lateral (dimensões em milímetros).

### 5.3 TORRE ESTAIADA

Foram analisados trechos de LT com um tipo de torre estaiada com a mesma configuração da cabeça da torre autoportante. A principal diferença entre a torre estaiada e a autoportante consiste, é claro, na aplicação dos estais para a sustentação da estrutura estaiada. Na torre estaiada cada par de estais estão conectados em um mesmo ponto, entre o tronco e a cabeça da torre, conforme ilustrado na silhueta da torre apresentada na Figura 5.7.

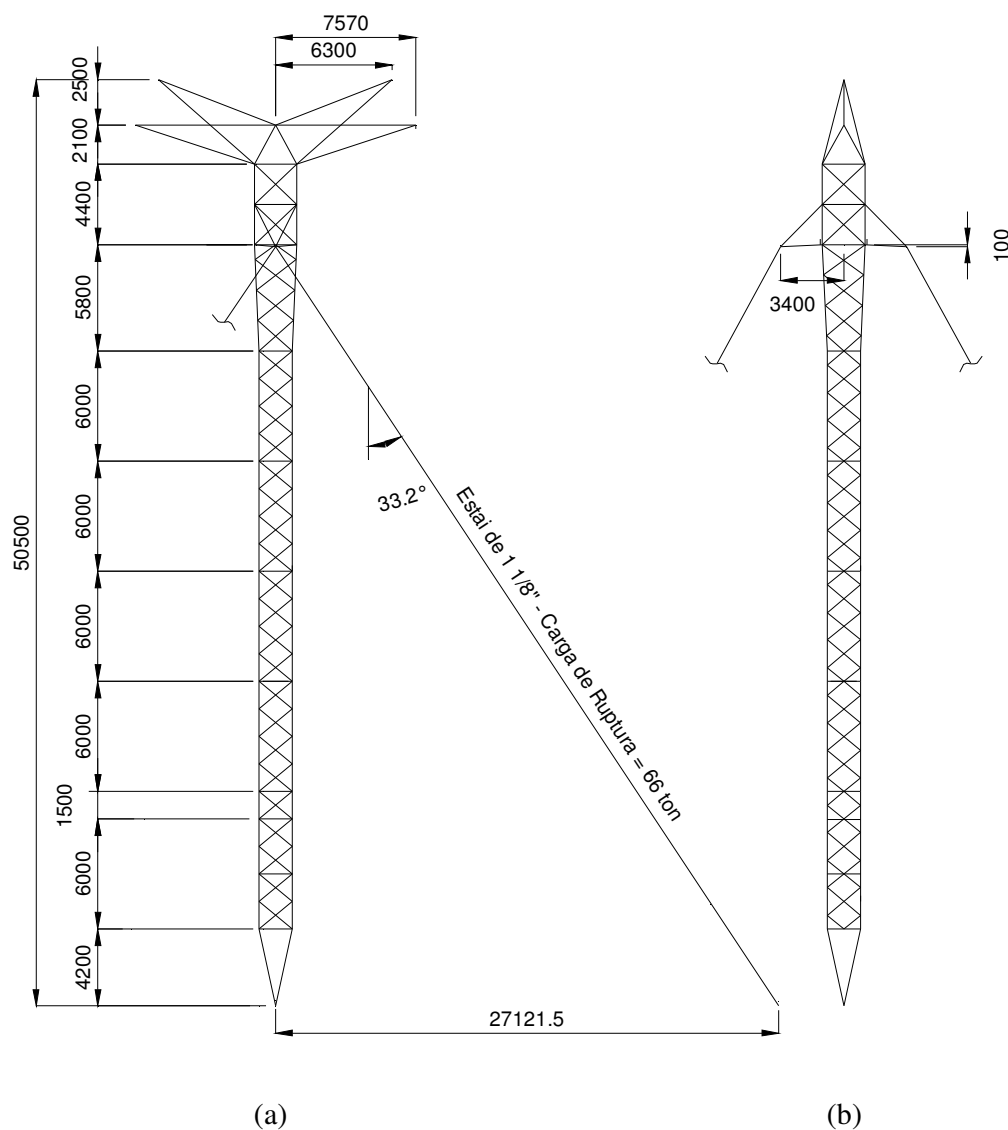


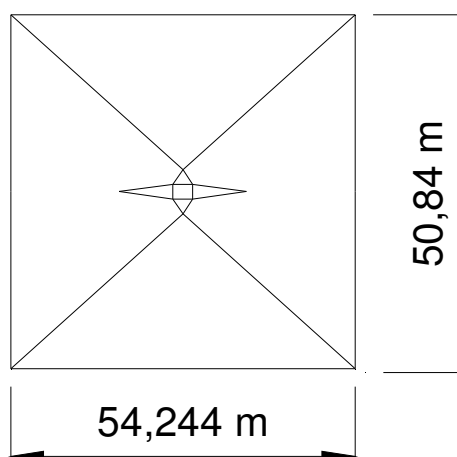
Figura 5.7: Silhueta da torre estaiada: (a) vista frontal e (b) vista lateral (dimensões em milímetros).

Assim como nos modelos com as torres autoportantes, o trecho modelado sempre apresenta um traçado retilíneo, sendo o modelo mais completo constituído por quatro torres metálicas de suspensão, e cinco vãos de cabos. Nestas torres, dos quatro cabos que elas sustentam, dois são cabos condutores e os outros dois são cabos pára-raios. Os cabos pára-raios são conectados diretamente à torre e os condutores são conectados através da cadeia de isoladores. O comprimento de todos os vãos é de 571 m, totalizando os 2855 m de trecho. A altura total da torre é de 50,50 m, distância entre bipolos de 15,14 m e comprimento dos estais de 49,4925 m (discretizado em oito elementos finitos). Quanto às condições de contorno, nos nós referentes ao apoio das torres, e no início (em  $x = 0$ ) e no final (em  $x = 2855$  m) da LT, todos os graus de liberdade de translação X, Y e Z foram restringidos.

Uma visão geral da torre estaiada é ilustrada na foto da Figura 5.8a e um esquema com uma vista superior da torre, apresenta as distâncias de uma ponta a outra entre dois estais, na Figura 5.8b.



(a)



(b)

Figura 5.8: Torre estaiada: (a) Visão geral da geometria da torre; (b) vista superior da estrutura.

## 5.4 CADEIA DE ISOLADORES

Em todos os modelos numéricos a cadeia de isoladores foi considerada como um único elemento rígido, ou seja, foram considerados como elementos com grande rigidez à deformação e capazes apenas de transmitir as solicitações de um extremo ao outro do elemento.

O estribo de ligação entre a torre e a cadeia de isoladores não foi considerado. Portanto, o giro neste ponto de conexão possibilita o movimento da cadeia de isoladores no sentido longitudinal da linha quando a ruptura do condutor ocorre.

O comprimento da cadeia de isoladores nos modelos constituídos por torres autoportantes é de 7,143 m, e nos modelos com torres estaiadas de 7 m. A Figura 5.9 ilustra a posição de uma cadeia de isoladores em um braço da torre.

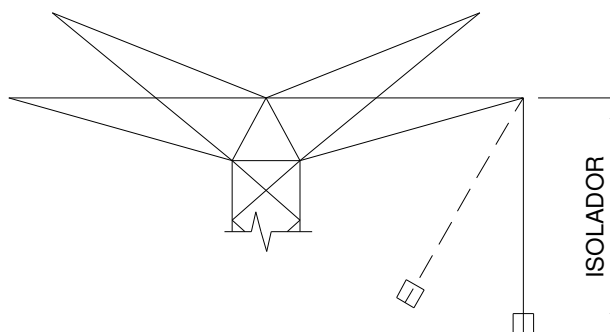


Figura 5.9: Detalhe de uma cadeia de isoladores.

## 5.5 DESCRIÇÃO DO CARREGAMENTO NAS TORRES

O objetivo principal deste item é de descrever o carregamento considerado em cada tipo de análise, pois dentre os modelos criados tiveram três formas distintas de consideração da ruptura de cabos nas torres. Na análise estática tem-se esse carregamento diretamente aplicado na estrutura, sem qualquer análise transiente. Nas análises dinâmicas têm-se duas maneiras distintas de se considerar o carregamento devido à ruptura. Uma através de uma função cuja carga varia ao longo do tempo, conforme o item 5.5.2.1, outra através do desligamento de um elemento do cabo em um determinado instante da análise, segundo o item 5.5.2.2.



### 5.5.1 Na Análise Estática Não-Linear

Previamente à análise dinâmica foram realizados ensaios numéricos de análise estática não-linear geométrica. Inicialmente foram ensaiados modelos com apenas uma torre de transmissão submetida ao carregamento estático equivalente, segundo a NBR5422/1985. O carregamento foi aplicado diretamente na cadeia de isoladores da torre e com o valor de carga estática equivalente a 20% da tensão de ruptura do condutor UTS (“Ultimate Tension Stress”). Essa carga foi obtida considerando a tração em regime EDS de 27,5% da tração de ruptura do condutor, e considerando também um alívio de 27,5% desta força devido ao movimento da cadeia de isoladores (esse alívio é considerado normalmente entre 20% e 30%, entretanto, optou-se por utilizar a mesma porcentagem de tração em regime EDS de 27,5%). Na porcentagem de 20% está considerada a tensão referente à união de quatro cabos em um único elemento finito de cabo. Foram criados modelos considerando a não linearidade geométrica da estrutura, devido principalmente às grandes deformações oriundas dos deslocamento do estais, e a linearidade do material.

A linearidade do material pôde ser considerada nesta análise, pois as tensões apresentadas não ultrapassaram as tensões limites de escoamento dos materiais. Também foi considerado o peso próprio da estrutura e a força correspondente ao peso dos condutores nos seus respectivos nós de suporte. Foi criado um modelo numérico para cada torre em estudo.

Como citado anteriormente, além do carregamento correspondente à ação estática equivalente, também foram consideradas as ações referentes aos pesos dos 571 m de cabos adjacentes à torre. Estes carregamentos foram considerados como forças verticais, conforme ilustrado no topo da cabeça da torre, Figura 5.10.

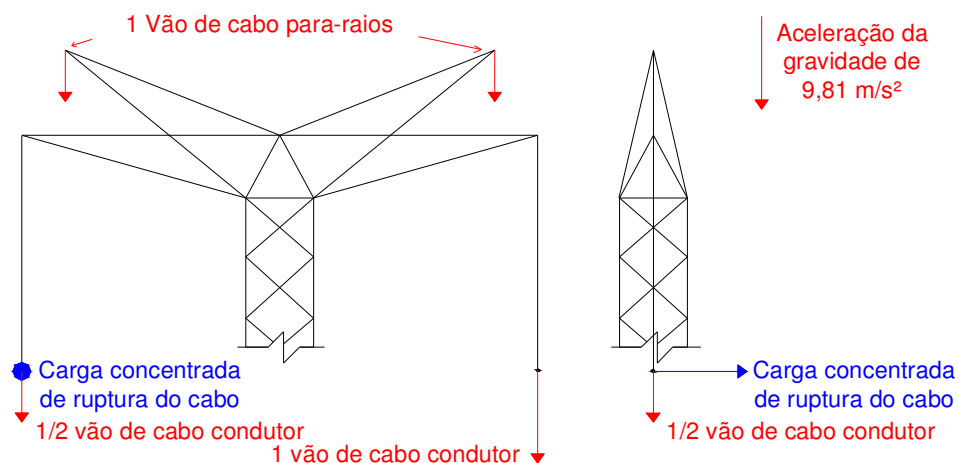


Figura 5.10: Cargas aplicadas na análise estática.

Tais carregamentos têm a mesma magnitude tanto para as torres estaiadas quanto para as autoportantes, pois ambas apresentam a mesma configuração geométrica na cabeça da torre e o mesmo comprimento de vão de cabos.

A Tabela 5.4 apresenta as forças aplicadas na análise estática. Os valores de força para os cabos condutores são referentes à união de quatro cabos. A força vertical do cabo para-raios é referente a apenas um cabo.

Tabela 5.4: Carregamento aplicado na análise estática (kN).

Carregamento	Magnitude (kN)
Força horizontal – 20% UTS	135,88
Força vertical - 1 Vão de cabo condutor	72,16
Força vertical - ½ Vão de cabo condutor	36,08
Força vertical - 1 Vão de cabo para-raios	4,38

A análise estática, considerando apenas a atuação da gravidade, foi realizada em todos os modelos desenvolvidos com o intuito de verificar principalmente a flecha dos vãos de cabos, a tensão inicial nestes (ver item 6.2.3), e a deformada dessas estruturas.

### 5.5.2 Na Análise Dinâmica

Duas metodologias foram consideradas quando realizadas as análises dinâmicas. Em uma delas, considerou-se que a sollicitação na estrutura devido à ruptura de um cabo condutor é

aplicada através de funções (carregamento x tempo), que representam de forma simplificada o fenômeno. No modelo em que esse tipo de análise dinâmica foi realizada, as solicitações são aplicadas diretamente nos nós da cadeia de isoladores, não sendo, portanto, modelados os cabos. Na outra, a solicitação devido à ruptura do cabo, resulta do desligamento de um dos elementos do condutor através do comando EKILL no ANSYS.

### 5.5.2.1 Simplificada com a aplicação de função (carga x tempo)

Na análise dinâmica simplificada, nos respectivos nós da cadeia de isoladores que sustentam os cabos condutores e nos nós dos pára-raios, são aplicadas as solicitações verticais referentes ao peso próprio dos cabos. Previamente ao tempo que ocorre a ruptura, o peso próprio referente a um vão de cabo é aplicado em cada um dos nós. No tempo em que a ruptura do condutor acontece, uma força horizontal é aplicada no nó que sustenta esse cabo (ver nó A da Figura 5.11), e a força vertical referente ao peso próprio do condutor é reduzida para o peso próprio da metade de um vão da linha (peso próprio do vão adjacente, no qual o outro cabo permanece suspenso). A força horizontal aplicada é de 100% da tensão de tração do cabo condutor em EDS e no segundo seguinte esse valor é reduzido para 70% da tensão de tração do cabo condutor em EDS.

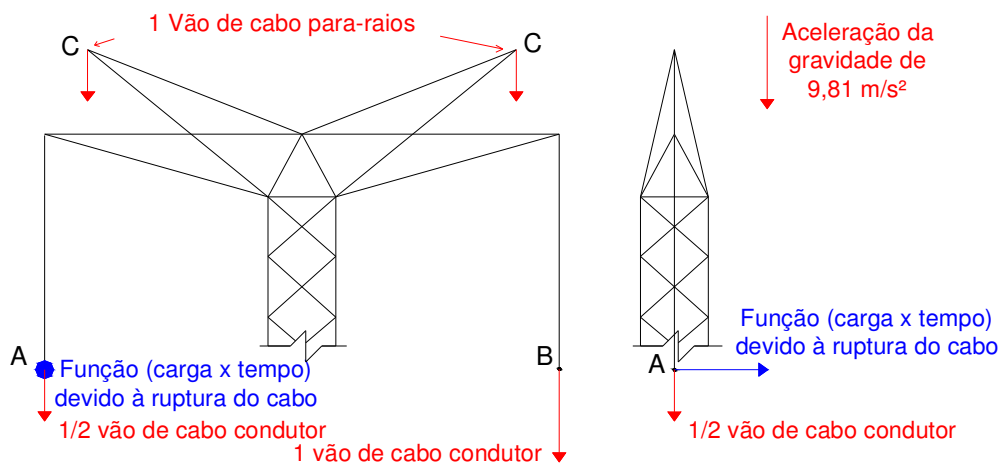


Figura 5.11: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada.

A Figura 5.12 e Figura 5.13 ilustram o carregamento aplicado através de funções nas torres, quando realizada a análise dinâmica simplificada. Na Figura 5.12 está ilustrado o carregamento aplicado na cadeia de isoladores (nó A), no qual se considera a solicitação

longitudinal à LT devido à ruptura do condutor. Na Figura 5.13 está ilustrado o carregamento dos nós B e C, nos quais se considera apenas o peso próprio de um vão de 571 m de cabos.

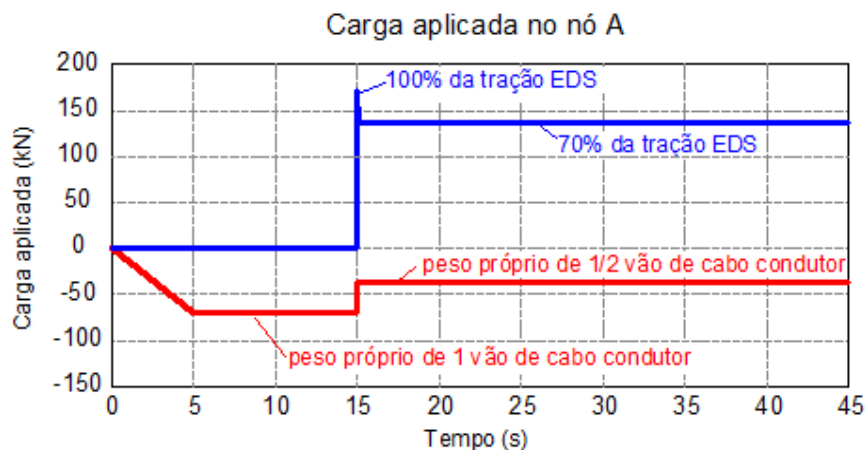


Figura 5.12: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada – Nó A.

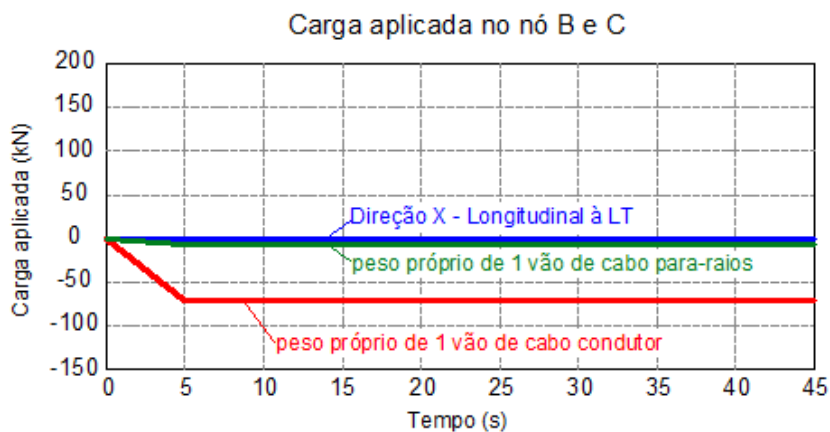


Figura 5.13: Cargas aplicadas na análise dinâmica simplificada – Nó B e Nó C.

Os valores de carregamento aplicado na análise dinâmica simplificada estão listados na Tabela 5.5 abaixo. Os valores de força para os cabos condutores são referentes à união de quatro cabos. A força vertical do cabo para-raios é referente a apenas um cabo.

Tabela 5.5: Carregamento aplicado na análise dinâmica simplificada (kN).

Carregamento	Magnitude (kN)
Força horizontal – 100% da tração EDS	174,64
Força horizontal – 70% da tração EDS	122,25
Força vertical - 1 Vão de cabo condutor	72,16
Força vertical - ½ Vão de cabo condutor	36,08
Força vertical - 1 Vão de cabo para-raios	4,38

### 5.5.2.2 Com o desligamento de um elemento finito

A segunda metodologia de aplicação do carregamento na estrutura devido ao rompimento do cabo condutor utiliza o comando EKILL no ANSYS. O carregamento na estrutura ocorre devido ao desligamento de um elemento do cabo condutor em um determinado instante de tempo da análise, após a aplicação da aceleração da gravidade e da estrutura estável, com a catenária dos cabos e a tensão inicial nestes e nas torres adequadas.

O desligamento de um elemento do cabo não remove o elemento do sistema. Ao invés disso, ele desativa o elemento multiplicando a rigidez deste, por um severo fator de redução de  $1 \times 10^{-6}$ . Dessa forma, no vetor de cargas as solicitações associadas ao elemento desativado são zeradas. E, apesar de não haver rigidez significativa e qualquer solicitação o elemento ainda “existe” no sistema, mas sem massa, amortecimento, ou qualquer outro efeito existente neste elemento desativado.

O código abaixo ilustra a lógica de programação, para a desativação de um elemento, com a linguagem APDL do ANSYS.

Tabela 5.6: Sequência de programação APDL para ruptura de cabo no ANSYS.

<b>Caso de carga referente à ruptura do cabo</b>	
TIME,	! Insere o tempo total de análise
NLGEOM,ON	! Considera a não linearidade geométrica no sistema
NROPT,FULL	! Opção de solução pelo método de Newton-Raphson
ESEL,	! Seleciona o elemento a ser desativado
EKILL,	! Desativa o elemento
ESEL,S,LIVE	! Seleciona todos os outros elementos ativos
NSLE,S	! Seleciona todos os nós ativos
SAVE	
SOLVE	

Nos modelos em que a análise dinâmica foi realizada com esse tipo de carregamento, o elemento finito selecionado para romper é o de cabo condutor localizado no primeiro vão e em um elemento próximo à torre (ver Figura 5.14). Previamente ao desligamento do elemento há a aplicação da aceleração da gravidade nos primeiros 5 s de análise de forma gradual, ou seja, aplicada em vários passos de carga até que se alcancem os  $9,81 \text{ m/s}^2$ . Entre os 5 s e 15 s de análise a aceleração de gravidade é mantida constante e somente esse carregamento atua no sistema. O desligamento do elemento ocorre no tempo de 15 s e o carregamento atuante nas

torres é proveniente do desligamento deste. A análise segue até o tempo total de 45 s, que é o tempo suficiente para a estabilização da resposta no sistema.

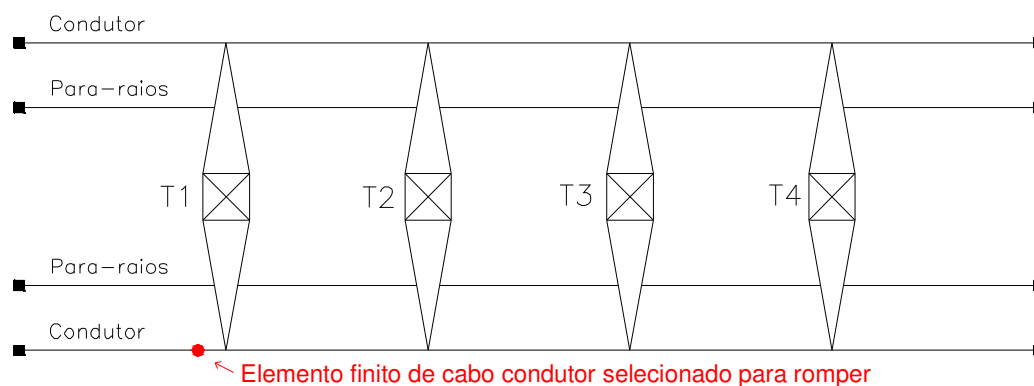


Figura 5.14: Elemento finito selecionado para romper na análise dinâmica.

## 5.6 CAPACIDADE DE CARGA DAS BARRAS

Conforme será descrito no capítulo de resultados da análise estática, algumas barras das torres foram escolhidas para serem monitoradas ao longo das análises. Para cada uma das barras monitoradas, foram calculadas suas respectivas capacidades de carga quando submetidas ao esforço de tração e de compressão. Essa capacidade é calculada segundo o perfil estrutural da barra, o tipo de aço e o comprimento de cada uma das barras. Foram utilizadas as recomendações da Norma Americana ASCE 10-97. Para a capacidade à tração, a capacidade de carga é considerada quando atingido o escoamento da seção bruta, visto que as ligações parafusadas não foram modeladas e consideradas nessas análises. Para a capacidade de carga à compressão, o índice de esbeltez foi o principal parâmetro para determinar o limite de carregamento. A Tabela 5.7 apresenta os resultados da capacidade de carga das barras da torre autoportante. Em seguida, a Tabela 5.8 os resultados da capacidade de carga para as barras da torre estaiada.

Tabela 5.7: Capacidade de carga das barras da torre autoportante.

TORRE AUTOPORTANTE			
Barras	Perfil Estrutural	Capacidade de tração (kN)	Capacidade de compressão (kN)
Barra 15	C3	565,026	533,501
Barra 12	M1	847,639	682,842

continuação da Tabela 5.7

Diagonais	Barra 204	F6	1138,32	1131,37
	Barra 162	F4	1138,32	1138,32
	Barra 146	F2	782,121	775,262
	Barra 274	F1	603,98	645,744
	Barra 14	C3	565,026	533,501
	Barra 37	T2L	203,88	187,462
	Barra 62	T4T	174,754	174,754
	Barra 97	T5L	201,701	188,851
	Barra 94	T12T	103,32	66,7122
	Barra 123	T11L	103,32	63,7316
	Barra 21	T1T	242,042	216,743
	Barra 77	T8T	93,2023	89,0825

Tabela 5.8: Capacidade de carga das barras da torre estaiada.

TORRE ESTAIADA				
	Barra	Perfil Estrutural	Capacidade de tração (kN)	Capacidade de compressão (kN)
Montantes e Mísula	Barra 24	M4	413,28	153,769
	Barra 118	F1a	516,6	516,6
	Barra 473	F3c	637,075	692,931
	Barra 124	F5	394,655	403,068
	Barra 528	FI	456,708	460,383
	Barra 126	F5	394,655	403,068
	Barra 534	FI	456,708	460,383
	Barra 475	F3c	637,075	692,931
	Barra 383	T3T	34,9509	21,0685
	Barra 427	F3b	750,425	817,654
	Barra 116	F1a	516,6	516,6
	Barra 16	M1	1033,2	897,221
	Barra 314	Q1L	53,787	29,9662
	Barra 136	T3aT	26,8935	26,8935
	Barra 209	T3cT	23,3006	23,3006
Diagonais	Barra 223	T3cL	17,4754	17,4754
	Barra 43	T1L	186,405	132,567
	Barra 39	T1T	206,64	206,64
	Barra 292	QIT	46,6011	17,6699
	Barra 151	T3aL	17,4754	17,4754
	Barra 78	T4L	34,9509	30,1731
	Barra 60	T3T	34,9509	21,0685
	Barra 248	T3dT	23,3006	23,3006

## 6 RESULTADOS DOS MODELOS NUMÉRICOS

Neste capítulo estão apresentados os resultados da análise modal, da análise estática não-linear, da análise dinâmica simplificada e da análise dinâmica com o desligamento de um elemento finito dos modelos numéricos descritos no capítulo anterior.

### 6.1 ANÁLISE MODAL

A realização da análise modal das torres do sistema estrutural constitui uma etapa importante para que se possam calcular, a partir das frequências fundamentais das estruturas, os valores dos coeficientes de amortecimento proporcional de Rayleigh  $\alpha_R$  e  $\beta_R$ . Além disso, a análise possibilita uma melhor compreensão do comportamento das torres quando submetidas ao carregamento dinâmico.

Portanto, a análise modal somente das torres, sem a consideração dos cabos condutores e pára-raios, torna-se necessária para a estimativa do comportamento da estrutura quando submetido à vibração livre. Apesar dos cabos condutores e para raios não serem modelados nesta análise, a massa referente a estes foram consideradas nos nós extremos das mísulas das torres. A massa de um vão de cabo foi aplicada nas torres através do elemento finito MASS 21 disponível no software.

#### 6.1.1 Da Torre Autoportante

Na análise modal das torres autoportantes os três primeiros modos de vibração foram os modos considerados mais importantes para a contribuição da resposta total da estrutura. Desses, o primeiro modo de vibração é referente à flexão da torre no sentido transversal à linha e o segundo referente à flexão da torre no sentido longitudinal. O terceiro modo de vibração natural, que corresponde ao modo de torção da torre, é o modo considerado mais importante para a torre adjacente ao ponto de ruptura do cabo, visto a tendência da estrutura em girar em torno de seu próprio eixo vertical quando ocorre a solicitação correspondente à ruptura cabo.



As três primeiras formas modais e suas respectivas frequências estão ilustradas da Figura 6.1 a Figura 6.3. Na Tabela 6.1 estão apresentados os três primeiros valores de frequências naturais de vibração da torre autoportante.

Tabela 6.1: Frequências naturais de vibração da torre autoportante (Hz).

<b>Frequência (Hz)</b>	$f_1$	$f_2$	$f_3$
Torre Autoportante	1,822	1,917	1,993

Para o cálculo dos coeficientes de Rayleigh da torre autoportante, foram tomados o primeiro (1,822 Hz) e o terceiro valor (1,993 Hz) de frequência natural de vibração e, considerando a taxa de amortecimento de 10%, obtêm-se os seguintes coeficientes:  $\alpha_R = 1,196$  e  $\beta_R = 8,34 \times 10^{-3}$ .

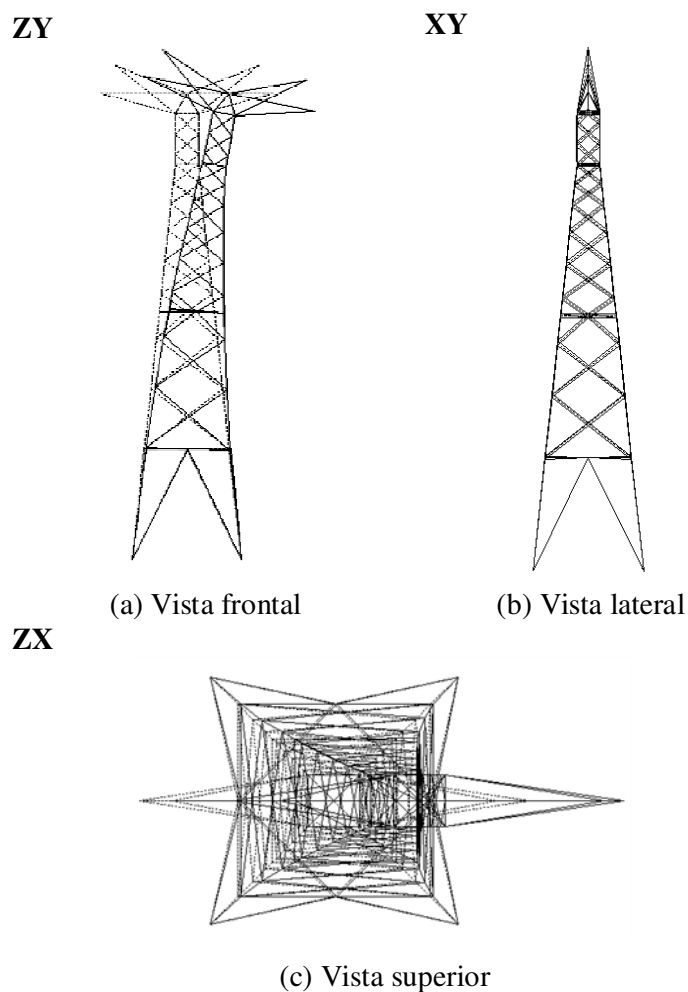


Figura 6.1: Autoportante - Primeiro modo de vibração (Flexão lateral na direção Z – Flexão no plano ZY), frequência 1,822 Hz.

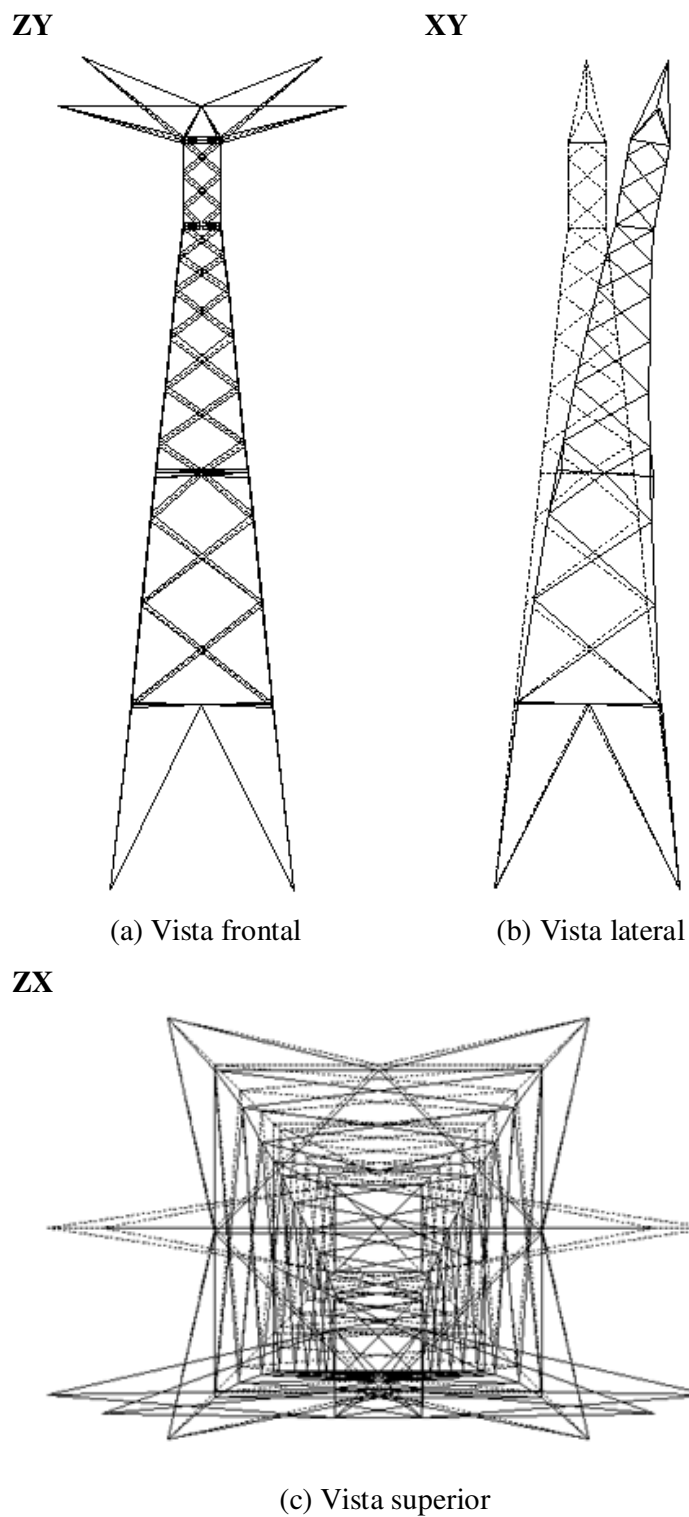


Figura 6.2: Autoportante – Segundo modo de vibração (Flexão lateral na direção X – Flexão no plano XY), frequência 1,917 Hz.

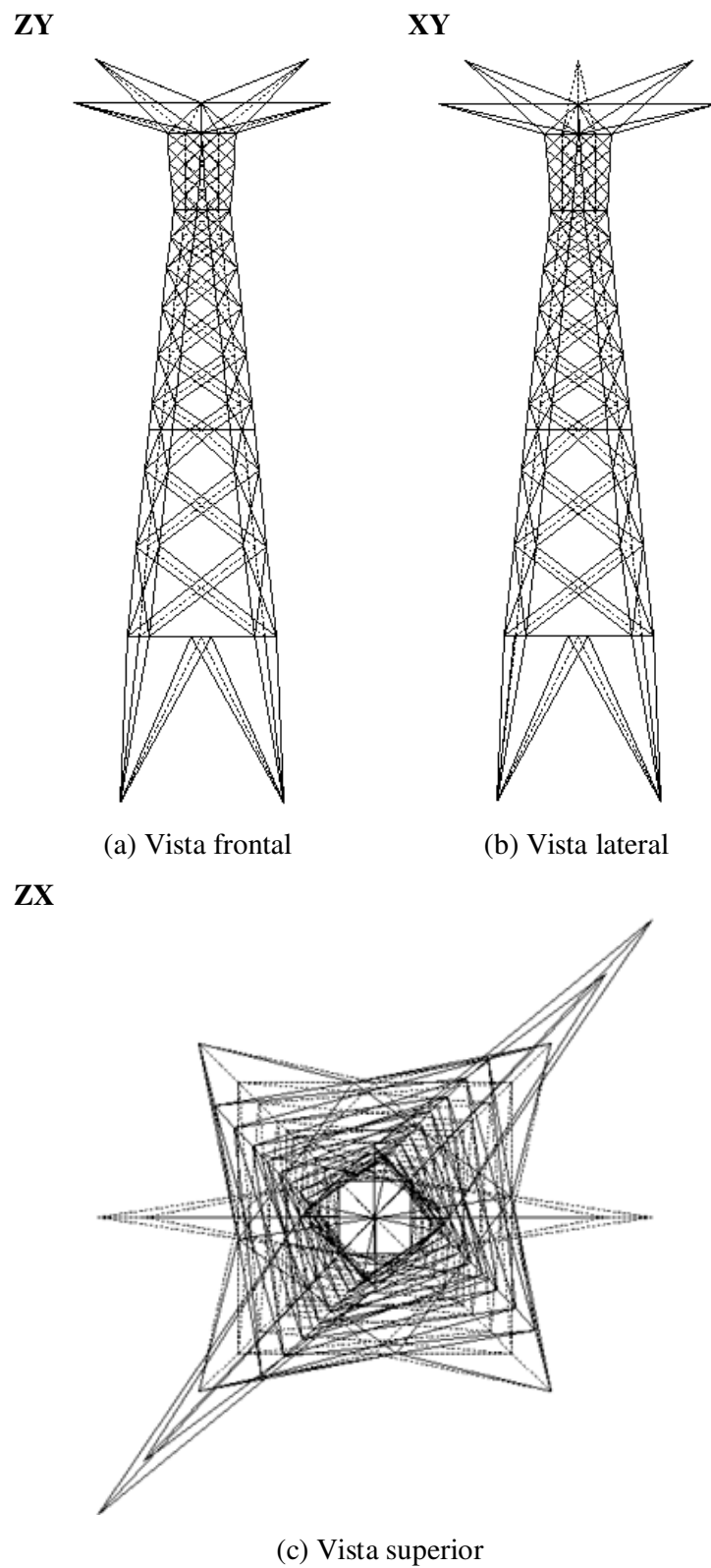


Figura 6.3: Autoportante – Terceiro modo de vibração (Torção em torno do eixo Y), frequência 1,993 Hz.

### 6.1.2 Da Torre Estaiada

Nas análises dos modos de vibração das torres estaiadas, estas apresentam um comportamento particular quando comparadas com as torres autoportantes. A particularidade encontra-se nos onze primeiros modos de vibração que são referentes apenas aos modos de vibração dos estais, tendo a torre metálica nesses primeiros modos um comportamento de corpo rígido. O acoplamento do modo de vibração da torre juntamente com o modo de vibração dos estais, ocorre somente a partir do 12º modo de vibração, quando a estrutura metálica da torre apresenta sua primeira forma modal de flexão.

Cabe citar que como os primeiros modos dos estais são referentes apenas aos modos de corda, os valores de frequências naturais associadas a estes são consideravelmente inferiores aos modos associados à estrutura metálica, visto a significativa flexibilidade dos estais.

Devido a esse comportamento desacoplado entre os modos de vibração dos estais e da torre, na escolha dos valores de frequências para o cálculo dos coeficientes de Rayleigh foram tomados dois modos de vibração associados ao movimento da estrutura metálica, sendo os dois associados ao movimento de flexão da torre (um na direção longitudinal e outro na direção transversal à linha).

Portanto, para o cálculo os coeficientes de Rayleigh para a torre estaiada foram utilizados os seguintes valores de frequências: 2,412 Hz (12º modo de vibração natural - flexão lateral da torre) e 2,611 Hz (13º modo de vibração natural – flexão na direção longitudinal da torre). A forma modal associada a essas duas frequências estão ilustradas na Figura 6.5 e Figura 6.4.

Para essas frequências naturais de vibração da torre estaiada, obtêm-se os seguintes coeficientes de Rayleigh para uma razão de amortecimento de 10%:  $\alpha_R = 1,575$  e  $\beta_R = 6,34 \times 10^{-3}$ .

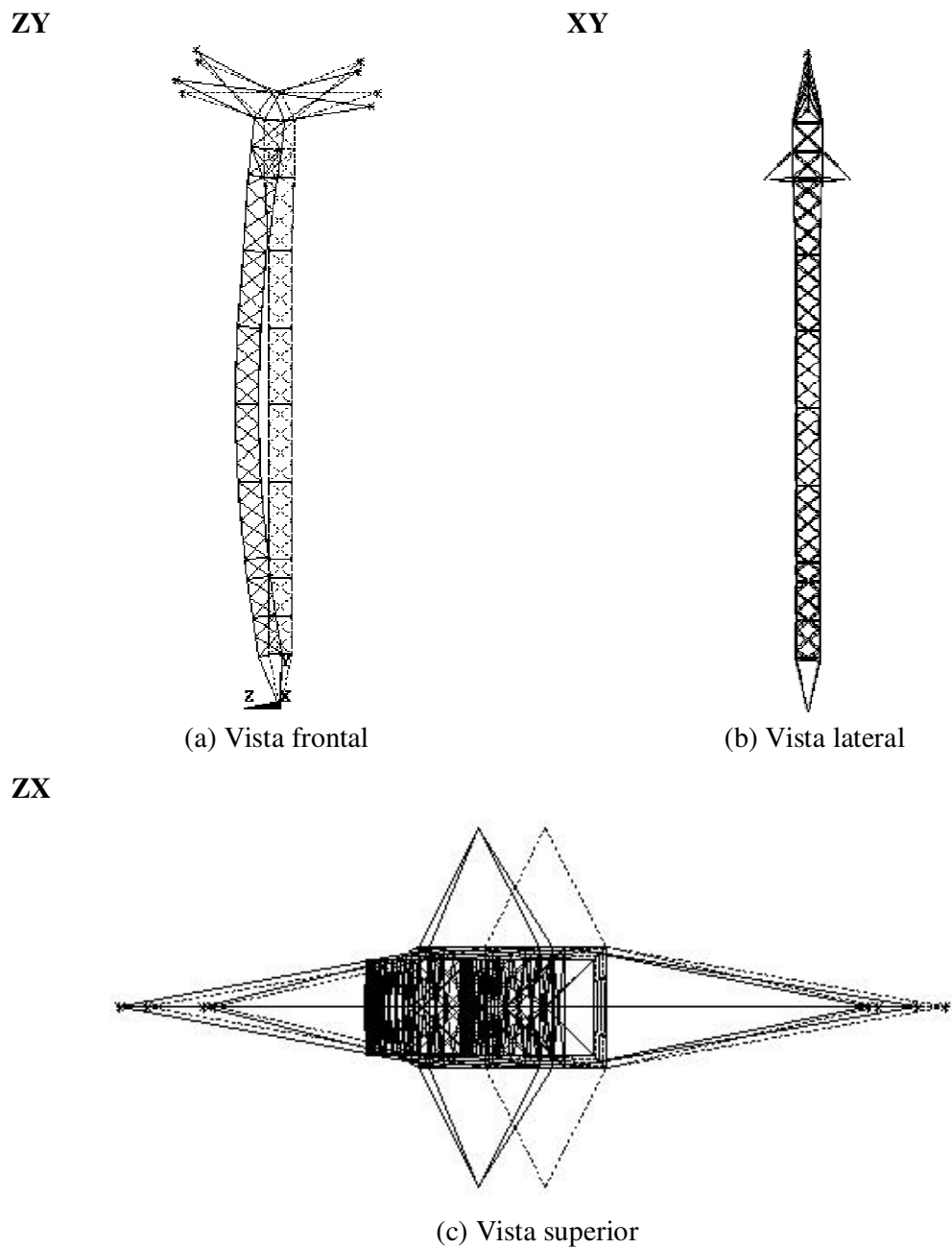


Figura 6.4: Estaiada – Primeiro modo de vibração da estrutura metálica – 12º modo do modelo numérico (flexão no sentido transversal da linha), frequência 2,412 Hz.

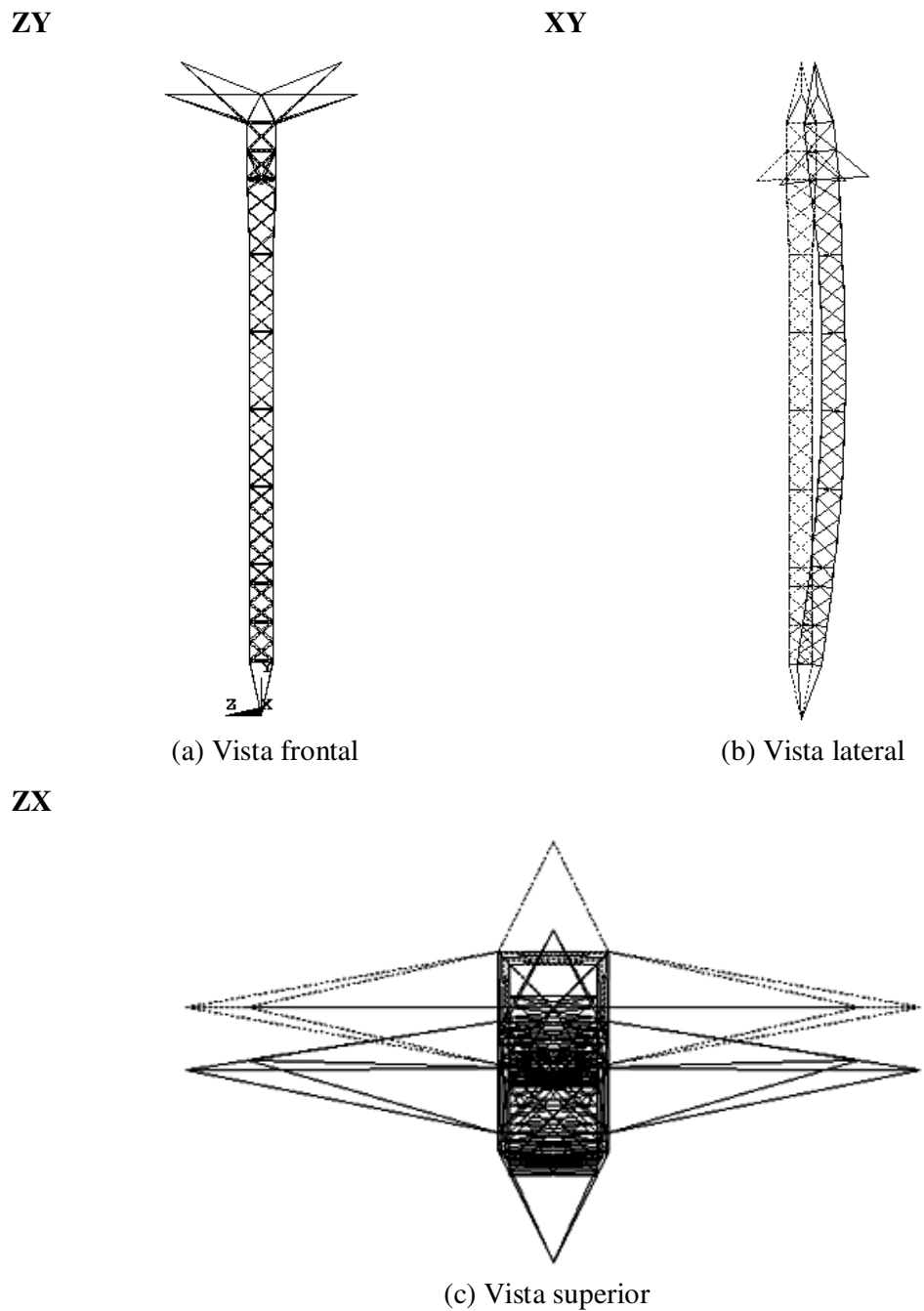


Figura 6.5: Estaiada – Segundo modo de vibração da estrutura metálica – 13º modo do modelo numérico (flexão no sentido longitudinal da linha), frequência 2,611 Hz.

## 6.2 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR

A verificação das respostas ao carregamento estático consistiu em duas etapas. A primeira na qual as torres foram submetidas apenas à ação da gravidade, e a segunda na qual além de considerado o peso próprio da estrutura, também foi aplicado o carregamento estático equivalente de ruptura de um condutor, segundo a NBR NBR5422/1985. As respostas da estrutura na análise estática foram tomadas em termos de configuração deformada da estrutura, deslocamentos máximos, valores de reações de apoio e esforços solicitantes em determinadas barras das estruturas.

Na Figura 6.6 está ilustrada a identificação dos nós nos apoios das torres, dos nós na extremidade das mísulas no topo das torres, e no caso da torre estaiada a identificação dada para os estais.

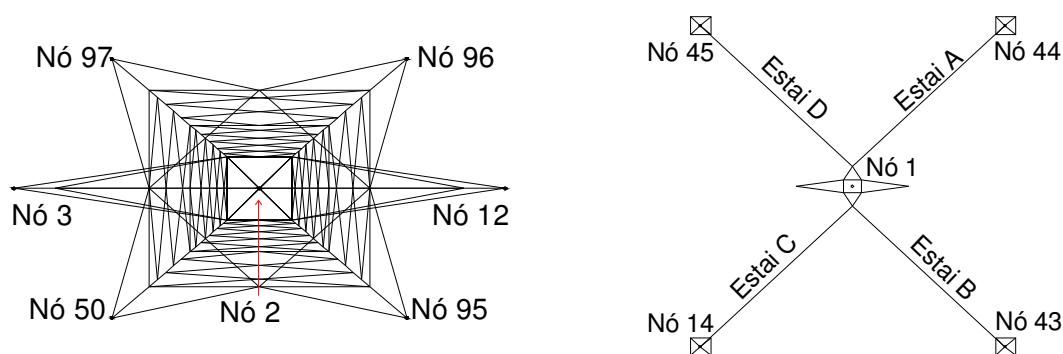


Figura 6.6: Identificação dos nós dos apoios e na extremidade das mísulas das torres e dos estais na torre estaiada.

### 6.2.1 Configuração Deformada e Deslocamentos Máximos

Devido à carga estática equivalente de ruptura do cabo condutor ter sido aplicada no nó da extremidade livre da cadeia de isoladores, e não diretamente na torre, o deslocamento máximo identificado no modelo é neste nó. Contudo, como o deslocamento máximo de interesse, nesta análise estática, é o deslocamento das torres, portanto, o deslocamento máximo na extremidade livre da cadeia de isoladores não é considerado.

Com a aplicação da carga concentrada na horizontal referente à ruptura do cabo condutor, observa-se uma diferença importante na configuração deformada das duas torres. Na torre estaiada há a predominância de um efeito de torção na torre no sentido vertical da estrutura,

diferentemente do que ocorre na torre autoportante. Na torre autoportante a deformada apresenta uma flexão predominante no sentido transversal da torre. Conseqüentemente, outra diferença está na localização dos deslocamentos máximos nessas estruturas. Na torre estaiada o deslocamento máximo na estrutura metálica é na mísula, na qual a força horizontal foi aplicada, e na torre autoportante este deslocamento máximo é na mísula oposta. Quanto aos valores de deslocamento máximos na estrutura metálica, nas torres estaiadas esse deslocamento é significativamente maior quando comparado com o da autoportante, visto a maior flexibilidade proporcionada pelos estais. O valor máximo de deslocamento resultante para as torres foi de 25 cm para a autoportante e de 1,16 m para a estaiada, conforme ilustrado no detalhe do topo da torre estaiada na Figura 6.7 e na vista frontal da autoportante na Figura 6.8, que ilustram a configuração deformada quando aplicada a carga estática equivalente segundo a NBR5422/1985.

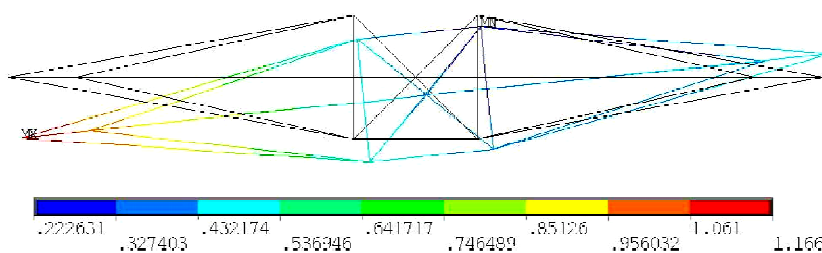


Figura 6.7: Deslocamento máximo na estrutura metálica da torre estaiada com carga estática de ruptura equivalente (valores em m) – vista superior.

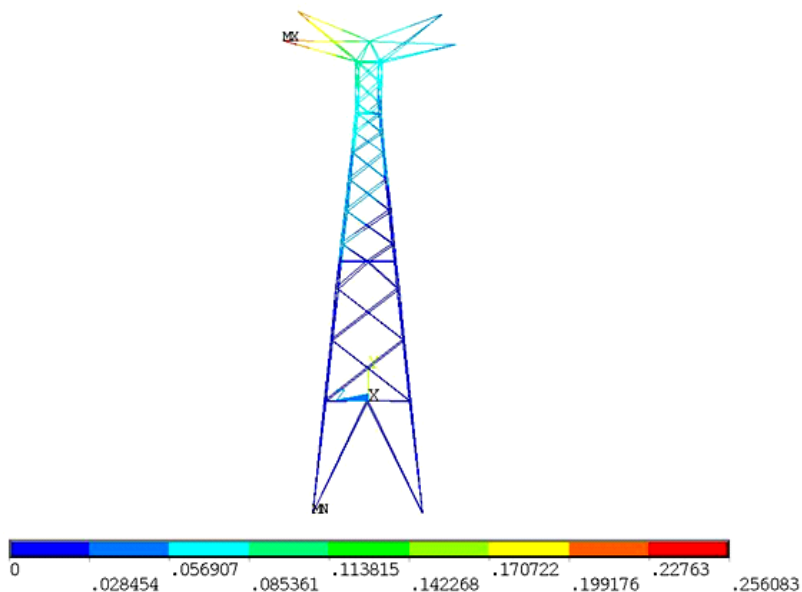


Figura 6.8: Deslocamento máximo na torre autoportante com carga estática de ruptura equivalente (valores em m) – vista frontal.



A torção em torno de seu eixo vertical na torre estaiada aumenta a sollicitação de tração nos estais A e C, diminui no estai D e causa uma relaxação no estai B (Figura 6.9). No estai A, a sollicitação axial atinge 433,36 kN, e no C essa sollicitação é de aproximadamente 271,15 kN, não muito superior ao valor de carga axial inicial, e no estai D apesar de ainda tracionado, a intensidade dessa sollicitação diminui da inicial para 179,04 kN. No estai B é onde se obtém o maior valor de deslocamento na torre estaiada de 2,2 m, devido à relaxação que ocorre neste.

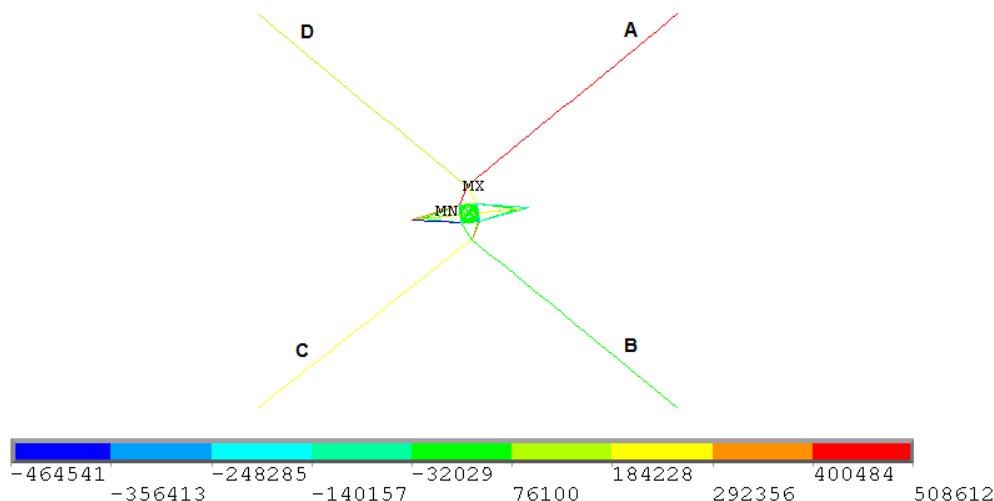


Figura 6.9: Força axial nos estais com a aplicação da carga estática de ruptura equivalente (valores em N) – vista superior.

### 6.2.2 Reações de Apoio

Na Tabela 6.2 estão apresentados os valores de reação de apoio das torres quando sollicitadas apenas pela aceleração da gravidade (peso próprio) e quando sollicitadas pela aceleração da gravidade e pela carga estática de ruptura equivalente de cabo.

Tabela 6.2: Reações de apoio vertical das torres na análise estática.

Torre	Nó	Peso Próprio (kN)	PP + Ruptura (kN)
Autoportante	Nó 50	25,9	274,35
	Nó 95	25,9	305,42
	Nó 96	25,9	-166,39
	Nó 97	25,9	-192,73
Estaiada	Nó 1	126,37	723,65
	Nó 14	-13,6	-162,43
	Nó 43	-13,6	-1,241
	Nó 44	-13,6	-260,04
	Nó 45	-13,6	-110,59

### 6.2.3 Formação da Catenária e Esforços nos Condutores e Para-Raios

Os cabos condutores e para-raios quando submetidos apenas ao peso próprio apresentam a formação da catenária teórica que pôde ser verificada a partir das expressões dadas por Irvine e Caughey (1974). Na Figura 6.10, que ilustra a catenária de um cabo condutor, percebe-se a concordância entre a resposta da flecha dada pelo software ANSYS com as expressões dadas pelo cálculo analítico, apresentando uma divergência de apenas 2,07% entre os valores. A Tabela 6.3 apresenta os valores da flecha da catenária inicial e teórica pelo cálculo analítico e utilizando ANSYS para o cabo condutor.

Tabela 6.3: Valores da flecha da catenária inicial e teórica de um cabo condutor, segundo Irvine e Caughey (1974) e o software ANSYS.

Analítico		ANSYS
Inicial (m)	Teórica (m)	Teórica (m)
27,54	29,66	29,045

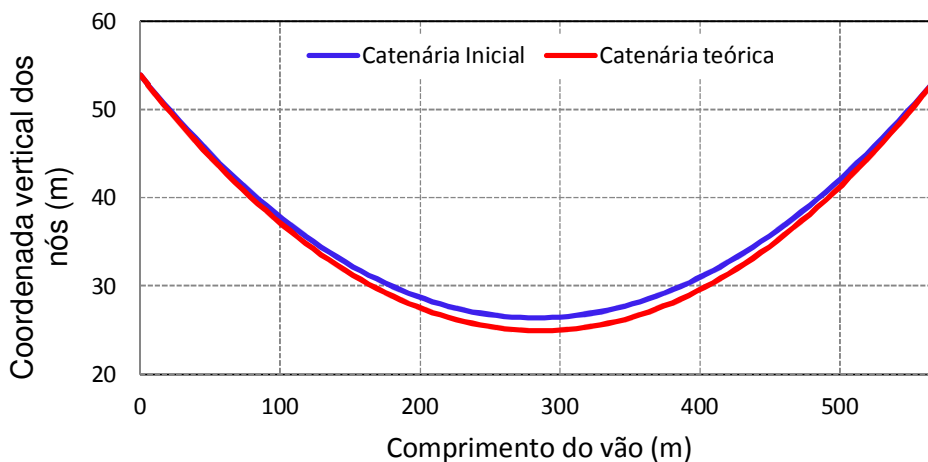


Figura 6.10: Catenária inicial (Irvine e Caughey (1974)) e teórica (ANSYS) de um vão de 571 m de cabo condutor CAA/ACSR entre uma torre âncora e de suspensão.

Cabe ressaltar que na Figura 6.10, percebe-se que a flecha máxima do cabo não está exatamente na metade do vão, visto que esta é a resposta do primeiro vão de um modelo numérico de LT composto por cinco vãos e quatro torres. Neste primeiro vão a extremidade da esquerda é um vínculo que restringe as translações em X, Y e Z, e na extremidade da direita o cabo está fixado à cadeia de isoladores, livre para oscilar.

Os esforços de tração atuantes nos cabos condutores e para-raios quando submetidos somente à aceleração da gravidade (EDS) estão listados na Tabela 6.4. A carga de tração no cabo condutor é a equivalente à união de quatro cabos. Na Figura 6.11 está ilustrada a carga de tração ao longo de um vão de cabo condutor.

Tabela 6.4: Tração em EDS dos cabos condutores e para-raios.

Cabo	Carga de Ruptura (kN)	Carga de Tração (kN)	Percentual de Carga de Ruptura (%)
Condutor	679,84	186,95	27,5
Para-raios	119,6	23,92	20

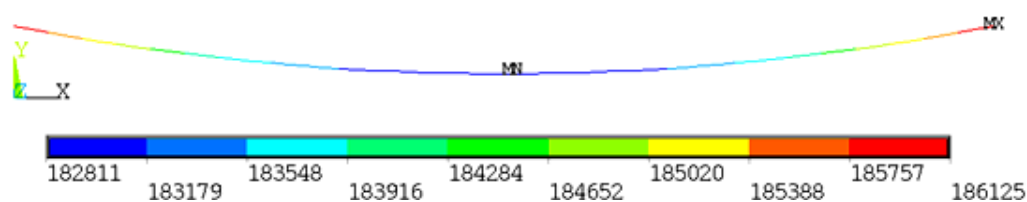


Figura 6.11: Carga de tração no cabo condutor submetido ao peso próprio (valores em N).

#### 6.2.4 Esforços nas Torres

Em todas as análises desenvolvidas foram monitoradas as respostas das estruturas nos elementos identificados na Figura 6.12. A solicitação de interesse monitorada foi a de esforço normal nestes elementos. Devido à simetria das estruturas foram tomadas barras apenas da face frontal e de uma face lateral das torres. Foram escolhidas barras montantes e diagonais ao longo de toda a altura das torres além de serem também inseridas barras das mísulas e aquelas que apresentaram os valores máximos e mínimos de esforço normal na análise com carga estática equivalente.

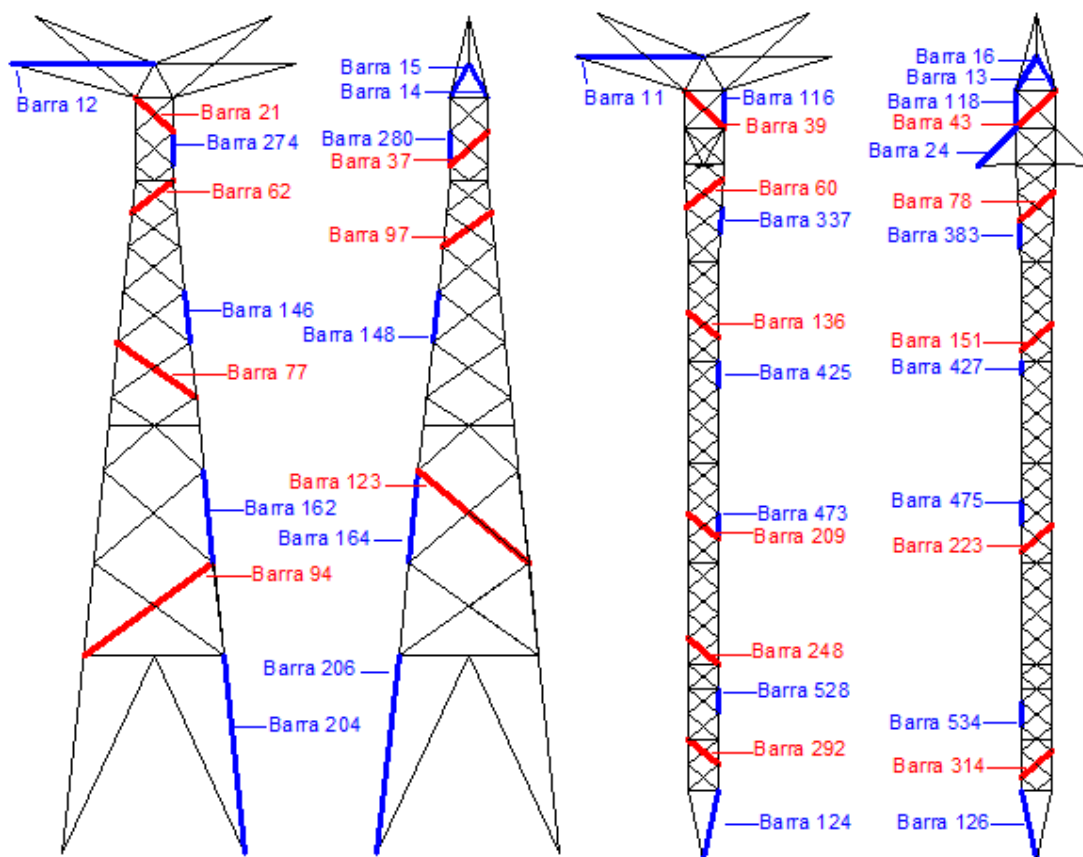


Figura 6.12: Identificação das barras das torres monitoradas nas análises.

#### 6.2.4.1 Autoportante – Esforços nas barras

Os esforços atuantes nas barras da torre autoportante identificadas na Figura 6.12, quando aplicado o carregamento estático equivalente, estão listados na Tabela 6.5.

Tabela 6.5: Esforço normal nas barras da torre autoportante na análise estática.

Montantes e Mísula		Diagonais	
Elemento	Esforço (kN)	Elemento	Esforço (kN)
Barra 15	394,24	Barra 37	202,84
Barra 280	367,18	Barra 62	134,38
Barra 148	260,68	Barra 97	131,71
Barra 164	259,35	Barra 94	44,39
Barra 206	255,04	Barra 123	-51,46
Barra 12	114,62	Barra 21	-189,03
Barra 204	-362,57	Barra 77	-72,07
Barra 162	-297,83		
Barra 146	-340,56		
Barra 274	-287,4		
Barra 14	-449,43		

### 6.2.4.2 Estaiada – Esforços nas barras

Os esforços atuantes nas barras da torre estaiada identificadas na Figura 6.12, quando aplicado o carregamento estático equivalente, estão listados na Tabela 6.6.

Tabela 6.6: Esforço normal nas barras da torre estaiada na análise estática.

<b>Montantes e Mísula</b>		<b>Diagonais</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Esforço (kN)</b>	<b>Elemento</b>	<b>Esforço (kN)</b>
Barra 24	508,61	Barra 314	0,6
Barra 118	205,78	Barra 136	2,03
Barra 11	130,32	Barra 209	1,7
Barra 13	-464,54	Barra 223	-0,18
Barra 337/385	-272,79	Barra 43	244,6
Barra 425	-256,70	Barra 39	-201,47
Barra 473	-245,51	Barra 292	-1,23
Barra 124	-232,88	Barra 151	0,20
Barra 528	-230,43	Barra 78	2,04
Barra 126	-217,48	Barra 60	0,47
Barra 534	-198,57	Barra 248	1,93
Barra 475	-178,40		
Barra 383	-167,01		
Barra 427	-163,72		
Barra 116	-37,217		
Barra 16	330,15		

### 6.2.4.3 Estaiada – Esforços nos estais

Na torre estaiada, além das barras, foram monitorados principalmente os estais A e B (conforme Figura 6.6), pois na análise estática com a carga de ruptura equivalente estes apresentaram a maior e a menor sollicitação axial entre os estais, respectivamente (conforme apresentado na Tabela 6.7). Nestas torres, uma verificação importante é quanto à tensão inicial nos estais quando submetidos apenas ao peso próprio. Na modelagem desses elementos considera-se uma força axial atuante nos estais entre 16% e 20% da carga de ruptura de 647kN. Portanto, pode-se verificar na Figura 6.13 essa sollicitação de força axial dos estais entre 105kN e 131kN.

Tabela 6.7: Esforço normal nos estais da torre estaiada com a carga estática equivalente aplicada.

Estais	
Elemento	Esforço (kN)
Estai A	508,00
Estai B	3,2
Estai C	271,15
Estai D	179,04

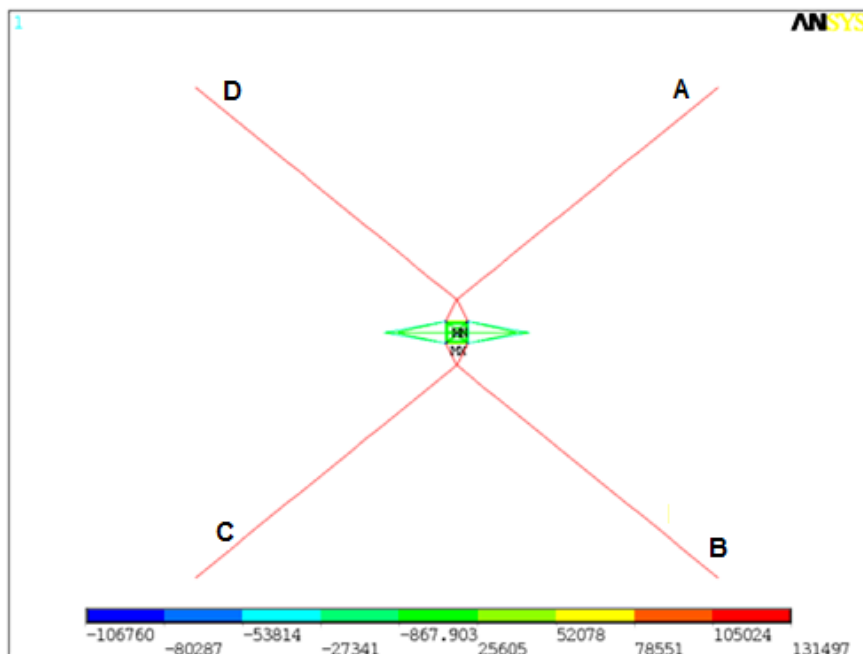


Figura 6.13: Carga de tração inicial nos estais da torre estaiada na análise estática (valores em N).

### 6.2.5 Considerações sobre a Análise Estática

Nas análises dos modelos iniciais, somente com uma torre isolada submetida ao peso próprio, a força referente ao peso próprio dos cabos adjacentes, e com o carregamento estático equivalente de ruptura de cabo, segundo a NBR5422/1985, não foram atingidos valores de esforço normal equivalentes ao escoamento do aço ASTM A572, dos cabos e dos estais. A máxima tensão de tração na torre autoportante foi de 193,8 MPa na Barra 280 e na torre estaiada foi de 290,6 MPa na Barra 24, o correspondente a aproximadamente 55,37% e 83% da tensão de escoamento do aço, respectivamente. No Estai A, a sollicitação axial atinge 433,36 kN, o equivalente a 67% da carga de ruptura (647 kN).

A análise estática tornou-se imprescindível para a verificação da modelagem das estruturas no software ANSYS, principalmente no que tange à verificação das tensões iniciais nos cabos condutores, para-raios e estais. A escolha dos elementos a serem monitorados também foi realizada nesta etapa, os quais foram tomados além de elementos distribuídos ao longo da altura das torres, os elementos com os valores máximos e mínimos de esforços solicitantes.

## 6.3 ANÁLISE DINÂMICA DA RUPTURA DE CABOS

Conforme descrito na metodologia foram realizados dois tipos de análise dinâmica. A primeira denominada dinâmica simplificada e a segunda com o desligamento de um elemento finito. Em ambas a equação do movimento foi integrada utilizando o método de integração direta implícito de Newmark. Neste item, portanto, segue a apresentação dos resultados dos modelos numéricos submetidos a estas duas análises transientes.

### 6.3.1 Análise Dinâmica Simplificada

Foram dois modelos numéricos submetidos à análise dinâmica simplificada, um modelo para a torre autoportante e outro para a torre estaiada, com a função de carregamento diretamente aplicada na cadeia de isoladores destas estruturas, segundo o item 5.5.2.1. No modelo com torre autoportante o amortecimento estrutural é de 5% do amortecimento crítico e no modelo para a torre estaiada de 10%. Foram tomados esses valores de amortecimento com o objetivo de serem comparados os resultados da análise dinâmica simplificada com os resultados dos modelos completos com quatro torres e cinco vãos, sendo que um dos modelos completos da torre autoportante foi analisado também com 5% de amortecimento estrutural. Os resultados

para o carregamento de ruptura de cabo conforme aplicado segundo a Figura 5.11 são apresentados nos itens seguintes.

### 6.3.1.1 Torre Autoportante

A Figura 6.14 ilustra a resposta de esforço normal nas barras montantes da torre para um amortecimento de 5%. Nos primeiros 5 s de aplicação da gravidade as barras são gradativamente solicitadas por compressão, em seguida, até  $t = 15$  s a gravidade é mantida constante e consecutivamente a solicitação nas barras também. Nos segundos seguintes ao tempo de 15 s, quando ocorre a ruptura, percebe-se na Figura 6.14(a) que as barras apresentam um pico de solicitação de compressão e logo em seguida um pico de tração. Em seguida as barras voltam a ser solicitadas por compressão e o esforço normal oscila ainda em nível de compressão até o instante em que é alcançada a tensão residual final de compressão. A Figura 6.14(a.1) ilustra a solicitação nas barras montantes comprimidas no instante entre 14s e 19s. Na Figura 6.14(b), devido à torção presente na configuração deformada, as barras inicialmente com a aplicação da gravidade apresentam um esforço normal de compressão, contudo, logo após a ruptura a intensidade desse esforço aumenta em um pequeno pico de compressão e nos segundos seguintes passam a ser solicitadas por dois picos de tração de intensidade significativamente maior. Em seguida a intensidade desse esforço oscila até atingir o esforço de tração final. A Figura 6.14(b.1) ilustra a solicitação nas barras montantes tracionadas no instante entre 14s e 19s.



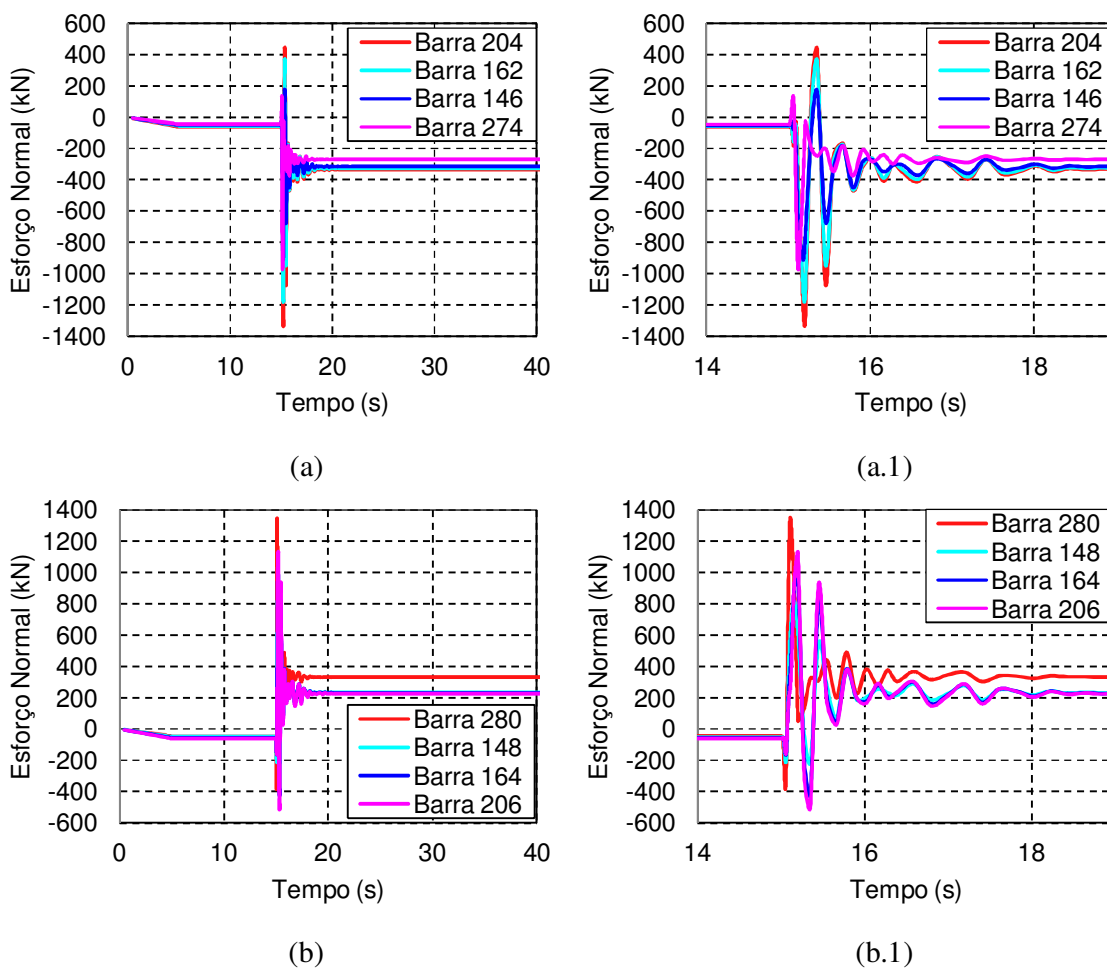


Figura 6.14: Autoportante - Esforço normal nas barras montantes na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s.

Para o esforço normal nas barras diagonais, a Figura 6.15 ilustra um comportamento semelhante ao dos montantes, com a diferença principal de que com a aplicação da gravidade o esforço normal é aproximadamente nulo e os valores de pico de sollicitação são consideravelmente menores, e ficam em torno de 50% da sollicitação dos montantes.

As barras diagonais mais tracionadas são localizadas mais ao topo da torre. Conforme a barra se localiza no ponto mais baixo da estrutura, esse esforço normal é reduzido. De maneira análoga ocorre com as barras comprimidas.

A resposta das barras localizadas na mísula da torre está ilustrada na Figura 6.16. Nesta, percebe-se a alteração da sollicitação de esforço normal da barra 15 que é inicialmente de compressão e após a ruptura passa a ser sollicitada à tração. A barra 12, que esta inicialmente tracionada, logo após a ruptura apresenta um significativo pico de tração e em seguida um

pico de compressão. Após esse último pico, torna a ser solicitada por um esforço menor de tração que oscila até atingir um valor constante.

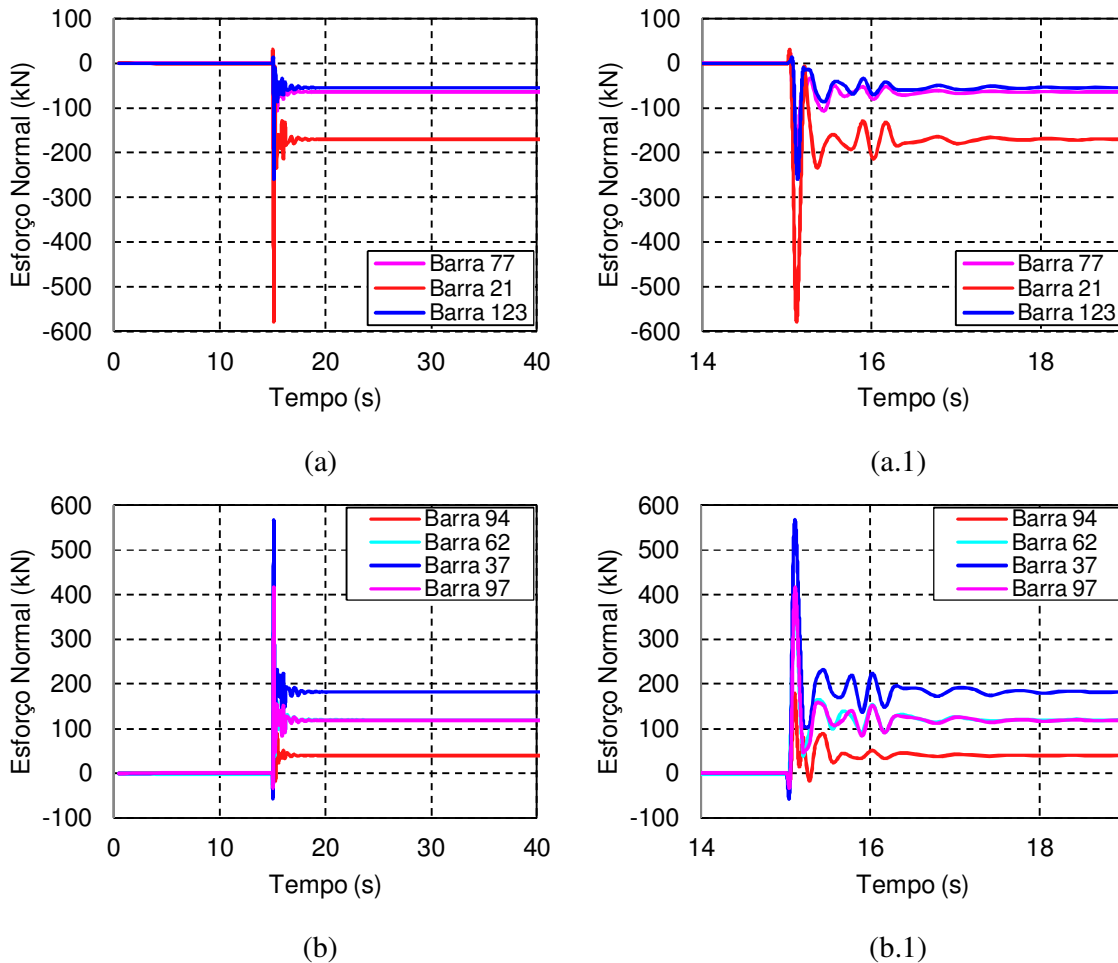


Figura 6.15: Autoportante - Esforço normal nas barras diagonais na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s.

A Figura 6.17 apresenta o deslocamento em três pontos no topo da estrutura (ver Figura 6.6). Percebe-se com o deslocamento do nó central na direção longitudinal o deslocamento da estrutura na direção do eixo da linha, e a ocorrência de torção da torre devido ao deslocamento negativo do nó 12.

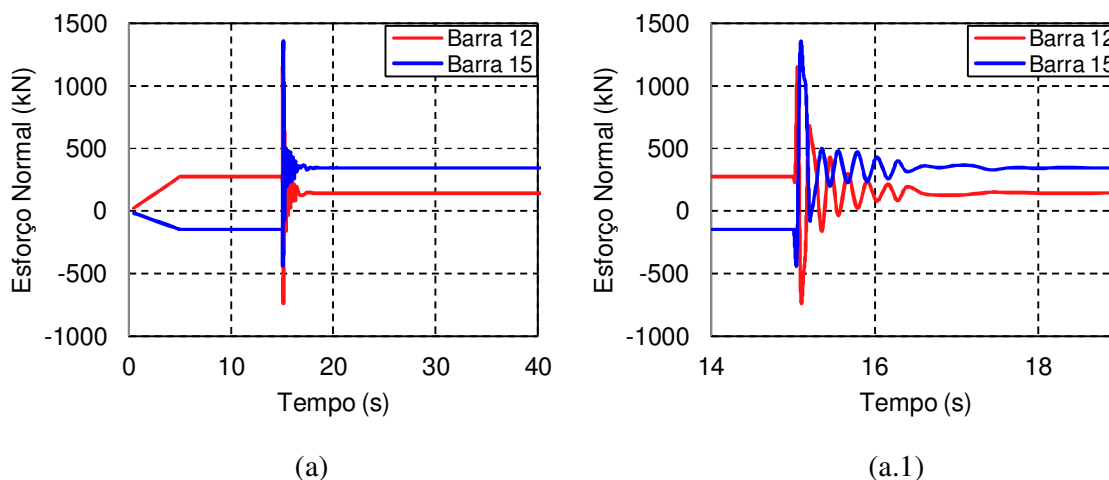


Figura 6.16: Autoportante - Esforço normal nas barras da: (a) mísula na análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento; (a.1) mísula entre 14s e 19s.

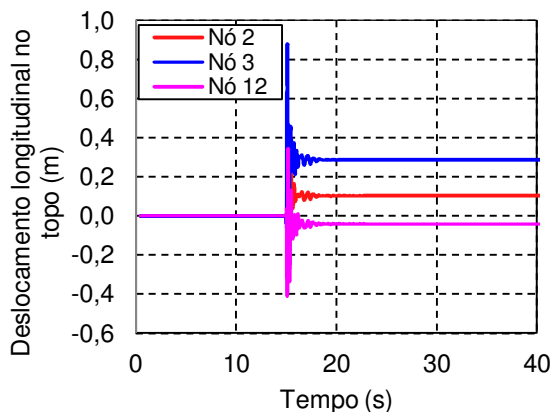


Figura 6.17: Autoportante - Análise dinâmica simplificada com 5% de amortecimento - Deslocamento longitudinal no topo da torre.

### 6.3.1.2 Torre Estaiada

A Figura 6.18 ilustra a resposta de esforço normal nas barras montantes da torre estaiada para um amortecimento de 10%. De 0s a 15s o comportamento nessas barras é análogo aos das barras montantes da torre autoportante. De  $t = 0$ s até  $t = 5$ s a gravidade é aplicada gradativamente e depois mantida constante até  $t = 15$ s. Após esse instante a ruptura ocorre e todas as barras apresentam um aumento significativo na solicitação à compressão. Todas essas barras estão posicionadas abaixo da mísula de fixação dos estais e percebe-se que as barras mais comprimidas na face frontal são as barras localizadas mais ao topo e na face lateral as posicionadas mais próximo da base.

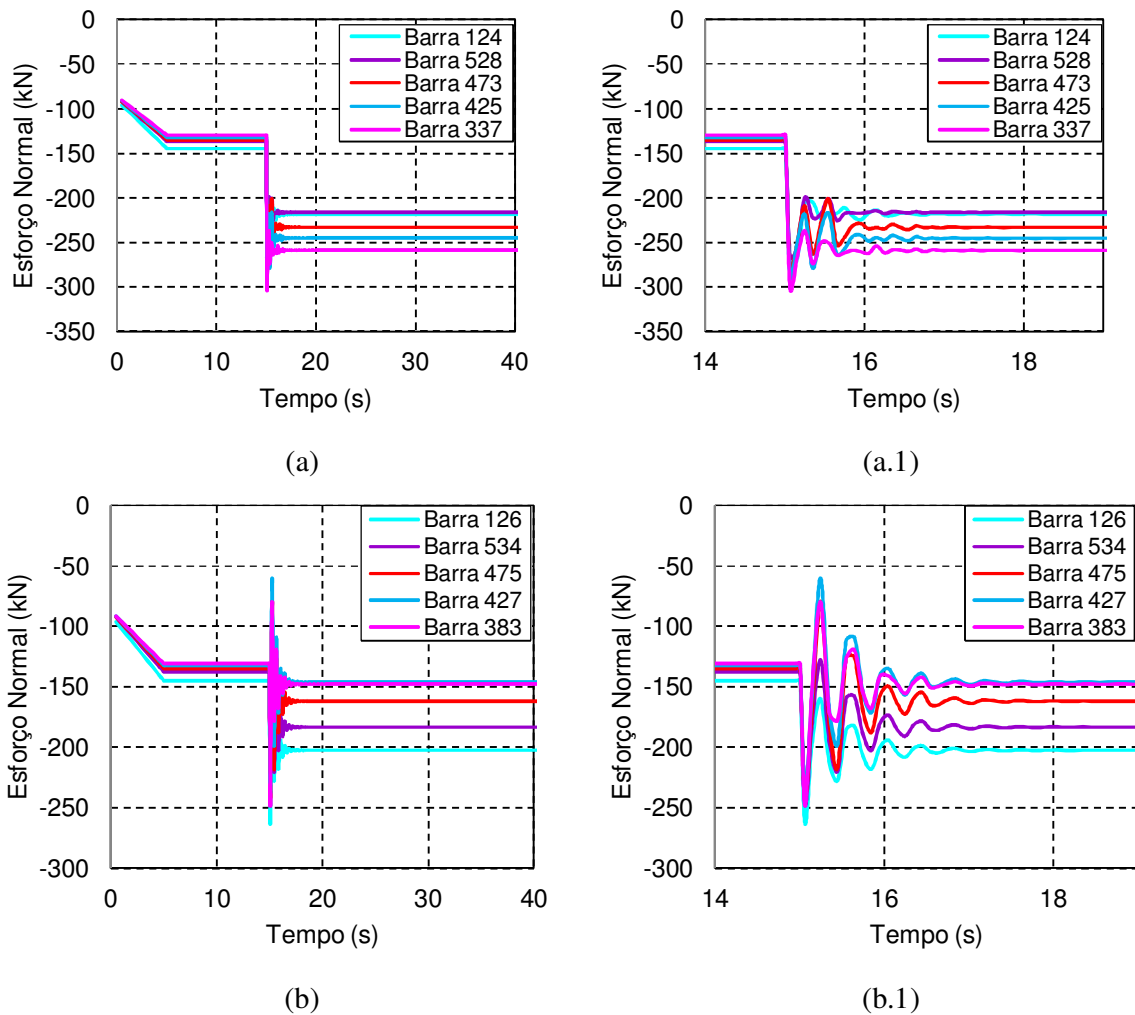


Figura 6.18: Estaiada - Análise dinâmica simplificada - Esforço normal nas barras montantes: (a) barras frontais; (a.1) barras frontais entre 14s e 19s; (b) barras laterais; (b.1) barras laterais entre 14s e 19s.

As barras diagonais na torre estaiada, abaixo do ponto de fixação dos estais, não apresentam altos valores de solicitação, mesmo após a ruptura do cabo, conforme ilustrado na Figura 6.19. Diferentemente das barras diagonais da torre autoportante que apresentavam solicitações significativas, apesar de também apresentarem solicitação menor que as barras montantes.

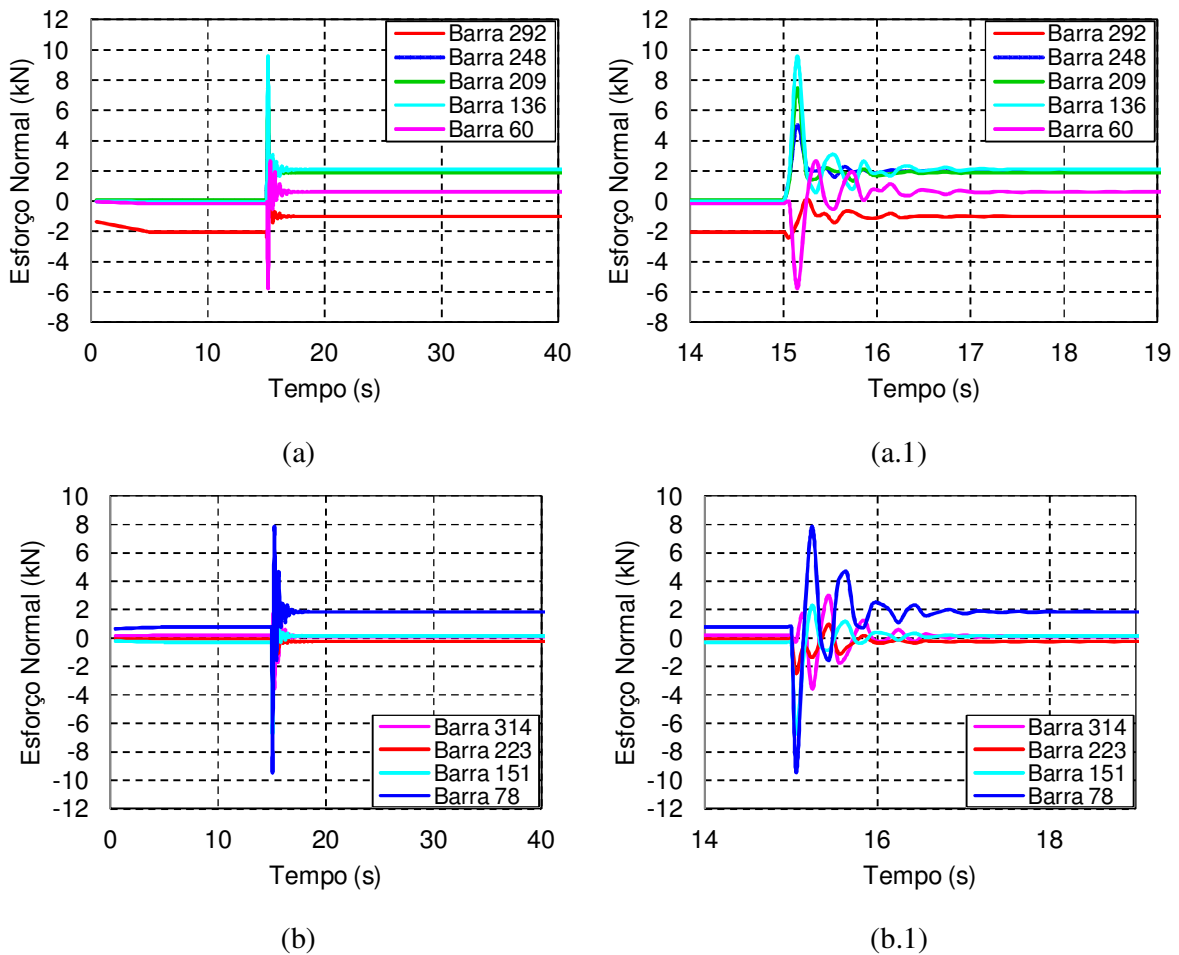


Figura 6.19: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – Esforço normal nas barras diagonais: (a) barras frontais; (a.1) barras frontais entre 14s e 19s; (b) barras laterais; (b) barras laterais entre 14s e 19s .

As barras mais solicitadas da torre são as barras da mísula na qual foi aplicada a solicitação. As barras diagonais posicionadas acima da mísula de fixação dos estais apresentam solicitação significativamente diferente das barras que estão posicionadas abaixo. A Figura 6.20(a) ilustra a solicitação das barras da mísula e a Figura 6.20(b) das barras diagonais.

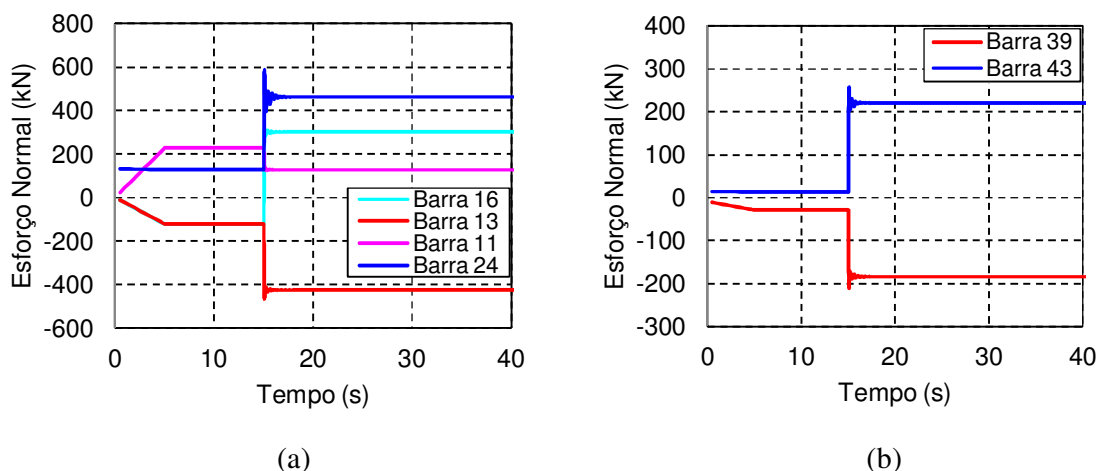


Figura 6.20: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – (a) esforço normal nas barras das mísulas; (b) esforços máximos nas barras diagonais.

A Figura 6.21 ilustra a sollicitação normal nos estais da torre. Percebe-se na figura que no início da análise a sollicitação apresenta o valor da tração nos estais de 105 kN equivalente a 16% da tração de ruptura. Após a ruptura percebe-se a torção na torre ao se observar a maior sollicitação final no Estai A e a sollicitação nula no Estai B. Logo após a ruptura tem a oscilação da sollicitação e a tração final no Estai A de aproximadamente 400 kN, inferior à determinada na análise estática de 433,36 kN.

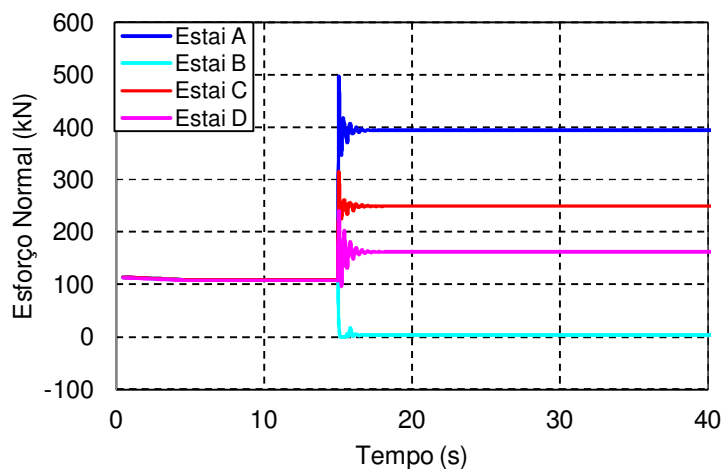


Figura 6.21: Estaiada - Análise dinâmica simplificada – Tração nos estais.

O deslocamento no topo da estrutura (Figura 6.22) também indica o movimento de torção predominante na torre, além de indicar um deslocamento longitudinal da estrutura. Após a oscilação os valores de deslocamento obtidos no topo da torre são inferiores, mas próximos aos obtidos na análise estática não linear.

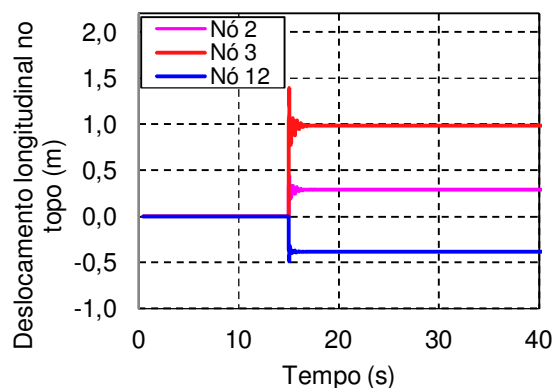


Figura 6.22: Estaiada - Análise dinâmica simplificada - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre.

De maneira geral, têm-se na análise dinâmica simplificada os valores da solicitação final nas barras semelhante aos obtidos na análise estática. Tem-se uma resposta adequada visto na função de carga após o pico de 100% da tração em EDS ser aplicada a solicitação de 70% que é a mesma solicitação considerada na análise estática.

### 6.3.2 Análise Dinâmica com Desligamento de Elemento Finito

Foram desenvolvidos cinco modelos numéricos para serem submetidos à análise dinâmica com o desligamento de um elemento finito. Dois compostos apenas por uma torre e por dois vãos de cabos, sendo um com torre autoportante e outro com torre estaiada. E três compostos por quatro torres e cinco vãos de cabos cada um, sendo dois modelados com torre do tipo autoportante e um com torre estaiada. Nos dois modelos com quatro torres autoportantes e cinco vãos de cabos, um apresenta um amortecimento estrutural do sistema de 5% do amortecimento crítico e outro 10%. Tais resultados são apresentados nos itens seguintes.

#### 6.3.2.1 Autoportante - Modelo com uma torre e dois vãos de cabos

Neste item estão apresentadas as solicitações nas barras da torre autoportante com 10% de amortecimento. As barras monitoradas nesta análise foram as mesmas da análise dinâmica simplificada para realizar a comparação entre os modelos.

Quanto às solicitações nas barras montantes da Figura 6.23 se tem uma redução significativa nos picos de solicitação, tanto nos picos de tração quanto de compressão. Enquanto na análise dinâmica simplificada se tem um pico máximo de compressão de -1323,05 kN na barra 204, nesta análise esse pico é de -325,6 kN, o que representa uma redução de 75,4%. Nas barras

com tensão final de tração, a redução da intensidade do pico é de 77%. Essa redução está associada não somente ao aumento de 5% no amortecimento, como também na participação dos cabos dos vãos adjacentes modelados. Outra diferença importante é quanto à oscilação da solicitação presente nas barras e esforço final de tração especificamente na barra 274. Nesse modelo a estrutura oscila até  $t = 22$  s de análise, diferentemente da análise dinâmica simplificada em a estrutura se estabiliza mais rapidamente, em  $t = 18$  s. Apesar da intensidade das solicitações nos picos se diferenciarem, a tensão residual nas barras apresentam resultados semelhantes, para ambos os modelos, exceto a barra 274 que na presente análise apresenta solicitação de 180 kN inferior.

A Figura 6.23(a.1) ilustra a solicitação nas barras montantes comprimidas no instante entre 14s e 19s e, a Figura 6.23(b.1) a solicitação nas barras montantes tracionadas neste mesmo instante.

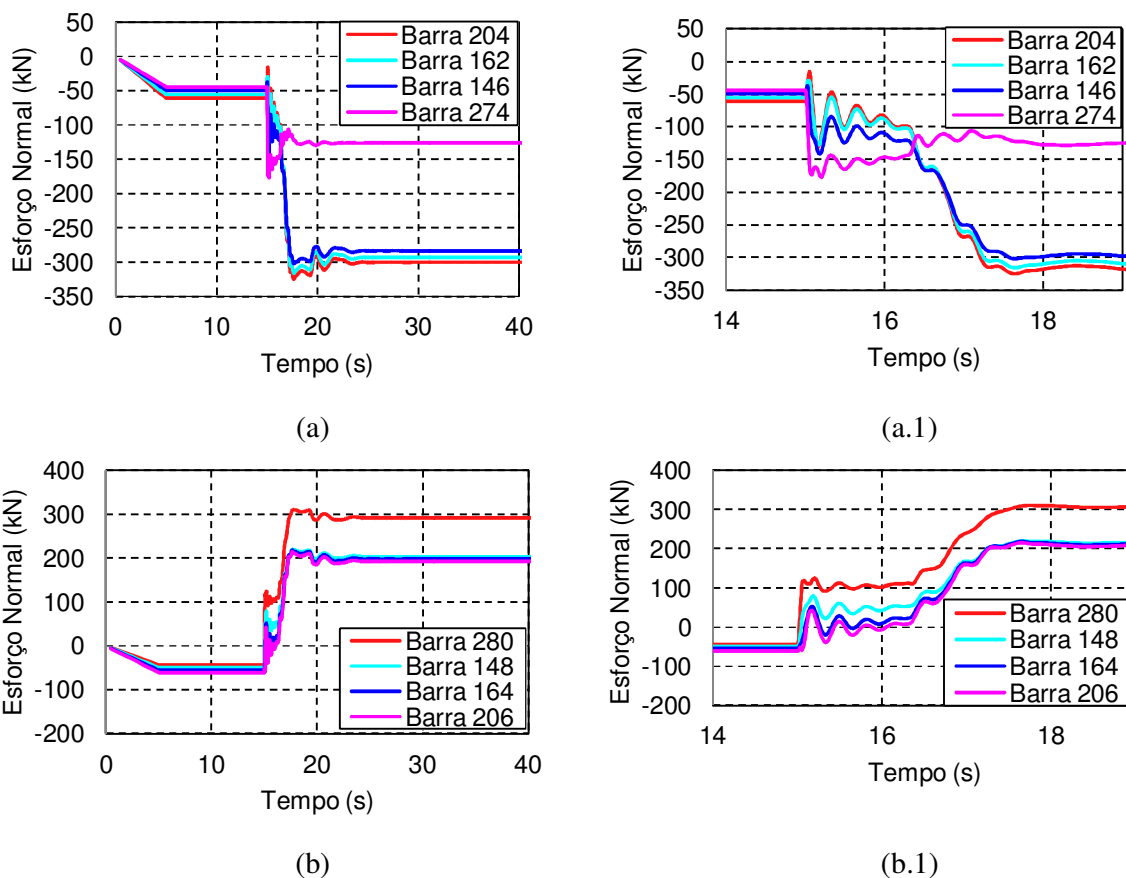


Figura 6.23: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras montantes: (a) comprimidas; (a.1) comprimidas entre 14s e 19s; (b) tracionadas; (b.1) tracionadas entre 14s e 19s.



As respostas das barras diagonais ilustradas na Figura 6.24 também diferem das respostas dessas mesmas barras na análise dinâmica simplificada quanto à intensidade do pico de solicitações e o período de oscilação, contudo os esforços finais nas barras em ambas tem intensidade equivalente. As solicitações nessas barras são inferiores às observadas nas barras montantes, contudo apresentam valores significativos.

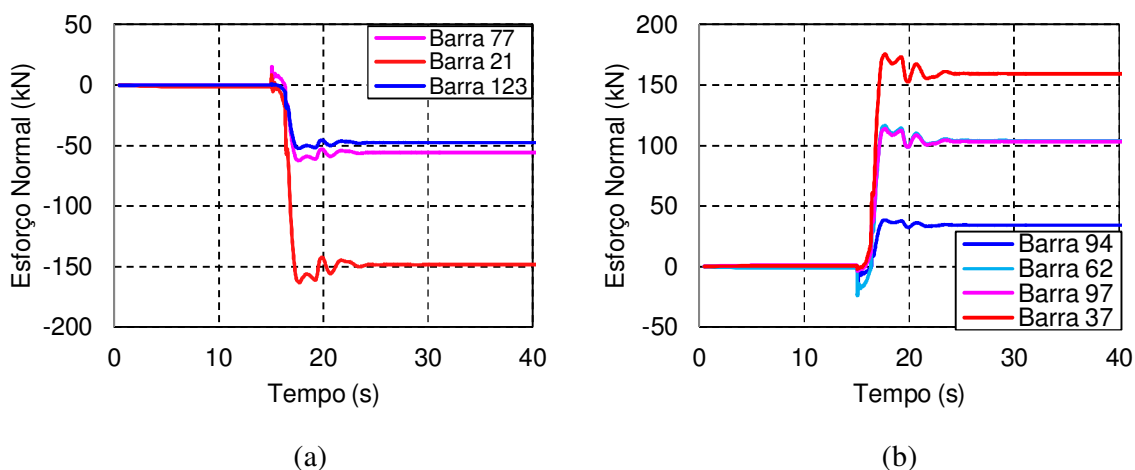


Figura 6.24: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras diagonais: (a) comprimidas; (b) tracionadas.

Na torre autoportante, as barras da mísula são as barras mais solicitadas com a ruptura do condutor. Nestas barras o comportamento global também é análogo ao das outras barras da estrutura, segundo a Figura 6.25. O pico de tensão de tração na barra 15 praticamente desaparece com a consideração de 10% de amortecimento, e é bastante inferior ao obtido na análise dinâmica simplificada. Da mesma forma, o pico de compressão na barra 12 é bastante reduzido.

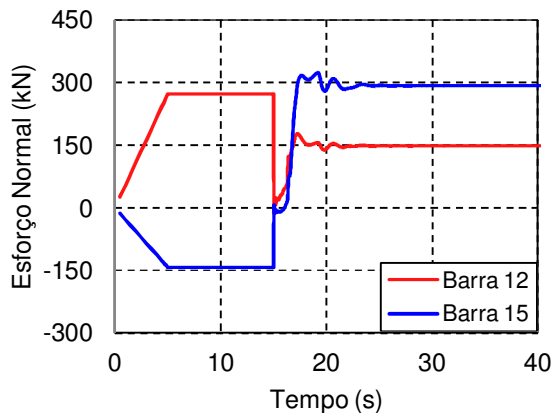


Figura 6.25: Autoportante - Esforço normal nas barras da mísula.

Quanto ao deslocamento no topo da estrutura, nesta modelagem numérica com a representação dos cabos suspensos pela torre, os quais proporcionam maior rigidez longitudinal ao sistema, são obtidos deslocamentos longitudinais menores que na análise dinâmica simplificada, conforme ilustrado na Figura 6.26(a). O pico de deslocamento máximo na análise dinâmica simplificada é de 0,88 m no nó 3, e nesta análise o deslocamento neste nó é de 0,28 m.

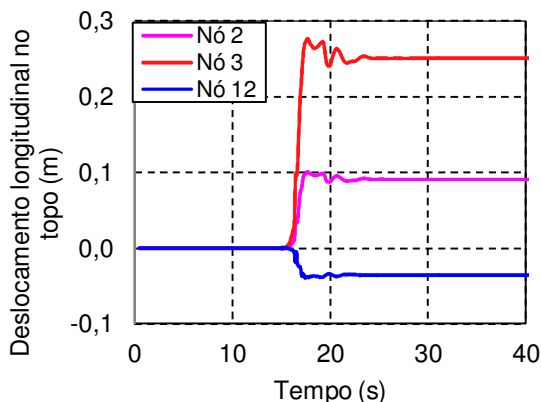


Figura 6.26: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Deslocamento longitudinal no topo da torre.

A Figura 6.27 ilustra a resposta da tração no condutor no vão em que a ruptura ocorre e no vão adjacente. No vão em que ocorre a ruptura, imediatamente após  $t = 15$  s a tração no cabo cai para zero. Na continuação desse mesmo condutor, mas no vão adjacente, a tração imediatamente também cai para zero, contudo, em seguida apresenta um primeiro pico de tração e depois oscila até atingir a tensão final de tração equivalente a 76,5% da tração EDS do condutor.

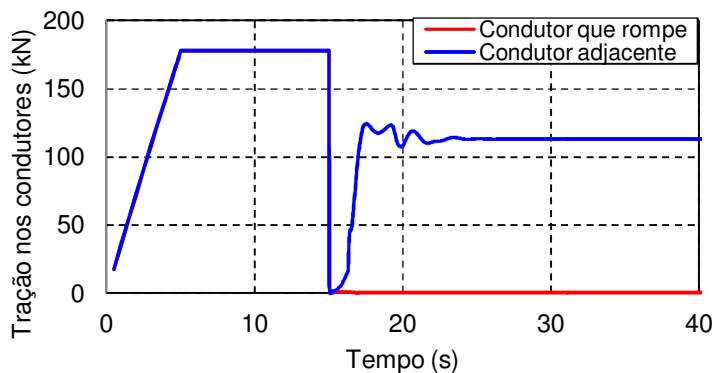


Figura 6.27: Autoportante - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – Tração nos condutores nos dois vãos.

### 6.3.2.2 Estaiada - Modelo com uma torre e dois vãos de cabos

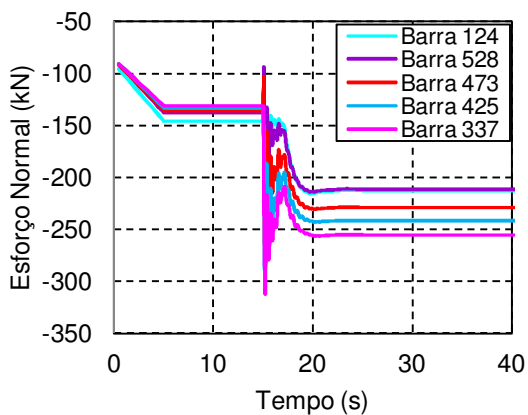
Na Figura 6.28 está ilustrada a solicitação nas barras montantes da torre estaiada com 10% de amortecimento. Uma diferença importante dessa resposta quando comparada com a resposta das barras da torre autoportante, é quanto à tensão apresentada nas barras em  $t = 0s$  devido à aplicação da tensão inicial nos estais. Com o início da aplicação da gravidade gradativamente até o tempo de 5s o esforço normal nas barras aumenta. De 5s a 15s a gravidade é mantida constante e consecutivamente o esforço nas barras também, até o momento da ruptura em  $t = 15s$ . Outra diferença importante é quanto à tensão final nestas barras. Na torre autoportante algumas barras inicialmente comprimidas, após a ruptura do condutor passam a ser solicitadas por tração. Na torre estaiada as barras de montante são predominantemente solicitadas por compressão e apresentam essa mesma solicitação ao final da análise. Nas barras frontais da torre (Figura 6.28(a)), as barras montantes mais solicitadas à compressão são as barras mais ao topo da estrutura, e nas barras montantes laterais (Figura 6.28(b)) são as barras mais na base da torre.

Para uma melhor visualização dos segundos seguintes à ruptura, a Figura 6.28(a.1) e Figura 6.28(b.1) ilustram o esforço normal nas barras montantes frontais e laterais, respectivamente, entre 15s e 16s de análise.

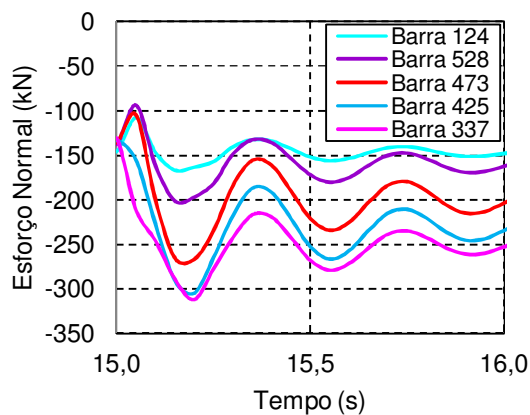
As barras diagonais nas torres estaiadas, abaixo do ponto de fixação dos estais na torre, não apresentam solicitação por esforço normal significativo quando comparadas com as barras montantes, conforme ilustrado na Figura 6.29. Diferentemente das barras diagonais da torre autoportante que apresentam solicitação significativa, apesar de também apresentarem solicitação menor que das barras montantes.

Entretanto, as barras diagonais localizadas acima da mísula de fixação dos estais na torre, são intensamente solicitadas nos segundos seguintes à ruptura e apresentam um esforço normal final superior ao esforço normal no estado prévio à ruptura, conforme Figura 6.30(a).

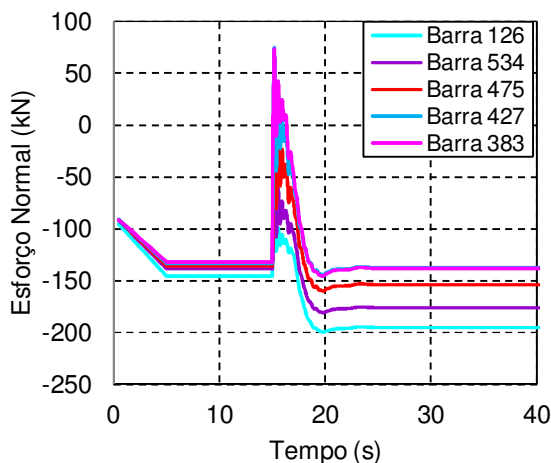
Na Figura 6.30(b) está ilustrado os esforços nas mísulas da torre estaiada que são as barras mais solicitadas da estrutura. A barra 24 localizada na mísula que fixa o Estai A e D é a barra que apresenta a maior solicitação de tração da torre. A barra com maior solicitação normal à compressão é a barra 13 localizada na mísula que sustenta o cabo que rompe.



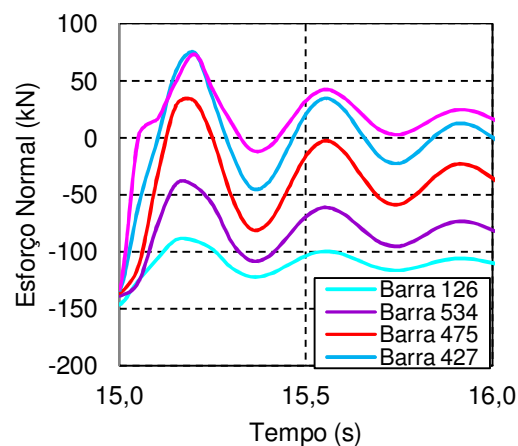
(a)



(a.1)



(b)



(b.1)

Figura 6.28: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras montantes: (a) frontais; (a.1) frontais entre 15s e 16s; (b) laterais; (b.1) laterais entre 15 e 16s.

A Figura 6.31 ilustra o esforço normal nos estais da torre. É possível observar o valor da tensão inicial dos estais de 105kN, o equivalente a 16% da tensão de ruptura, previamente o momento da ruptura do condutor. Após a ruptura, devido ao deslocamento longitudinal e à torção da estrutura, têm-se a queda de tensão para praticamente zero do Estai B, devido à relaxação deste, e o aumento da sollicitação normal de tração nos outros estais. Percebe-se que com o amortecimento de 10% considerado, o pico de sollicitação nestes praticamente desaparece e percebe-se também a sollicitação de tração maior que ocorre no Estai A.

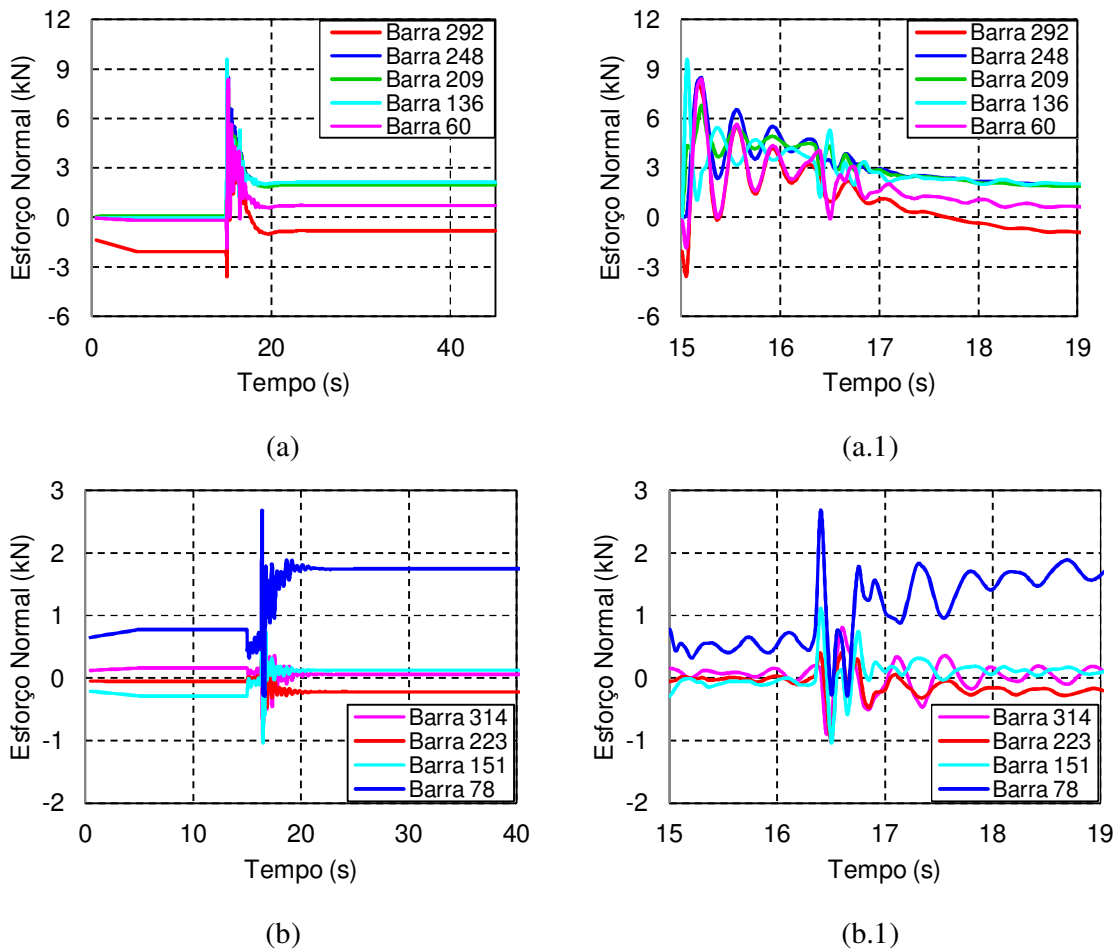


Figura 6.29: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nas barras diagonais: (a) frontais; (a.1) frontais entre 15s e 19s; (b) laterais; (b.1) laterais entre 15s e 19s.

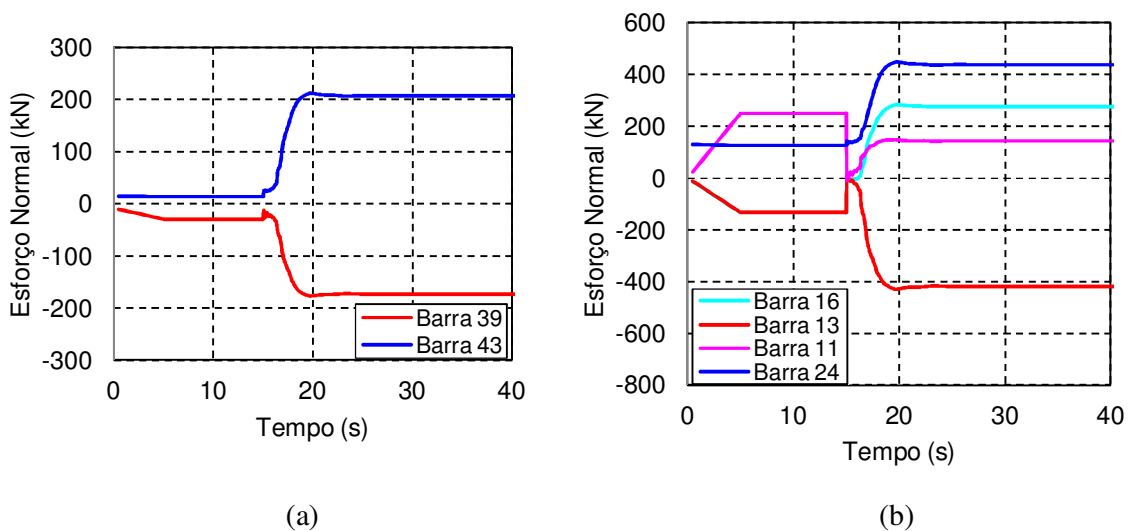


Figura 6.30: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – (a) esforços máximos nas barras diagonais; (b) esforço normal nas barras das mísulas.

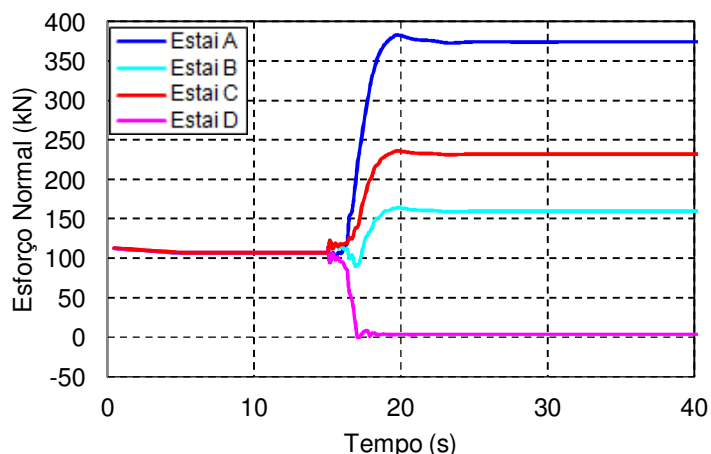


Figura 6.31: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Esforço normal nos estais.

A Figura 6.32 ilustra o deslocamento dos nós no topo na torre. Observa-se no nó 2, um importante deslocamento global da estrutura no sentido longitudinal e deslocamento final longitudinal de 0,26m. O deslocamento maior ocorre no ponto extremo da mísula que sustenta o condutor, no nó 3, o qual atinge o deslocamento longitudinal de 0,9m (0,26m de deslocamento global da torre mais 0,64m referente à mísula), e em seguida oscila até atingir o deslocamento final de aproximadamente 0,88m.

A Figura 6.33 ilustra a resposta da tração no condutor no vão em que a ruptura ocorre e no vão adjacente. No vão em que ocorre a ruptura, imediatamente após  $t = 15$  s a tração no cabo cai para zero. Na continuação desse mesmo condutor, contudo, no vão adjacente, a tração imediatamente também cai para zero, porém, em seguida a tração aumenta até 122kN e atinge a tensão final de tração equivalente a 71% da tração EDS.

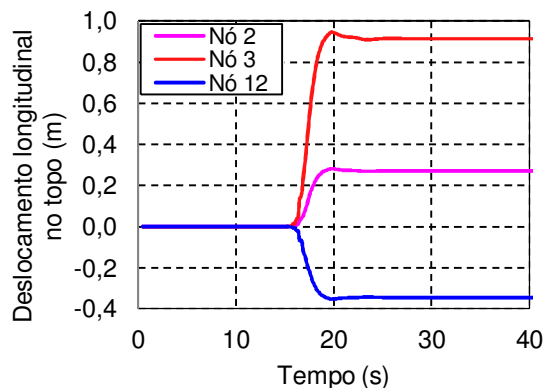


Figura 6.32: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos - Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre.

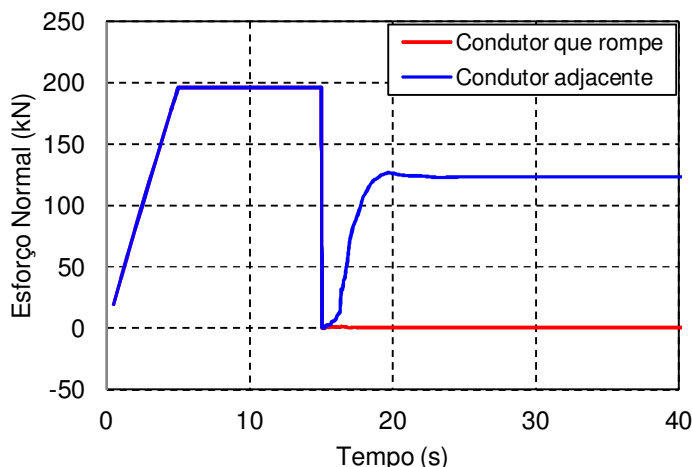
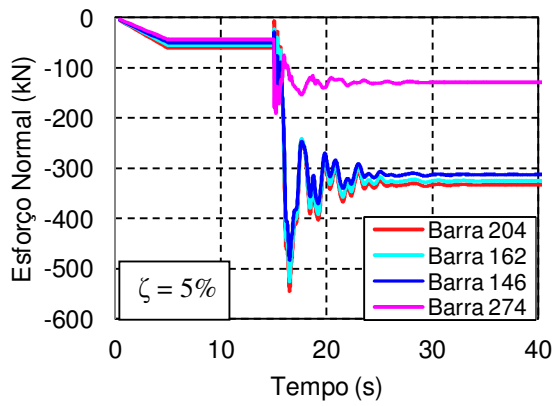


Figura 6.33: Estaiada - Análise dinâmica com uma torre e dois vãos – Tração nos condutores nos dois vãos.

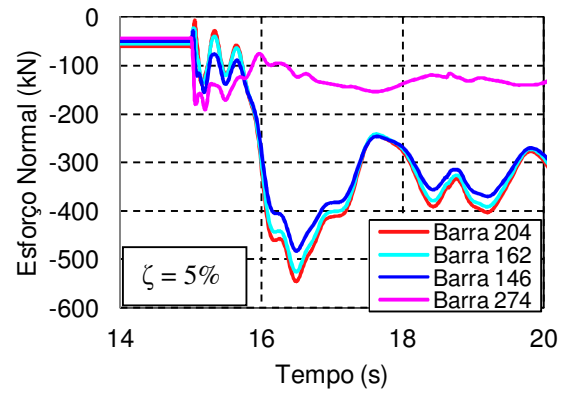
### 6.3.2.3 Autoportante - Modelo com quatro torres e cinco vãos de cabos

No modelo com quatro torres e cinco vãos de cabos é possível analisar a distribuição dos esforços ao longo da linha. Na Figura 6.34 está ilustrada a solicitação nos montantes comprimidos monitorados da torre mais próxima ao ponto de ruptura do cabo (Torre #1) no modelo com 5% e com 10% de amortecimento. A variação do amortecimento nestes modelos tem como objetivo verificar o fator de amplificação dos esforços nas barras selecionadas. Percebe-se na Figura 6.34(a) e nas outras que seguem que a intensidade dos picos de esforços são maiores para o amortecimento de 5%, e também é maior o tempo de oscilação da estrutura. Na Figura 6.34(a.1) e Figura 6.34(b.1) estão ilustradas as solicitações no tempo entre 14s e 20s de análise.

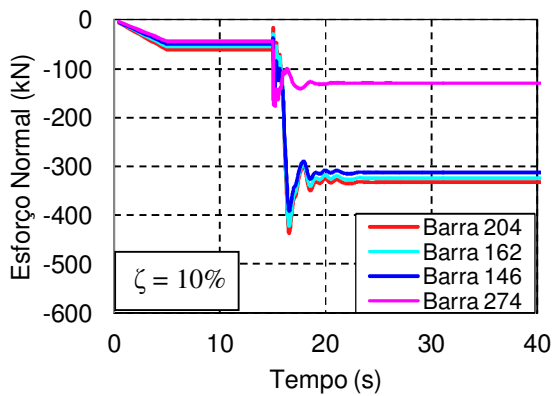
Na sequência estão apresentados os resultados para as barras montantes tracionadas, para as barras diagonais comprimidas e tracionadas, na Figura 6.35 e Figura 6.37, respectivamente.



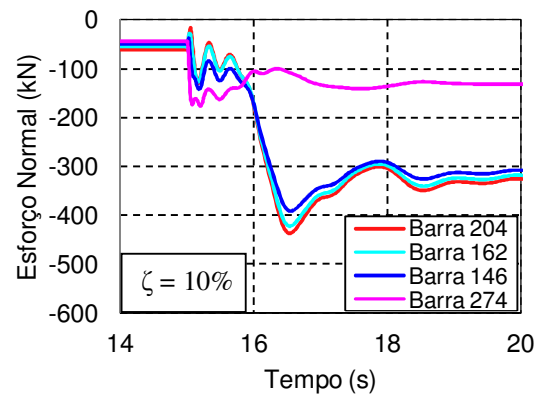
(a)



(a.1)

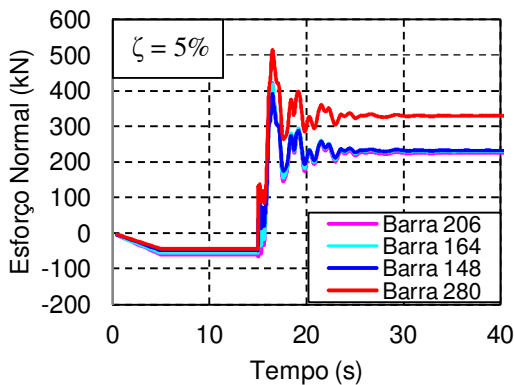


(b)

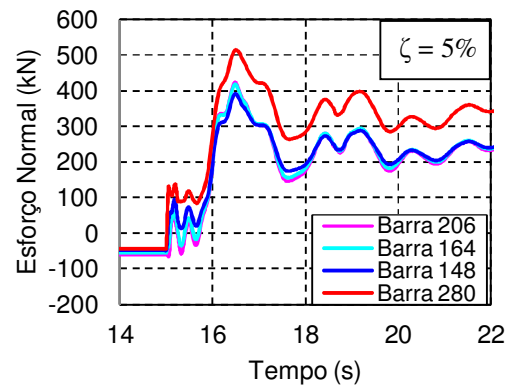


(b.1)

Figura 6.34: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes comprimidas: (a) 5% de amortecimento; (a.1) 5% de amortecimento e análise entre 14s e 20s; (b) 10% de amortecimento; (b.1) 10% de amortecimento e análise entre 14s e 20s.



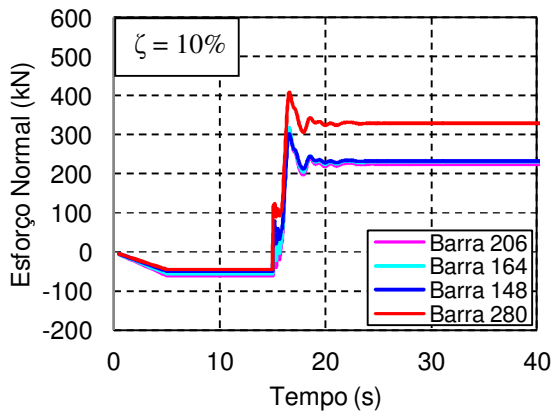
(a)



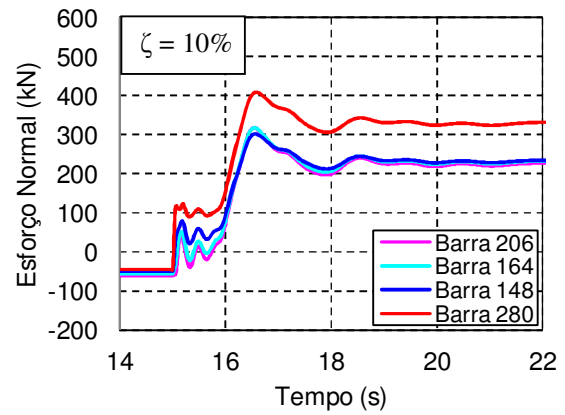
(a.1)

Figura 6.35: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes tracionadas – amortecimento: (a) 5%; (a.1) 5% e resposta entre 14s e 22s;



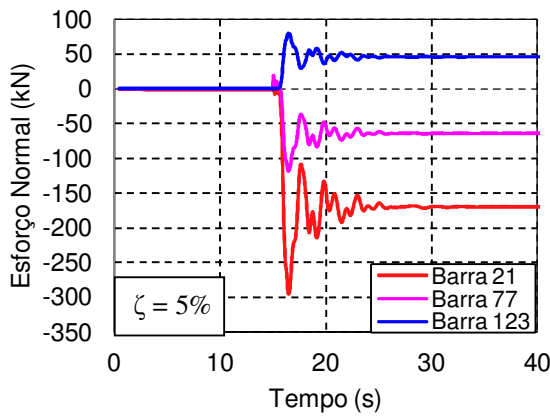


(a)

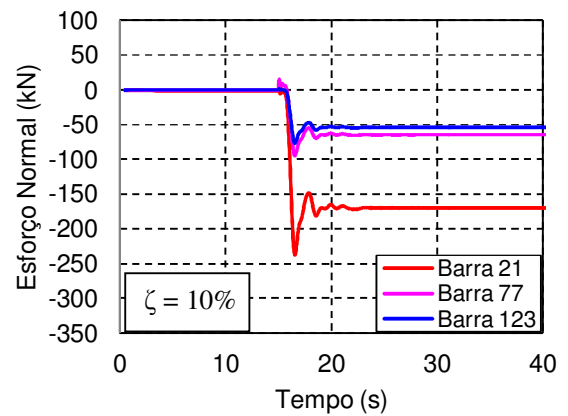


(a.1)

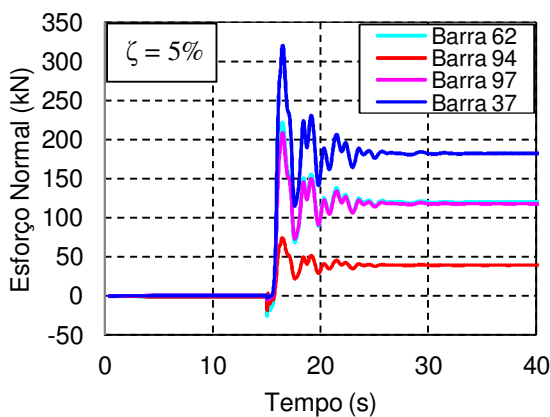
Figura 6.36: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes tracionadas – amortecimento: (a) 10%; (a.1) 10% e resposta entre 14s e 22s.



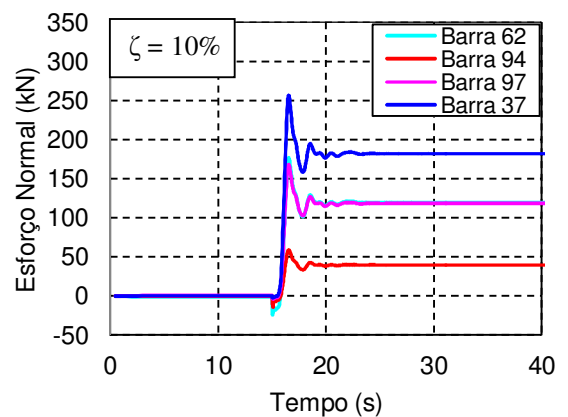
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 6.37: Autoportante - Análise dinâmica com 4 torres e 5 vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras diagonais - (a) e (c)  $\zeta=5\%$ ; (b) e (d)  $\zeta=10\%$ .

A Figura 6.38 ilustra a resposta do deslocamento nos nós selecionados no topo da torre adjacente ao ponto de ruptura e também o deslocamento no topo das outras três torres.

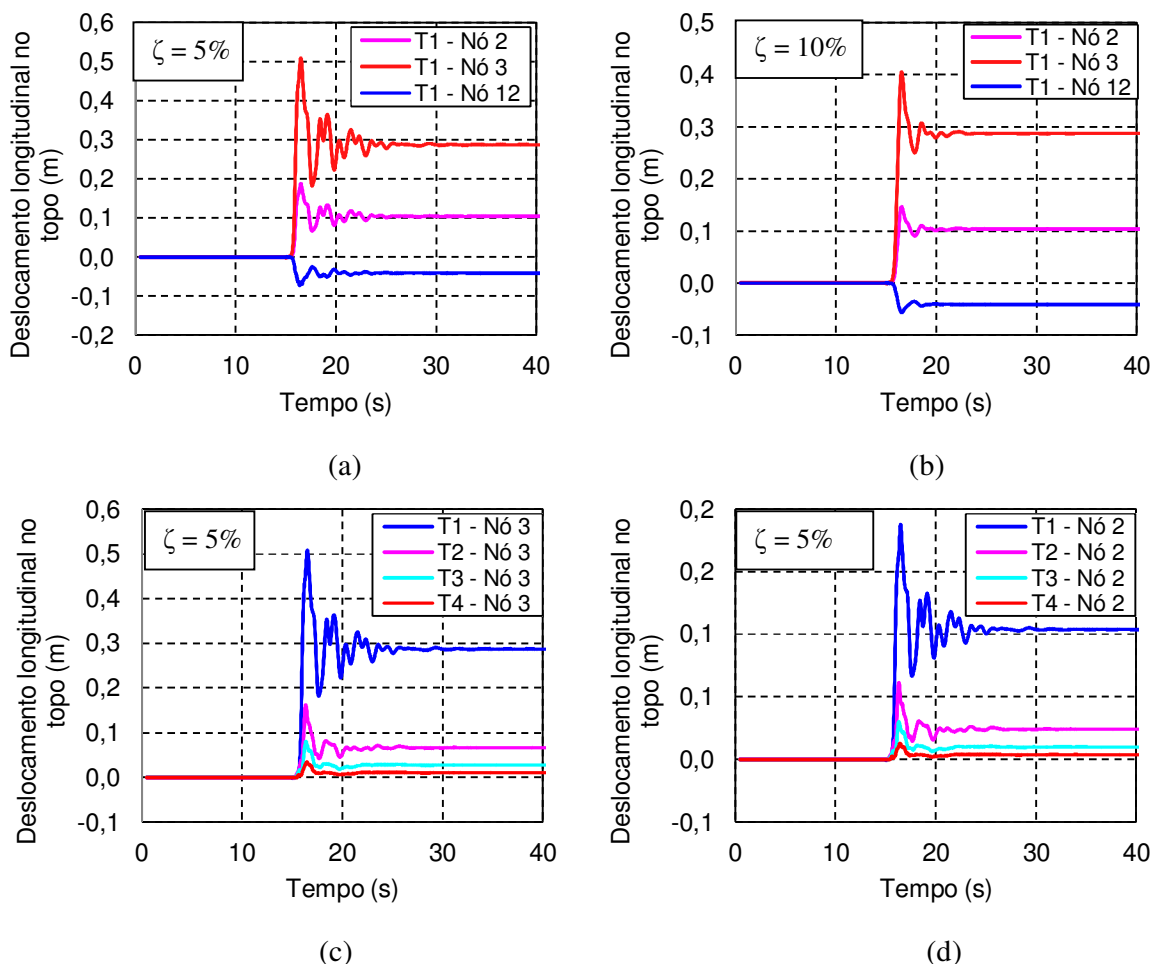


Figura 6.38: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento; (c) nó 3 das 4 torres com 5% de amortecimento; (d) nó 2 das 4 torres com 5% de amortecimento.

A resposta do esforço de tração no condutor ao longo da linha é apresentada na Figura 6.39 e Figura 6.40. Esse gráfico pode ser comparado com os resultados da análise experimental e numérica de Vincent et al (2004), descrita no item 3.2.3. Após a ruptura do condutor, a deformação elástica no condutor é completamente restaurada e a tensão inicial no condutor de 27,5% da tração em UTS é transferida para a Torre #1 e propagada ao longo da linha. Neste gráfico se observa o registro da tração do vão com o condutor que rompe e nos outros vãos, e em pontos monitorados próximos às torres. A tração no condutor do vão adjacente ao ponto de falha apresenta uma tração final equivalente a 72% da tração EDS. Também é observado o aumento da sollicitação do esforço de tração ao longo do condutor, conforme esse se distancia

do ponto de ruptura. Por exemplo, no último vão a tração final no condutor apresenta o valor equivalente a 99% da tração EDS. Esse aumento na tração do condutor ocorre devido ao apoio no último vão representar uma torre de ancoragem, a qual cessa a transmissão da sollicitação da ruptura do condutor ao longo da linha e faz com que a onda de impacto retorne para o ponto de ruptura.

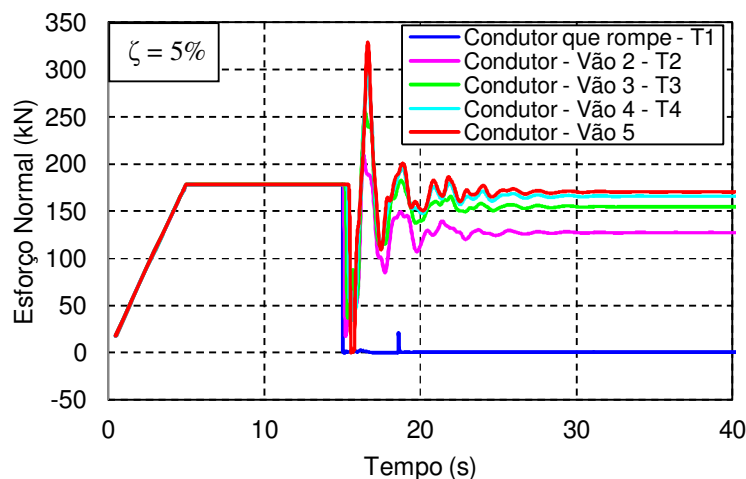


Figura 6.39: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos condutores com 5% de amortecimento.

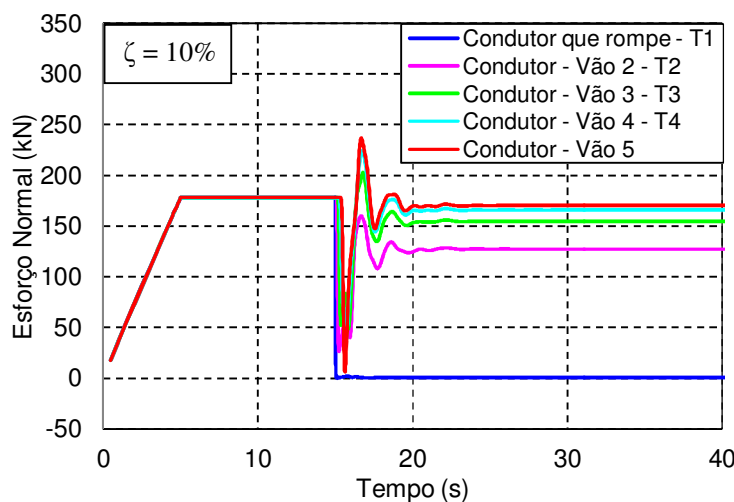
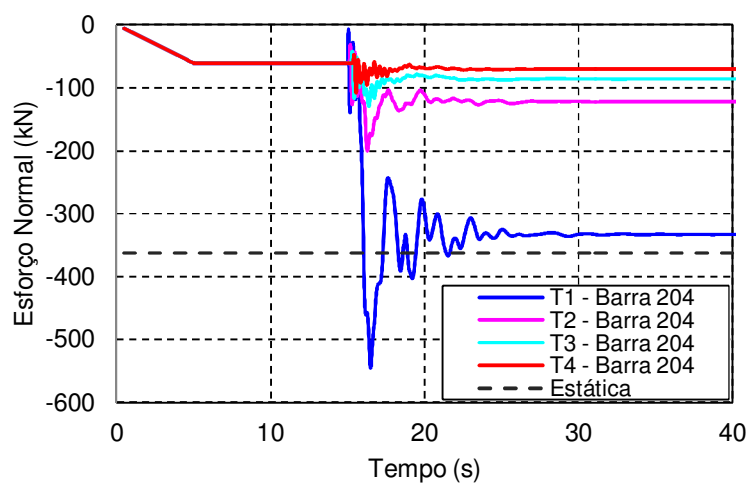


Figura 6.40: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos condutores com 10% de amortecimento.

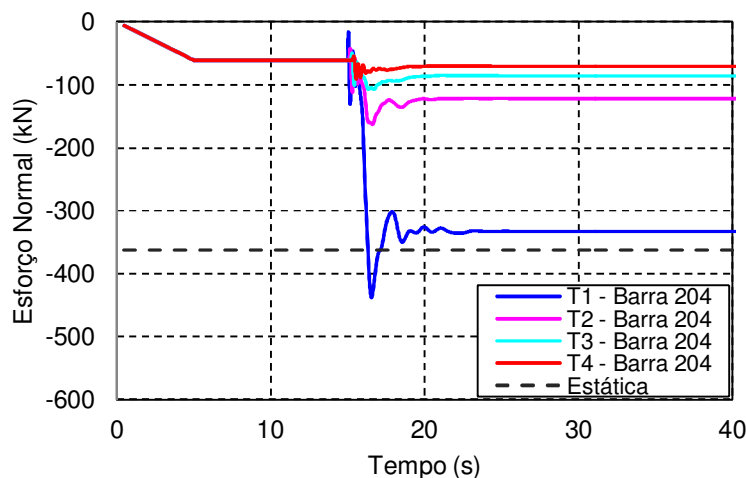
Segundo *Menezes et al. (2007)*, na modelagem de um trecho de linha de transmissão composto apenas por torres autoportantes, o esforço normal nas barras de montantes e nas barras diagonais apresentam valores de tensão maiores nas barras da torre mais próxima do ponto de ruptura. Tal comportamento também foi identificado no modelo numérico deste

trabalho, conforme ilustrado nos resultados da Figura 6.41, Figura 6.42, Figura 6.43 e Figura 6.44. Nestas figuras também estão apresentados os resultados da análise estática não linear das barras, o que possibilitou a determinação dos valores de amplificação dinâmica para cada uma delas.

A Figura 6.41 e a Figura 6.42 ilustram respectivamente a sollicitação normal nas barras montantes 204 e 206, pois essas foram as barras mais sollicitadas posicionadas na base da torre. Estão ilustrados os registros das sollicitações na análise dinâmica ao longo das quatro torres juntamente com o valor obtido na análise estática. Nestas figuras, o item (a) é referente a um amortecimento de 5% e o item (b) a um amortecimento de 10%.

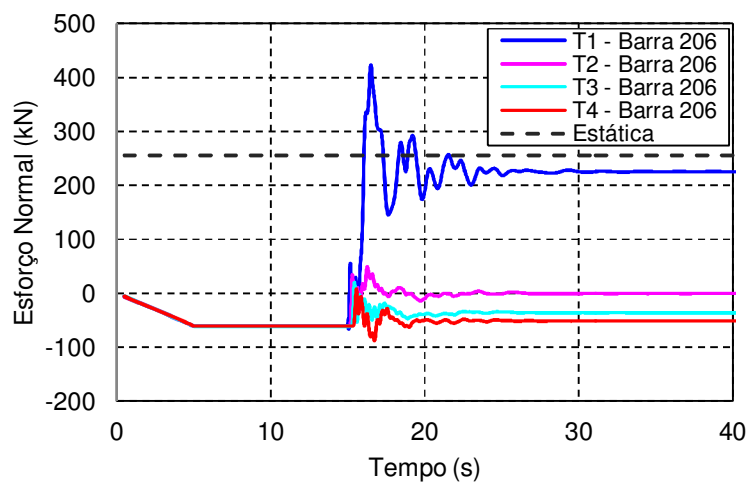


(a)

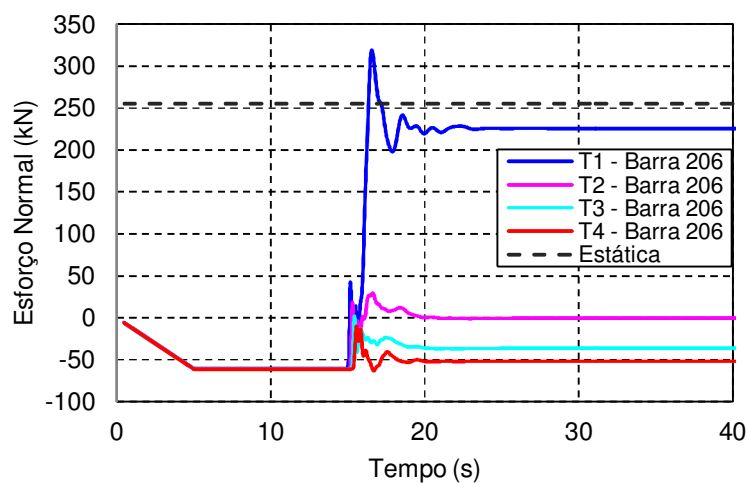


(b)

Figura 6.41: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra de montante 204 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.



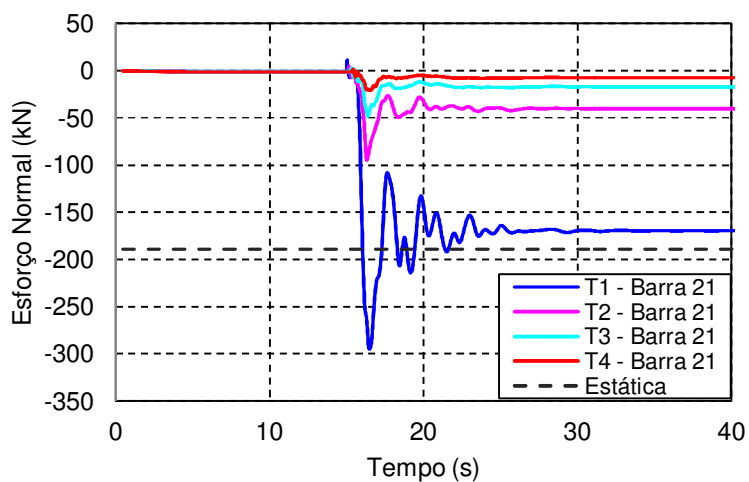
(a)



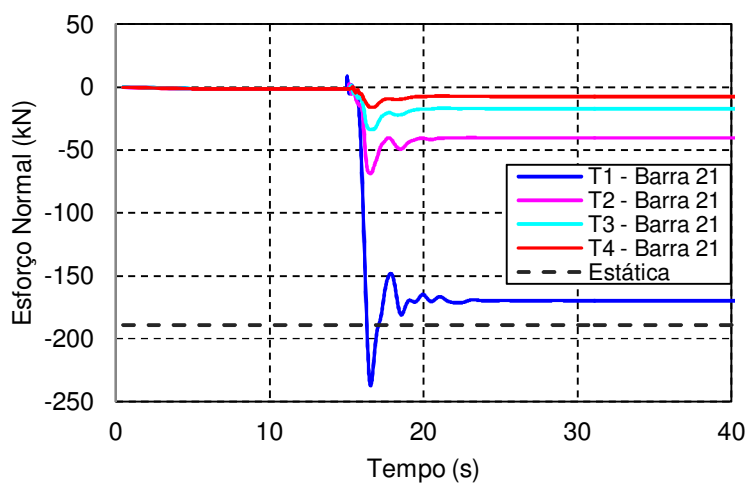
(b)

Figura 6.42: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra de montante 206 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.

As barras diagonais mais solicitadas foram as barras 21 e 37 posicionadas no topo da torre e suas solicitações estão ilustradas na Figura 6.43 e Figura 6.44, respectivamente. Estão ilustrados os registros das solicitações na análise dinâmica ao longo das quatro torres juntamente com o valor obtido na análise estática. Na figura o item (a) é referente ao amortecimento de 5% e o item (b) ao amortecimento de 10%.

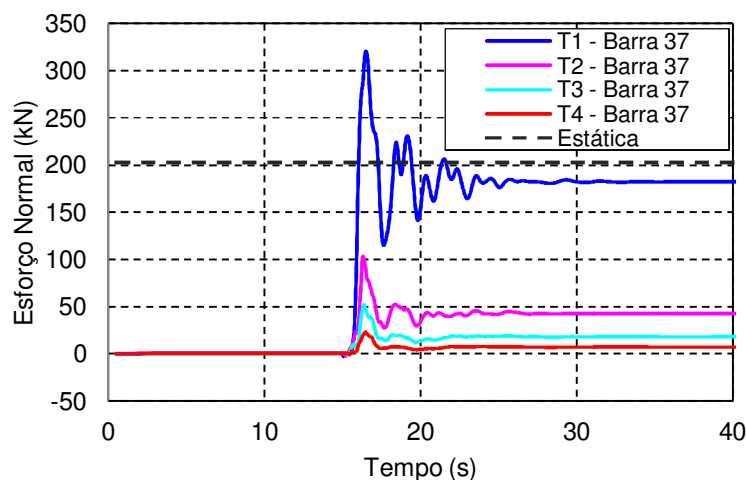


(a)

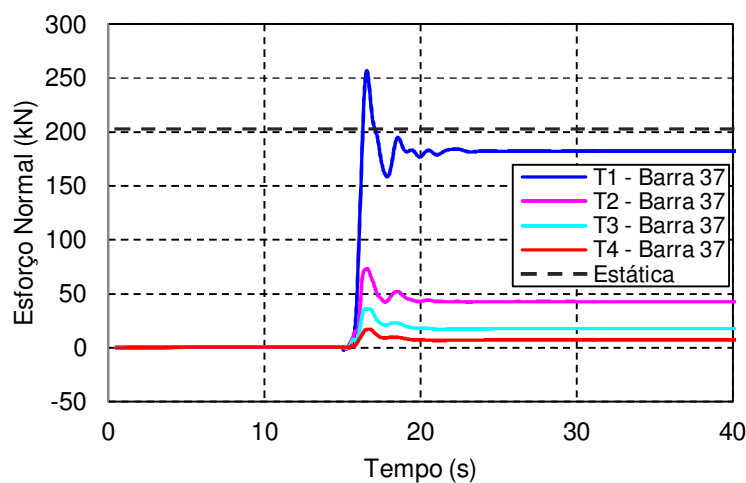


(b)

Figura 6.43: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra diagonal 21 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.



(a)



(b)

Figura 6.44: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra diagonal 37 das torres 1, 2, 3 e 4: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.

As barras da mísula, as quais são as mais solicitadas da estrutura, os esforços normais estão apresentados na Figura 6.45 e Figura 6.46. A Figura 6.45 apresenta os esforços para a barra 12 das quatro torres e Figura 6.46 os esforços para a barra 15 também para as quatro torres. Após a ruptura, a barra 12 na Torre #1 apresenta um esforço normal final inferior ao esforço inicial, visto que não sustenta mais o vão de cabo levado a ruptura nesta torre. A barra 12 das outras torres apresenta uma solicitação com picos dinâmicos superiores à solicitação inicial, contudo, após a oscilação apresentam o esforço final com a mesma intensidade de antes da aplicação da ruptura. Cabe verificar que o esforço final de tração na barra 12, na análise estática, é inferior à solicitação final obtida na análise dinâmica. Isto é, devido na análise

estática não ser considerado o carregamento do vão de cabo que é levado à ruptura, na análise estática não se tem a magnitude de sollicitação do patamar que se tem na análise dinâmica (entre 5s e 15s). Portanto, a análise estática não considera essa sollicitação real que acontece na barra 12 devido ao peso próprio dos dois vãos de cabo. Quanto à resposta da barra 15 da mísula, esta é a barra com maior esforço à tração na torre, sendo a barra da Torre #1 a mais sollicitada e a qual apresenta um alto valor de esforço normal no final da análise.

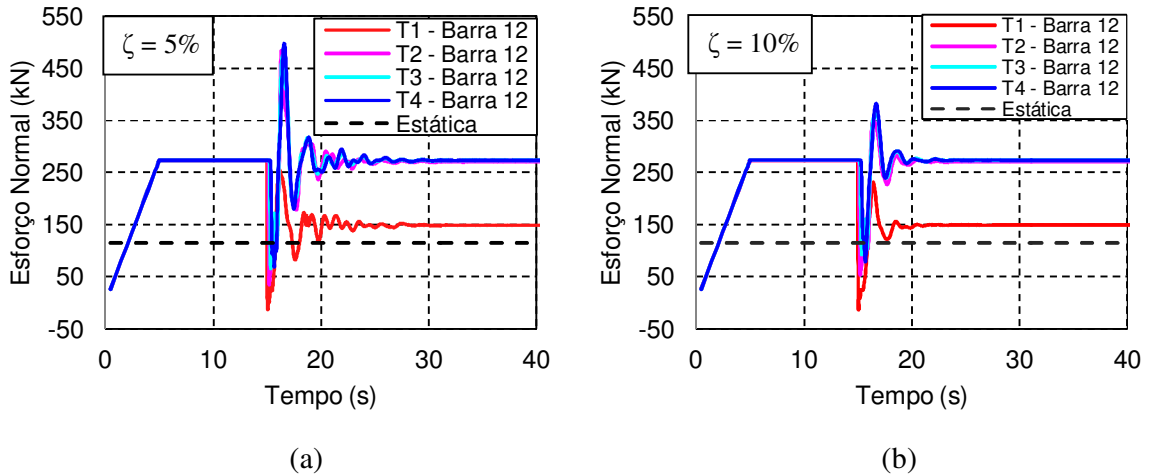


Figura 6.45: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - Esforço normal na barra 12 da mísula: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.

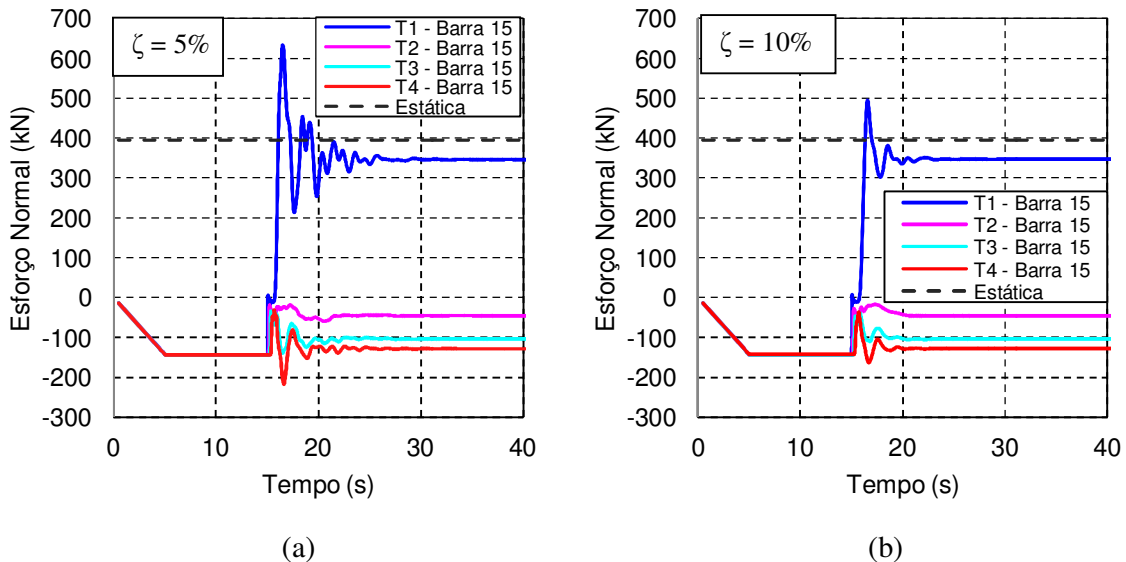


Figura 6.46: Autoportante - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - Esforço normal na barra 15 da mísula: (a) 5% de amortecimento; (b) 10% de amortecimento.



### 6.3.2.4 Estaiada - Modelo com quatro torres e cinco vãos de cabos

Para o modelo com quatro torres estaiadas e cinco vãos de cabos, foram tomadas as solicitações das principais barras monitoradas na Torre #1. Em seguida, as barras mais solicitadas na Torre #1 foram comparadas com as barras com a mesma localização nas outras três torres. O mesmo procedimento foi realizado para os estais.

A Figura 6.47 ilustra a solicitação normal nas barras montantes, posicionadas abaixo da mísula de fixação dos estais, da Torre #1. Em  $t = 0$ s, as barras apresentam um valor inicial de compressão (aprox. 100kN) devido a aplicação da tensão inicial nos estais. Com o início da análise, com a aplicação da gravidade, a compressão nas barras aumenta gradativamente e após se mantém constante até o instante em que ocorre a ruptura ( $t = 15$ s). Após a ruptura, nas barras frontais, o maior pico ocorre na barra da base da torre, contudo a compressão nas barras são maiores nas barras mais altas e mais próximas da mísula de fixação dos estais. Nas barras laterais o primeiro pico dinâmico atinge uma solicitação de tração (90 kN), diferentemente das barras frontais que são predominantemente comprimidas, contudo a compressão final nas barras frontais são superiores.

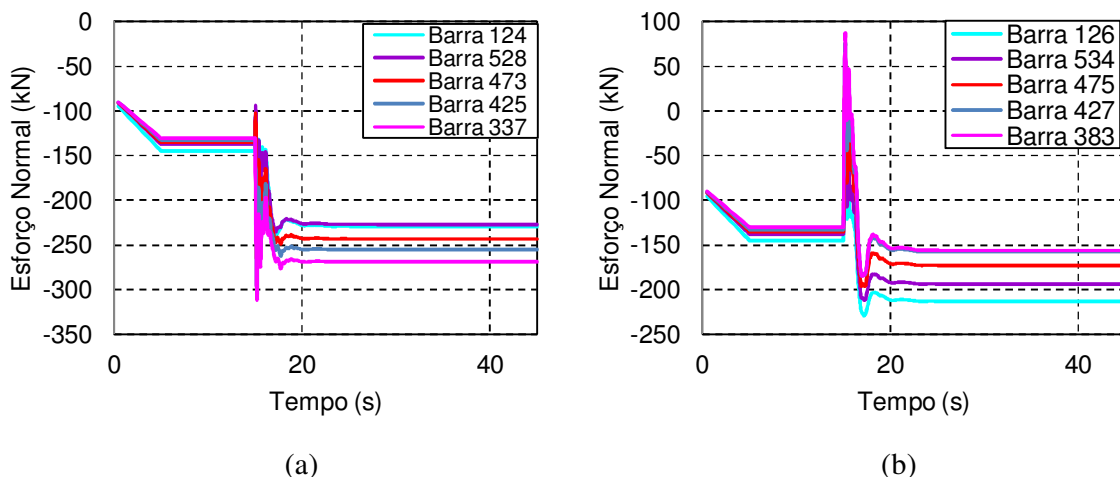


Figura 6.47: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras montantes: (a) barras frontais; (b) barras laterais.

Na Figura 6.48 estão ilustradas as solicitações nas barras diagonais, posicionadas abaixo da mísula de fixação dos estais, da Torre #1. A solicitação normal nestas barras é baixa mesmo após a ruptura e também não apresenta picos dinâmicos significativos. Diferentemente das barras diagonais nas torres autoportantes que apresentam solicitação inferior das barras

montantes, mas ainda de intensidade significativa. O que ocorre na torre estaiada, é que a solicitação proveniente da ruptura do condutor é diretamente transmitida para os estais.

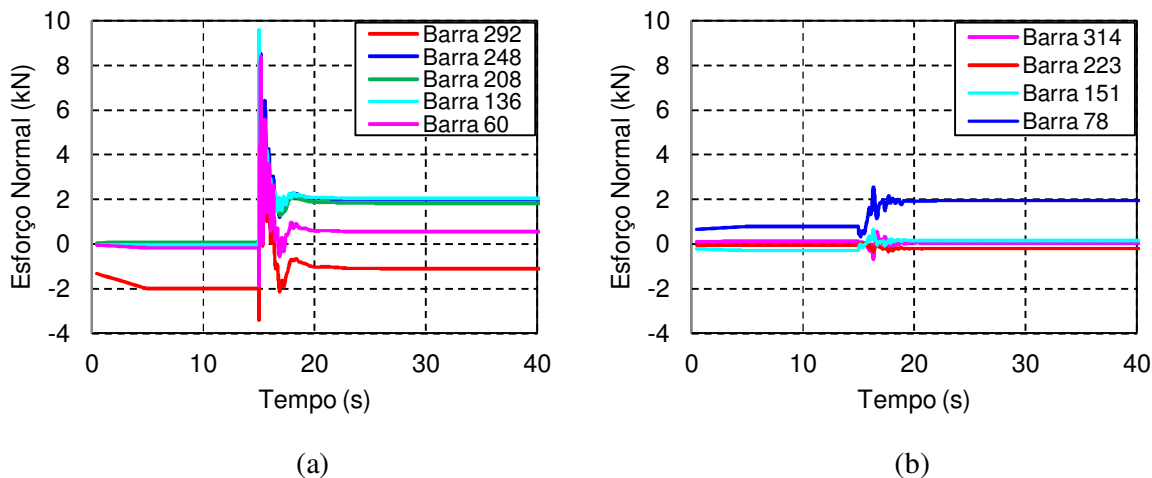


Figura 6.48: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Torre #1 - Esforço normal nas barras diagonais: (a) barras frontais; (b) barras laterais.

Na Figura 6.49 têm-se o esforço de tração nos elementos dos estais da Torre #1. A tensão inicial nestes têm o valor de 105 kN que é referente à 16% da carga de ruptura do estai e é mantida até o momento da ruptura do condutor. Têm-se que no Estai A o primeiro pico dinâmico de 450 kN que é inferior ao valor da carga de ruptura do estai de 647 kN. Cabe ressaltar que mesmo que esse pico dinâmico fosse superior à tensão de ruptura (o que ocorre quando o amortecimento é reduzido), não se pode garantir que ocorre a ruptura do estai, visto que a carga de ruptura é determinada em ensaio estático. No Estai B, com o movimento de torção da torre ocasionando a relaxação neste, o esforço de tração cai para zero. Os outros dois estais, C e D, são solicitados por valores de tração superiores à inicial até o final da análise.

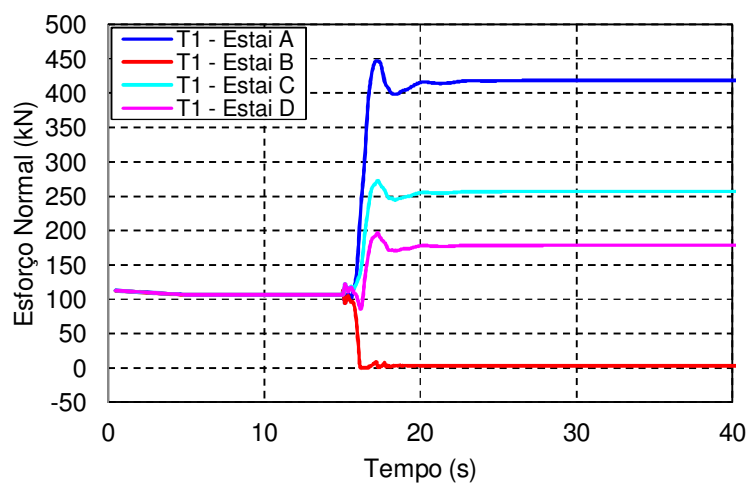


Figura 6.49: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração nos estais da Torre #1.

O esforço de tração no Estai A das quatro torres estão ilustrados na Figura 6.50. Após a ruptura do cabo, apenas o Estai A da Torre #1 é significativamente solicitado. Os picos de solicitação nos estais não ultrapassam o valor de solicitação obtido na análise estática e cessam com um valor também inferior. Nos estais A das torres #2, #3 e #4 as solicitações são significativamente menores e atingem a tração final de 164 kN, 130kN e 116 kN, respectivamente.

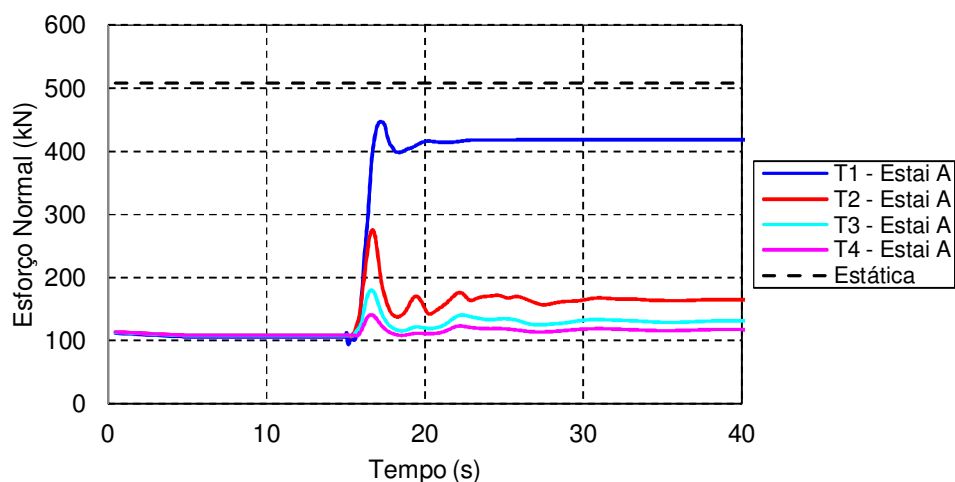


Figura 6.50: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração no Estai A das quatro torres.

Com o registro do deslocamento no topo da Torre #1 na Figura 6.51(a) é possível identificar o movimento de torção e o deslocamento longitudinal da torre. Observa-se que logo após a

ruptura do cabo, a extremidade da mísula que sustenta o cabo tem um deslocamento de 1,19 m e somente depois apresenta o deslocamento final de 1,08 m. Ainda na Figura 6.51 têm-se o valor dos deslocamentos nos nós #2, #3 e #12 no topo das quatro torres juntamente com o valor do deslocamento dos respectivos nós na análise estática.

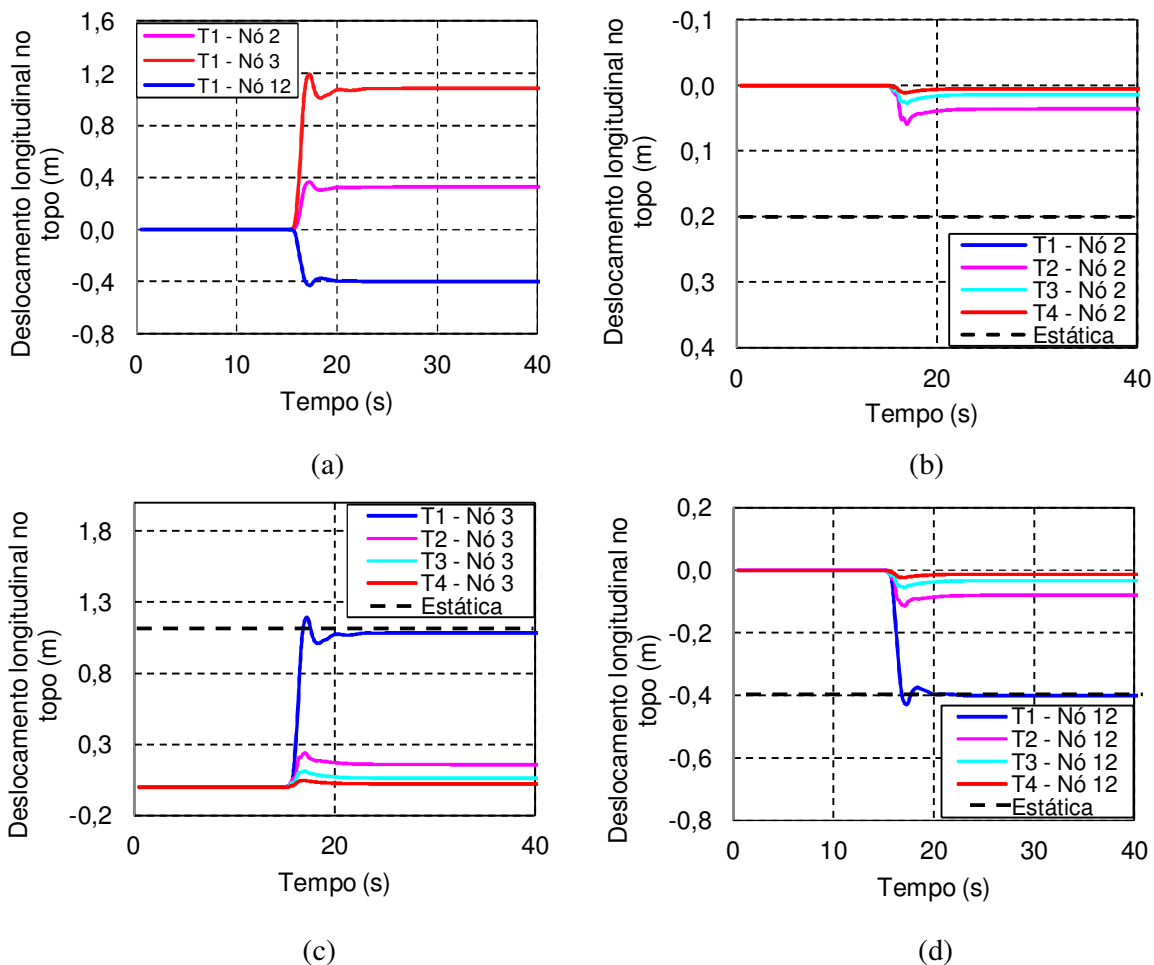


Figura 6.51: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos - (a) Deslocamento longitudinal no nós do topo da torre: (a) Torre #1; (b) Nó 2 – T1, T2, T3 e T4; (c) N 3 – T1, T2, T3 e T4; (d) Nó 12 – T1, T2, T3 e T4.

Como citado anteriormente, as barras montantes mais solicitadas são as mais próximas da mísula de fixação dos estais. Dessa forma, a Figura 6.52 (a) ilustra a solicitação da barra 337 posicionada nas quatro torres juntamente com o valor da solicitação na análise estática. A Figura 6.52 (b) ilustra a solicitação da barra 126, localizada na base das quatro torres, juntamente com o valor da solicitação na análise estática. Observa-se que o valor na Torre #1 da solicitação dinâmica de compressão final nas barras 337 e 126 são praticamente

coincidentes com o valor obtido com a análise estática. Essas mesmas barras posicionadas nas outras três torres apresentam solicitação abaixo do valor da resposta estática.

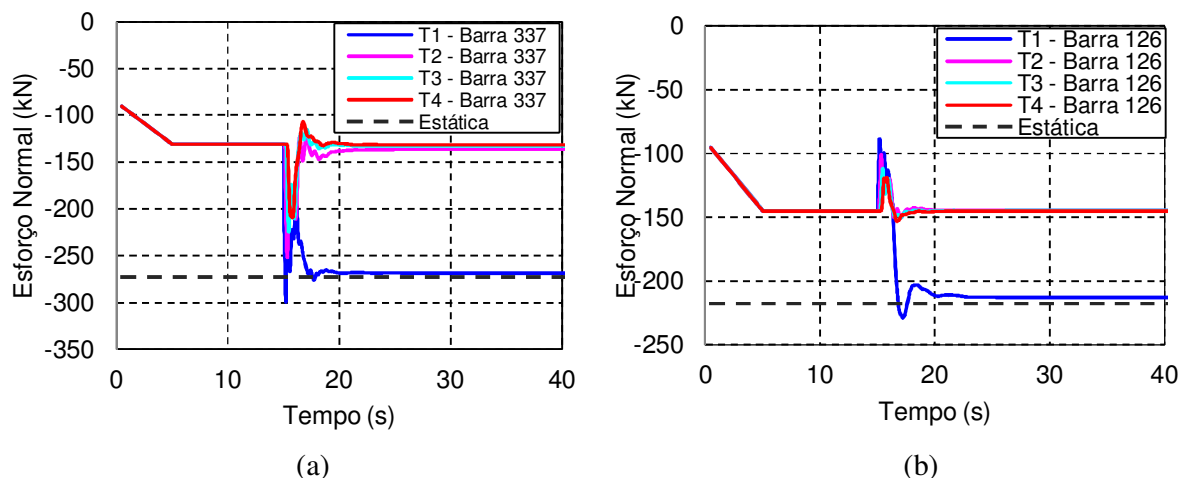


Figura 6.52: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes das quatro torres: (a) Barra 337; (b) Barra 126.

Nesta análise com as torres estaiadas, as únicas barras diagonais que apresentaram solicitação normal significativa foram as barras posicionadas acima da mísula de fixação dos estais. A Figura 6.53 ilustra a solicitação normal nas barras 43 e 39 posicionadas nas quatro torres e com os valores da solicitação obtida com a análise estática. As maiores solicitações nestas barras são nas que estão na Torre #1 que é adjacente ao ponto de ruptura. A intensidade da solicitação diminui com o distanciamento da barra do ponto de falha. Percebe-se que nesta barra também, na Torre #1, após o cessamento da carga, o valor da solicitação na análise dinâmica é praticamente coincidente com o valor obtido na análise estática.

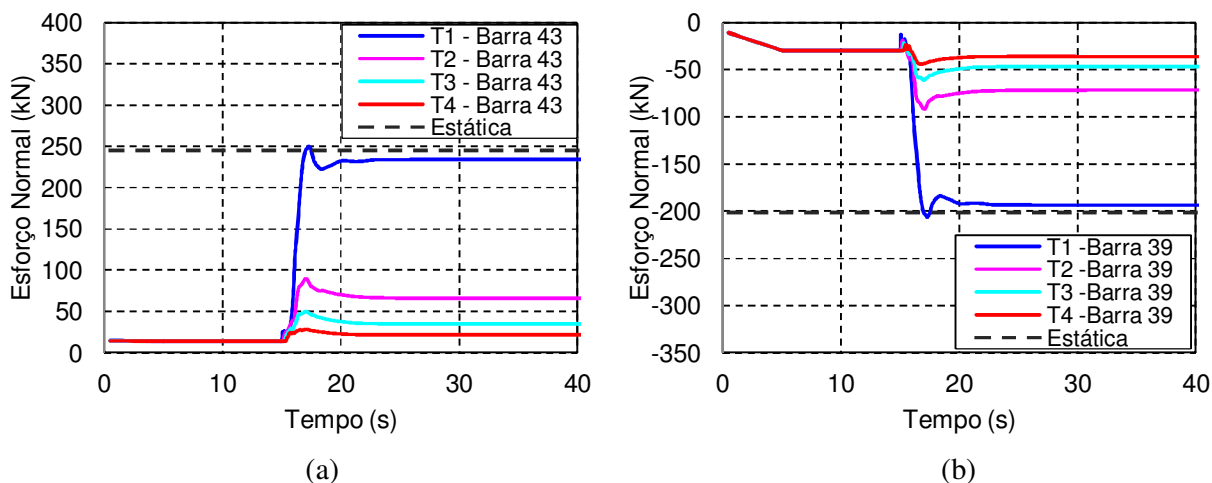


Figura 6.53: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras diagonais mais solicitadas das quatro torres: (a) Barra 43; (b) Barra 39.

Nas barras montantes abaixo da mísula de fixação dos estais há a predominância da solicitação de compressão. Contudo, nas barras montantes 118, acima desta mísula, a solicitação de tração também ocorre na Torre#1 e na Torre#2. A Figura 6.54 ilustra a solicitação nas barras montantes 116 e 118. A barra montante mais solicitada à tração é a barra 118 da Torre #1. Após o cessamento da oscilação da solicitação dinâmica nesta barra, o valor da análise dinâmica é praticamente coincidente com o valor da análise estática.

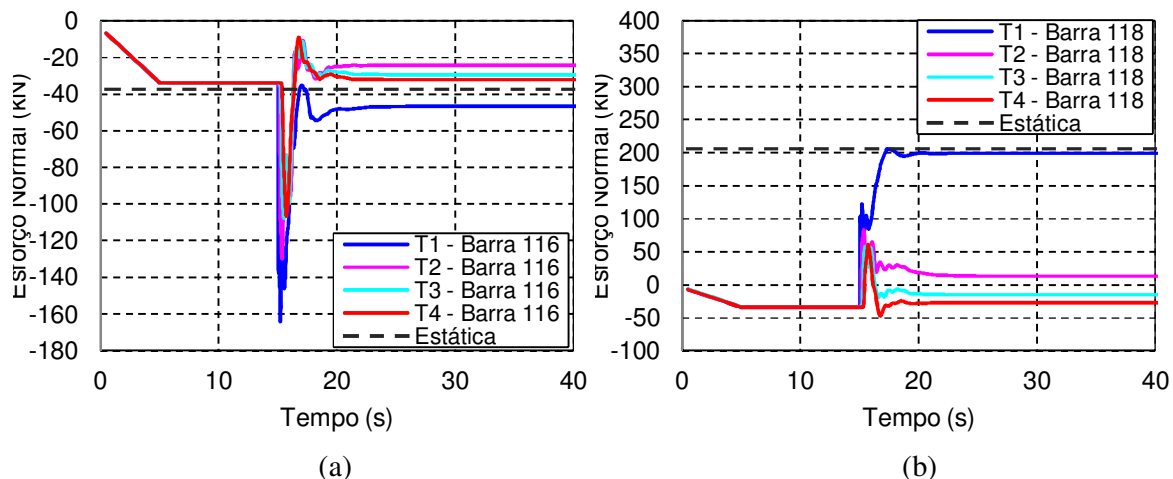


Figura 6.54: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras montantes superiores das quatro torres: (a) Barra 116; (b) Barra 118.

Contudo, as barras mais solicitadas da torre são as barras posicionadas na mísula de sustentação do condutor que rompe e na mísula de fixação dos estais. A Figura 6.55 ilustra o esforço normal nas barras localizadas na mísula de sustentação do cabo e a Figura 6.56 o esforço normal na barra 24 que é mais solicitada da mísula de fixação dos estais.

A tração no condutor no modelo com a torre estaiada tem a mesma característica do modelo com a torre autoportante. Na Figura 6.57 têm os resultados para o condutor no vão que rompe e nos seus outros quatro vãos que seguem. O condutor no segundo vão, após a ruptura têm um decréscimo da tração, mas não se aproxima de zero, e depois oscila até apresentar a tensão final de aproximadamente 74% da tensão EDS. Novamente os resultados estão de acordo com os resultados experimentais e numéricos de *Vincent et al. (2004)*, pois após a ruptura a deformação elástica no condutor que rompe é completamente restaurada e nesse momento a tração passa a ser praticamente zero. Conforme o condutor se distancia do ponto de ruptura, observa-se o aumento da tração no cabo.

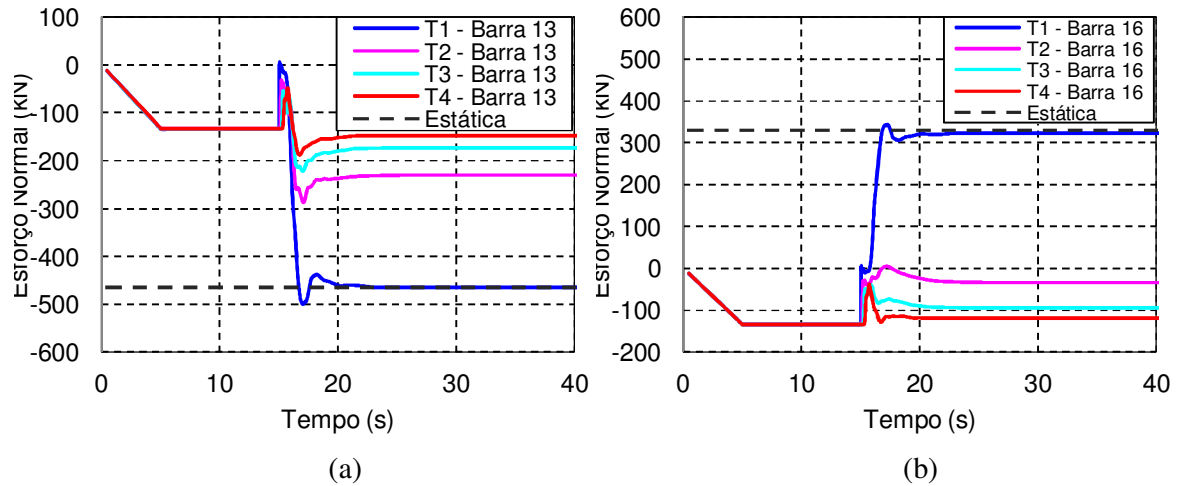


Figura 6.55: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal nas barras da mísula das quatro torres: (a) Barra 13; (b) Barra 16.

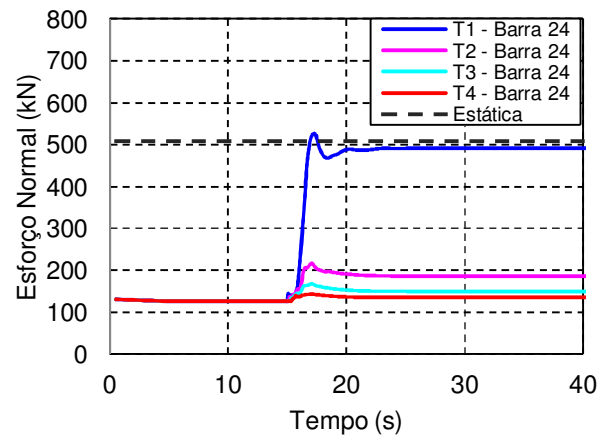


Figura 6.56: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Esforço normal na barra da mísula de fixação dos estais das quatro torres: Barra 24.

A Figura 6.57 abaixo ilustra os resultados para o condutor no vão que rompe e nos outros quatro vãos ao longo da LT que permanecem intactos.

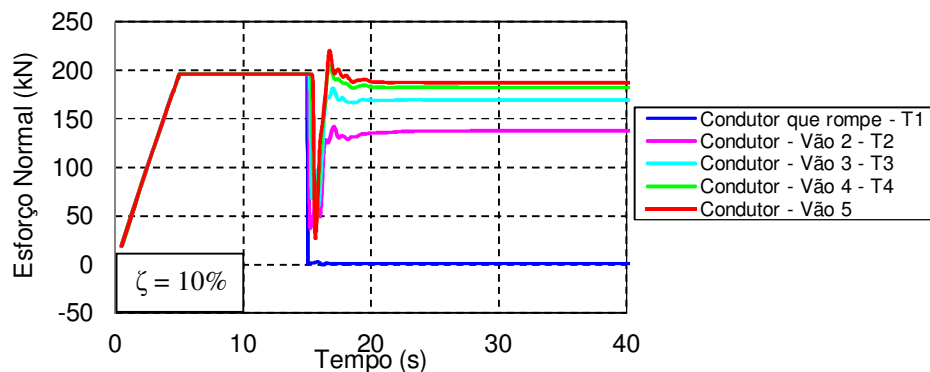


Figura 6.57: Estaiada - Análise dinâmica com quatro torres e cinco vãos – Tração no condutor ao longo dos cinco vãos.

### 6.3.3 Considerações sobre a Análise Dinâmica

Visando sintetizar todos os resultados da análise dinâmica foram desenvolvidas as tabelas apresentadas a seguir. A Tabela 6.8, Tabela 6.9, Tabela 6.10 e Tabela 6.11 apresentam os resultados da torre autoportante e a Tabela 6.12, Tabela 6.13 e Tabela 6.14 os resultados da torre estaiada. Nessas tabelas têm-se a primeira coluna com a identificação das barras, seguida pela repetição da coluna que descreve o resultado do esforço da barra na análise estática. As tabelas apresentam o valor do pico dinâmico e do esforço final de cada uma das barras, em cada um dos modelos numéricos submetidos aos dois tipos de análises dinâmicas desenvolvidas. Nessas tabelas também estão calculados os valores de amplificação dinâmica. O fator de amplificação dinâmica dos esforços é a relação entre o máximo esforço obtido numa determinada barra, em uma análise dinâmica, e o valor deste esforço, na mesma barra, em uma análise estática (*Kaminski et al., 2005*). Vale ressaltar que para o amortecimento de 10% considerado para determinados modelos o pico dos esforços fora bastante reduzido, ou até mesmo inferior ao esforço final da barra. Para estes casos, a amplificação dinâmica foi calculada com o valor de esforço final.

O que se observa nas tabelas seguintes, é que alguns picos dinâmicos ultrapassam os valores limites de capacidade de carga de uma determinada da barra. Apesar de superiores não cabe afirmar que a ruptura da barra ocorre, pois as propriedades inseridas para o cálculo da capacidade de carga são propriedades adquiridas em ensaios estáticos e para situação de carregamentos estáticos ou de longa duração.

A Tabela 6.8 indica que um cuidado especial para o dimensionamento deve ser dado à barra 12 da mísula. Como observado anteriormente, as amplificações são maiores nas barras das mísulas e montantes.



Tabela 6.8: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 1 Torre – Análise dinâmica simplificada.

<b>TORRE AUTOPORTANTE</b>					
1 Torre					
Barras	Análise Estática	Análise Dinâmica Simplificada ( $\zeta = 5\%$ )			
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica	
Montantes e Mísulas	Barra 15	394,24	1359,15	346,89	3,45
	Barra 280	367,18	1351,11	333,61	3,68
	Barra 148	260,68	820,09	234,56	3,15
	Barra 164	259,35	987,74	231,11	3,81
	Barra 206	255,04	1132,16	226,15	4,44
	Barra 12	114,62	1151,78	144,74	10,05
	Barra 204	-362,57	-1337,06	-333,39	3,69
	Barra 162	-297,83	-1181,39	-325,85	3,97
	Barra 146	-340,56	-914,21	-314,64	2,68
	Barra 274	-287,40	-974,14	-269,30	3,39
	Barra 14	-449,43	-1293,06	-495,46	2,88
Diagonais	Barra 37	202,84	567,60	182,52	2,80
	Barra 62	134,38	367,28	119,92	2,73
	Barra 97	131,71	416,20	118,42	3,16
	Barra 94	44,39	179,74	39,55	4,05
	Barra 123	-51,46	-259,66	-54,47	5,05
	Barra 21	-189,03	-578,39	-170,28	3,06
	Barra 77	-72,07	-199,50	-64,40	2,77

Nos resultados da Tabela 6.9 tem-se uma diminuição da ampliação da solicitação na modelagem de apenas 1 torre e dois vãos, com 10% de amortecimento. Tal amortecimento para esse modelo numérico, proporciona uma grande dissipação de energia da estrutura no momento da ruptura do condutor.

Tabela 6.9: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 1 Torre e 2 vãos – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito.

<b>TORRE AUTOPORTANTE</b>					
1 Torre e 2 Vãos					
Barras	Análise Estática	Análise Dinâmica			
		Birth and Death ( $\zeta = 10\%$ )			
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica	
Montantes e Mísulas	Barra 15	394,24	287,60	293,23	0,74
	Barra 280	367,18	104,83	305,44	0,83
	Barra 148	260,68	79,50	214,20	0,82
	Barra 164	259,35	39,80	214,20	0,83
	Barra 206	255,04	40,33	214,20	0,84
	Barra 12	114,62	126,60	148,89	1,30
	Barra 204	-362,57	-318,66	-299,95	0,88
	Barra 162	-297,83	-310,07	-293,01	1,04
	Barra 146	-340,56	-308,52	-283,45	0,91
	Barra 274	-287,40	-173,10	-126,07	0,60
Diagonais	Barra 14	-449,43	-492,74	-446,87	1,10
	Barra 37	202,84	175,35	159,57	0,86
	Barra 62	134,38	97,85	103,62	0,77
	Barra 97	131,71	97,36	103,37	0,78
	Barra 94	44,39	39,19	33,72	0,88
	Barra 123	-51,46	-46,55	-47,88	0,93
	Barra 21	-189,03	-156,98	-148,70	0,83
Barra 77	-72,07	-62,44	-55,87	0,87	

Na Tabela 6.10 e Tabela 6.11 percebe-se a direta relação entre os picos dinâmicos e a razão de amortecimento considerada nos modelos numéricos. Diretamente temos uma redução nos picos dinâmicos quanto maior o amortecimento. Também, pode-se verificar uma redução significativa na amplificação dinâmica com mais vãos são modelados. Isto demonstra o acoplamento entre os vãos e considera a contribuição de massa e rigidez dos vãos adjacente a dissipação de energia.

Tabela 6.10: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 4 Torres e 5 vãos ( $\zeta = 5\%$ ) – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito.

<b>TORRE AUTOPORTANTE</b>					
4 Torres e 5 Vãos					
Barras	Análise Estática	Análise Dinâmica			
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica	
		Birth and Death ( $\zeta = 5\%$ )			
Montantes e Mísula	Barra 15	394,24	633,54	346,26	1,61
	Barra 280	367,18	495,37	328,82	1,35
	Barra 148	260,68	396,78	233,48	1,52
	Barra 164	259,35	402,54	232,12	1,55
	Barra 206	255,04	395,67	232,05	1,55
	Barra 12	114,62	273,62	149,03	2,39
	Barra 204	-362,57	-544,00	-332	1,50
	Barra 162	-297,83	-521,00	-325	1,75
	Barra 146	-340,56	-468,00	-312	1,37
	Barra 274	-287,40	-190,80	-129	0,66
	Barra 14	-449,43	-868,12	-499,3	1,93
	Barra 37	202,84	306,99	182,5	1,51
	Barra 62	134,38	204,60	118,98	1,52
	Diagonais	Barra 97	131,71	202,36	118,32
Barra 94		44,39	55,27	39,52	1,25
Barra 123		-51,46	77,98	46,35	1,52
Barra 21		-189,03	-108,65	-169,93	0,90
Barra 77		-72,07	-295,87	-64,75	4,11

Tabela 6.11: Amplificação dinâmica nas barras da torre autoportante – 4 Torres e 5 vãos ( $\zeta = 10\%$ ) – Análise dinâmica com desligamento de elemento finito.

<b>TORRE AUTOPORTANTE</b>						
4 Torres e 5 Vãos						
Barras	Análise Estática	Análise Dinâmica				
		Birth and Death ( $\zeta = 10\%$ )				
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica		
Montantes e Mísula	Barra 15	394,24	493,8	346,266	1,25	
	Barra 280	367,18	402,99	329,62	1,10	
	Barra 148	260,68	286,68	256,44	1,10	
	Barra 164	259,35	288,70	256,21	1,11	
	Barra 206	255,04	282,12	255,45	1,11	
	Barra 12	114,62	273,62	149,025	2,39	
	Barra 204	-362,57	-422,00	-332,00	1,16	
	Barra 162	-297,83	-416,23	-324,48	1,40	
	Barra 146	-340,56	-380,90	-312,00	1,12	
	Barra 274	-287,40	-164,80	-129,00	0,57	
	Barra 14	-449,43	-721,13	-499,31	1,60	
	Diagonais	Barra 37	202,84	252,38	182,33	1,24
		Barra 62	134,38	173,20	119,12	1,29
Barra 97		131,71	153,01	118,92	1,16	
Barra 94		44,39	56,70	39,62	1,28	
Barra 123		-51,46	-61,11	-54,36	1,19	
Barra 21		-189,03	-225,47	-169,79	1,19	
Barra 77	-72,07	-70,92	-64,5	0,98		

Tabela 6.12: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 1 Torre – Análise dinâmica simplificada.

<b>TORRE ESTAIADA</b>					
1 Torre					
Barras	Análise Estática	Análise Dinâmica Simplificada ( $\zeta = 5\%$ )			
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica	
Montantes e Mísula	Barra 24	508,61	575,89	461,53	1,13
	Barra 118	205,78	194,94	165,16	0,95
	Barra 11	130,32	229,74	127,54	1,76
	Barra 13	-464,54	-461,77	-425,38	0,99
	Barra 337	-272,79	-301,01	-259,11	1,10
	Barra 425	-256,7	-286,62	-245,23	1,12
	Barra 473	-245,51	-278,37	-233,13	1,13
	Barra 124	-232,88	-273,70	-218,46	1,18
	Barra 528	-230,43	-266,68	-216,48	1,16
	Barra 126	-217,48	-262,77	-202,33	1,21
	Barra 534	-198,57	-247,75	-183,22	1,25
	Barra 475	-178,4	-241,66	-161,81	1,35
	Barra 383	-167,01	-248,49	-147,68	1,49
	Barra 427	-163,72	-237,79	-146,01	1,45
	Barra 116	-37,217	-146,49	-66,60	3,94
	Barra 16	330,15	455,44	301,13	1,38
	Diagonais	Barra 314	0,6	2,95	0,12
Barra 136		2,03	9,57	2,09	4,71
Barra 209		1,7	7,46	1,88	4,39
Barra 223		-0,18	-2,49	-0,24	13,84
Barra 43		244,6	252,96	221,27	1,03
Barra 39		-201,47	-207,30	-183,90	1,03
Barra 292		-1,23	-2,42	-1,00	1,97
Barra 151		0,2	2,30	0,15	11,49
Barra 78		2,04	7,87	1,85	3,86
Barra 60		0,47	2,67	0,61	5,67
Barra 248		1,93	5,02	2,00	2,60

Tabela 6.13: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 1 Torre e 2 vãos –  
Análise dinâmica com desligamento de elemento finito.

<b>TORRE ESTAIADA</b>					
1 Torre e 2 Vãos					
Análise Dinâmica					
Barras	Análise Estática	Birth and Death ( $\zeta = 10\%$ )			
		Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica	
Montantes e Mísula	Barra 24	508,61	438,00	438,00	0,86
	Barra 118	205,78	182,36	180,63	0,89
	Barra 11	130,32	144,00	144,00	1,10
	Barra 13	-464,54	-418,00	-418,00	0,90
	Barra 337	-272,79	-289,00	-255,00	1,06
	Barra 425	-256,7	-285,00	-242,00	1,11
	Barra 473	-245,51	-267,00	-229,00	1,09
	Barra 124	-232,88	-168,00	-211,00	0,91
	Barra 528	-230,43	-201,00	-210,00	0,91
	Barra 126	-217,48	-62,00	-195,00	0,90
	Barra 534	-198,57	-58,60	-176,00	0,89
	Barra 475	-178,4	-18,00	-154,00	0,86
	Barra 383	-167,01	49,70	-136,00	-0,81
	Barra 427	-163,72	35,60	-138,00	-0,84
	Barra 116	-37,217	-64,72	-52,26	1,74
	Barra 16	330,15	276,00	276,00	0,84
	Diagonais	Barra 314	0,6	0,40	-0,22
Barra 136		2,03	9,54	2,13	4,70
Barra 209		1,7	6,81	1,99	4,01
Barra 223		-0,18	0,6	-0,21	3,33
Barra 43		244,6	208	208	0,85
Barra 39		-201,47	-176	-174	0,87
Barra 292		-1,23	2,77	-0,8	2,25
Barra 151		0,2	1,1	0,5	5,50
Barra 78		2,04	0,77	1,75	0,86
Barra 60		0,47	8,36	0,71	17,79
Barra 248	1,93	8,48	2,10	4,39	

Tabela 6.14: Amplificação dinâmica nas barras da torre estaiada – 4 Torres e 5 vãos –  
Análise dinâmica com desligamento de elemento finito.

<b>TORRE ESTAIADA</b>					
4 Torres e 5 Vãos					
Análise Dinâmica					
	Barras	Análise Estática	Birth and Death ( $\zeta = 10\%$ )		
			Pico Dinâmico	Esforço Final	Amplificação Dinâmica
Montantes e Mísula	Barra 24	508,61	526,30	508,89	1,03
	Barra 118	205,78	206,10	205,80	1,00
	Barra 11	130,32	250,32	146,211	1,92
	Barra 13	-464,54	-498,47	-464,17	1,07
	Barra 337	-272,79	-287,08	-268,79	1,05
	Barra 425	-256,7	-285,65	-254,93	1,11
	Barra 473	-245,51	-266,67	-243,14	1,09
	Barra 124	-232,88	-162,50	-226,17	0,97
	Barra 528	-230,43	-200,07	-227,23	0,99
	Barra 126	-217,48	-88,90	-213,08	0,98
	Barra 534	-198,57	-40,50	-193,9	0,98
	Barra 475	-178,4	28,22	-172,98	0,97
	Barra 383	-167,01	87,16	-156,65	-0,94
	Barra 427	-163,72	75,77	157,62	0,96
	Barra 116	-37,217	-67,77	-46,6	1,82
	Diagonais	Barra 16	330,15	342,07	322,43
Barra 314		0,6	0,12	0,07	0,20
Barra 136		2,03	9,78	2,05	4,82
Barra 209		1,7	4,1	1,83	2,41
Barra 223		-0,18	0,4	-0,2	2,22
Barra 43		244,6	249,7	234,09	1,02
Barra 39		-201,47	-202	-201,5	1,00
Barra 292		-1,23	3,9	-1,1	3,17
Barra 151		0,2	0,32	0,26	1,60
Barra 78		2,04	2,8	2,02	1,37
Barra 60	0,47	8,38	0,55	17,83	
Barra 248	1,93	8,5	2,03	4,40	

## 7 CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Este capítulo apresenta as considerações finais sobre a realização deste trabalho, as conclusões obtidas e as sugestões para a continuidade da investigação sobre o assunto.

### 7.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi desenvolvida uma análise dinâmica de torres autoportantes e estaiadas quando submetidas ao carregamento proveniente da ruptura de cabos. O objetivo principal foi tentar compreender o comportamento estrutural a esse tipo de carregamento, através da simulação numérica do problema em um software comercial, e obter e analisar as respostas das torres a esse tipo de solicitação.

A motivação principal para a realização desta pesquisa partiu dos trabalhos associados ao tema anteriormente desenvolvidos no Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade (LDEC) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e por ser um assunto de investigação atual à nível mundial e de ampla discussão nos grupos de trabalho do CIGRÉ.

Utilizando as palavras de *Blessmann apud Esquillan (1988)* os resultados e hipóteses obtidos neste trabalho visam contribuir para as conclusões práticas dos engenheiros projetistas de torres de LT, além de também visar contribuir para a atualização da norma de projeto de torres de LT. Deve-se ter em conta que ao se projetar tais estruturas estas devem apresentar uma margem de segurança suficiente e mais econômica através de um melhor conhecimento das solicitações que elas suportarão no decorrer de sua vida. Essas solicitações podem ser calculadas de maneira simplificada, contudo é importante distinguir quais estruturas podem ser dimensionadas por ações dinâmicas que podem ser transformadas sem perigo em ações estáticas e quais necessitam de um estudo mais aprofundado de seu comportamento.

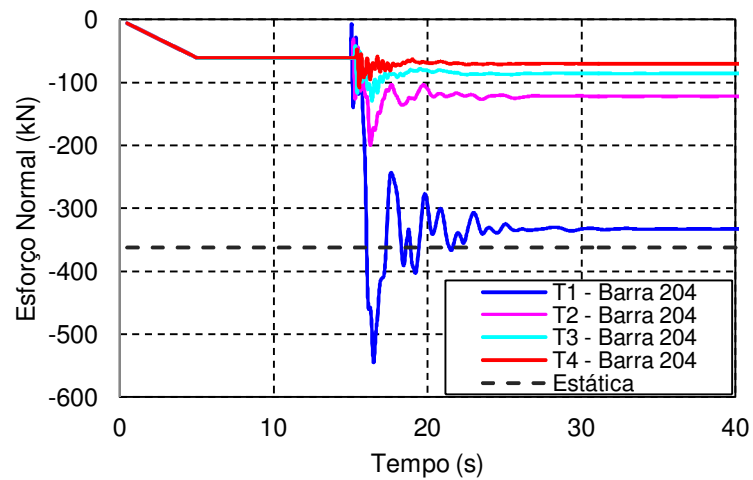
Dentre as torres analisadas, a torre estaiada é a mais carente de estudos disponíveis para o seu dimensionamento à solicitação proveniente da ruptura de cabos, visando possibilitar rigidez longitudinal segura à LT.



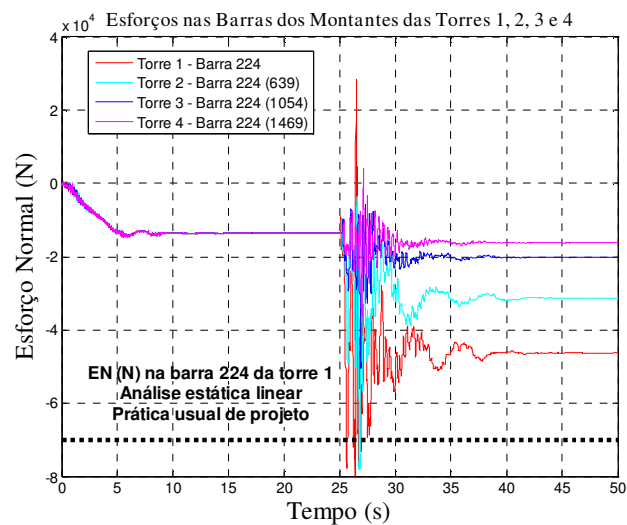
Quanto à análise estática não linear geométrica, esta foi desenvolvida segundo a prática de projeto e seus resultados foram imprescindíveis para a comparação com as respostas das análises dinâmicas. A análise estática possibilitou a compreensão inicial do comportamento das torres à solicitação proveniente da ruptura do cabo condutor e a verificação e validação da modelagem das estruturas realizada através de elementos finitos no software comercial utilizado.

A análise dinâmica, da resposta dos dois tipos de torres submetidas à ruptura de um cabo, foi realizada nos modelos constituídos por apenas uma torre e dois vãos de cabos adjacentes, e por modelos representativos de um trecho retilíneo de LT constituído por quatro torres e cinco vãos de cabos. Os resultados possibilitaram a identificação das principais diferenças da solicitação nas torres, o efeito do amortecimento estrutural e o efeito da transmissão da solicitação ao longo da linha.

Nos resultados das solicitações das barras das torres ao longo da linha, mais especificamente nos resultados das solicitações dinâmicas comparadas com os da solicitação estática, cabe realizar uma importante consideração. A resposta estática geralmente apresenta um valor de solicitação próximo aos valores obtidos na resposta da análise dinâmica após cessar a oscilação do sistema. A questão levantada para esse tipo de resposta é referente ao efeito dos cabos que permanecem intactos no modelo numérico, após a ruptura. Acredita-se que nos modelos com quatro torres e cinco vãos, os cabos intactos oferecem uma rigidez longitudinal adicional ao sistema quando comparados com os modelos da análise estática (visto que o modelo da análise estática apresenta apenas a torre com uma carga horizontal concentrada na cadeia de isoladores). Entretanto, as respostas estáticas não apresentaram valores significativamente superiores, ou consideravelmente mais favoráveis à segurança, com relação à resposta dinâmica para esses tipos de torres. Estes resultados demonstram mais um parâmetro de incerteza na determinação das respostas a esse tipo de solicitação. Incerteza essa diretamente associada ao tipo de torre utilizada na LT. Para ilustrar melhor essa consideração, a Figura 7.1 ilustra a resposta estática e dinâmica de uma barra montante da torre autoportante do presente trabalho e do trabalho de Menezes et al (2007).



(a)



(b)

Figura 7.1: Comparativo da resposta estática e dinâmica: Barra montante de torre autoportante – (a) presente trabalho; (b) Menezes (2007).

Na leitura dos resultados acima, é importante considerar algumas diferenças existentes entre os modelos numéricos, dentre as quais: a configuração geométrica das torres, a diferença de altura, o comprimento dos cabos, o comprimento dos vãos, o valor da flecha da catenária dos cabos, o comprimento da cadeia de isoladores e o amortecimento estrutural considerado em cada um dos modelos.

## 7.2 CONCLUSÕES

O software ANSYS utilizado mostrou-se adequado para a simulação do problema de ruptura de cabos em trechos de LTs. A solução aproximada do problema dinâmico foi alcançada para os tipos de torres analisadas com a utilização da biblioteca de elementos finitos, com o método Newmark e o amortecimento de Rayleigh, disponíveis no software.

A consideração apenas da não linearidade geométrica da estrutura foi suficiente para atingir a solução numérica aproximada da solução experimental disponível na literatura para as torres autoportantes. A solução numérica obtida para as torres estaiadas não foi comparada com resultados experimentais ou com outros trabalhos numéricos, devido à indisponibilidade na literatura de trabalhos experimentais com esse tipo de torre.

A razão de amortecimento estrutural considerado nos modelos interferiu principalmente na intensidade do pico dinâmico. Para dois modelos diferenciados apenas pela razão de amortecimento, o esforço final nos elementos destes foi de intensidade coincidente.

Devido ao grande número de elementos nos modelos mais completos, com quatro torres e cinco vãos (autoportante: 2884 elementos; estaiada: 3701 elementos), e ao passo de integração da equação de movimento ser com  $\Delta t = 7,5 \times 10^{-6}$ , o tempo de processamento para a análise dinâmica com o desligamento de um elemento finito foi bastante demorado.

A metodologia de criação dos modelos numéricos mostrou-se adequada, principalmente no que tange à investigação de problemas de não convergência nos modelos, quando estes ocorriam. Em suma, a modelagem consistiu em inicialmente modelar separadamente as torres e os vãos de cabos, realizar análises preliminares nestes, para somente depois partir para os modelos mais completos da LT, com as propriedades estruturais consideradas e com a simulação do desligamento do elemento finito de cabo.

Quando analisadas as figuras que ilustram as solicitações dinâmicas de uma determinada barra juntamente com a resposta da análise estática, percebe-se que o valor da carga dinâmica após o cessamento da oscilação apresenta valores muito próximos e em algumas barras até mesmo coincidentes com o valor obtido na análise estática. Essa resposta indica que aplicar uma carga longitudinal na torre com o valor equivalente a 70% da tração EDS do condutor é uma boa prática de projeto para o dimensionamento dessas torres.

Nas respostas dos modelos com quatro torres e cinco vãos, tem-se que a torre adjacente ao ponto de falha é a mais solicitada. Para os dois tipos de estruturas, as torres posicionadas após os vãos intactos são solicitadas por carregamento consideravelmente inferior ao da primeira torre. A solicitação estática equivalente com a consideração de 70% da tração EDS é válida para a torre adjacente ao ponto de ruptura.

Para as torres autoportantes, as barras montantes a partir do início do painel tronco piramidal até a base da torre devem ser dimensionadas de maneira a suportar a solicitação proveniente da ruptura do condutor. Para as torres estaiadas, abaixo da mísula de fixação dos estais os montantes são poucos solicitados se comparados com a solicitação dos estais, visto que estes são os elementos estruturais que mais absorvem a solicitação transmitida pela ruptura. Nas respostas dos estais nos modelos numéricos, observa-se que considerar os 70% da tração EDS como carregamento longitudinal na torre causa um esforço estático superior à carga dinâmica residual nos elementos da torre. Ainda quanto à torre estaiada, para garantir sua estabilidade global as barras da mísula de fixação dos estais devem ser dimensionadas para suportarem a solicitação dinâmica. Em suma, a utilização de 70% da tração EDS abrangeria todas as solicitações dinâmicas residuais nas barras e quanto a esta solicitação, proporcionaria a estabilidade global das torres.

Uma medida de projeto que pode ser adotada com o intuito de se evitar o fenômeno cascata é dimensionar a torre de maneira que esta não atinja o colapso total com a ruptura de um cabo. Ao se fazer analogia com os equipamentos que podem ser instalados nas torres, amenizadores do efeito cascata, a mísula que sustenta os cabos pode ser dimensionada para suportar uma solicitação longitudinal igual e/ou inferior à 70% da tração EDS. Dessa maneira, com o rompimento de um cabo, apenas aconteceria um colapso local na estrutura que adicionalmente levaria a uma redução na tração no cabo adjacente e a minimização da transmissão dos esforços para as outras torres.

Ao se considerar a possibilidade de uma falha na mísula quando atingido um valor de solicitação superior a 70% da tração EDS, deve-se analisar se outras solicitações provenientes da ação de cargas construtivas e da ação do vento nos condutores, por exemplo, não desencadeariam a falha na mísula.

É preferível aplicar um carregamento longitudinal nas torres equivalente a 70% da tração em EDS do cabo, ao invés de se aplicar nas torres o valor da tração que ocorre nos condutores com o rompimento do cabo, pois quando comparada a tração no cabo condutor no vão mais distante do ponto de ruptura, para o trecho de LT analisado, a tração no condutor aumenta nos vãos mais distantes. Contudo, a força atuante nas barras e estais das torres diminuem de intensidade conforme a torre se distancia do ponto de ruptura.

Comparando as solicitações das barras obtidas na análise dinâmica simplificada e na análise dinâmica com o desligamento de um elemento finito de cabo, percebe-se a equivalência dos valores de esforço normal após o cessamento da oscilação. Contudo, quanto ao pico dinâmico, a consideração de 100% da tração EDS na análise dinâmica simplificada não representa adequadamente tal solicitação para as duas torres. Na torre autoportante os valores dos picos na análise dinâmica simplificada chegam a atingir o dobro do valor da solicitação no pico obtido na análise com o desligamento do elemento de cabo. Como consequência, o fator de amplificação dinâmica para a análise dinâmica simplificada chega a atingir o valor máximo de 3,84 para a barra da mísula (Barra 12). Na torre estaiada, entretanto, os picos dinâmicos apresentam valores geralmente inferiores na análise dinâmica simplificada. Apenas algumas barras, as montantes, por exemplo, apresentam valores semelhantes aos da análise dinâmica com o desligamento de um elemento finito.

As barras montantes mais solicitadas na torre autoportante são as posicionadas na base da torre e na torre estaiada, apesar dos estais absorverem parte considerável do carregamento, as barras da base também apresentam solicitações significativas e maiores que as iniciais. As barras diagonais mais solicitadas na autoportante são as barras posicionadas no topo da estrutura e na estaiada as posicionadas acima da mísula de fixação dos estais.

Na análise estática os valores de deslocamento se distinguiram bastante dos valores na análise dinâmica. Para a torre autoportante a configuração deformada se apresentou de maneira exagerada na análise estática, visto que não há a consideração real da contribuição de rigidez dos cabos ao deslocamento, e para as duas torres a configuração deformada apresentou valores de deslocamento inferiores aos obtidos na análise dinâmica. Nas torres estaiadas os valores de deslocamento no pico dinâmico foram 2,32 vezes maiores que o valor estático.

É importante observar que os resultados são válidos para os dois tipos de torres escolhidas. Deve-se ter em conta as simplificações consideradas nos modelos e que tais respostas numéricas partem de uma solução numérica aproximada. Esse é um tema com diversas variáveis ainda a serem investigadas. É de suma importância que novos estudos sejam realizados com outros tipos de torres, modelos cada vez mais próximos ao modelo real e ensaios experimentais sejam realizados para a validação dos modelos numéricos.

### 7.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho pode ser complementado com a inserção de parâmetros já investigados por outros autores e por outros resultados que ainda estão por vir de pesquisas ainda em andamento sobre o tema de modelagem numérica de LTs, como por exemplo:

- Analisar a resposta das estruturas em modelos numéricos considerando a não linearidade física dos materiais;
- Avaliar a resposta das torres nos modelos desenvolvidos considerando a interação solo-estrutura. De forma simplificada essa avaliação pode ser realizada através da modelagem numérica das fundações com as rigidezes de cada camada de solo considerada através de elementos de mola;
- O amortecimento é um parâmetro importante a ser avaliado neste tipo de análise. Portanto, uma avaliação criteriosa desse parâmetro é importante para compreender de que forma a resposta da estrutura é alterada;
- Avaliar numericamente e através de ensaios experimentais a resposta das fundações aos picos dinâmicos de carregamento;

Com o desenvolvimento deste trabalho propõem-se os seguintes itens para investigação:

- Tornar os modelos mais realistas com a consideração da parcela real de rigidez à flexão existente nos cabos e das ligações entre os elementos estruturais;
- Realizar ensaios experimentais em torres estaiadas com o intuito de serem comparadas as respostas experimentais e numéricas. Dessa forma, os modelos numéricos desenvolvidos poderiam ser validados e aferidos;
- Apesar da baixa probabilidade de ocorrência, podem-se investigar os casos de ruptura simultânea de cabos;

- Realizar a integração da equação de movimento ao longo do tempo com a utilização de um método explícito. Tal procedimento pode ser realizado nos próprios modelos desenvolvidos utilizando a licença do ANSYS/LS-DYNA.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A.B. WOOD, R.I. FAIR AND F.J. LIPROT. **Transmission-line design: the ultimate load concept applied to the Java 500kV transmission lines.** Power Engineering Journal, 63-70 (1988).

ALECSANDRO BROIO OLIVEIRA. **Plano de atendimento a emergências com queda de torres em linhas de transmissão: medidas corretivas e preventivas.** Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica. Rio de Janeiro. 14 a 17 de Outubro de 2007. GLT 09

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

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). 2000. ASCE Standard 10-97, **Design of Latticed Steel Transmission Structures.** Manuals and Reports on Engineering Practice, American Society of Civil Engineers, New York, NY.

**Ata da Reunião Plenária realizada em 24 de Outubro de 2005.** Ministério de Minas e Energia. Comitê de Monitoramento do Setor Elétrico.

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

BLESSMANN, J. **Acidentes Causados pelo Vento.** Ed. Universidade / UFRGS, 4º ed., Porto Alegre, 2001.

BLESSMANN, J. **Intervalo de Tempo para Cálculo da Velocidade Básica do Vento.** 3.ed. ampl. Porto Alegre: Ed. Universidade/UFRGS; MEC/SESu/PROEDI, 1988. 53p.:il. Série engenharia estrutural/3, p. 17

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

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

M. CLARK, D. J. RICHARDS, D. CLUTTERBUCK. **Measured dynamic Performance of Electricity Transmission Towers Following Controlled Broken-Wire Events.** B2 – 313. CIGRE, 2006.

CLOUGH, R.W. E PENZIEN, J. (2003). **Dynamics of Structures.** McGraw-Hill, New York, USA, 634 páginas.

COOK, R.D. - **Concepts and Applications of Finite Elements Analysis,** 3ª ed., John Wiley&Sons, 1987.



EURELECTRIC (Union of the Electric Industry – A.I.S.B.L.). 2006. **Impacts of Severe Storms on Electric Grids**. Task Force on Power Outages. Report Ref.: 2006-181-0001, pág. 53.

FERREIRA, V. G.; LIMA, G. A. B. **Solução numérica de equações diferenciais parciais**. Universidade Federal da Paraíba, 2010 (explicação da série de Taylor)

FILIFE GUERRA SOARES, Paulo Ricardo Ralo Liberato Da Silva, Reynaldo Castriota De Mello, Sírio José Ferreira, Luiz Eduardo Marcílio. **Acidentes na LT 138kV C.S PCH Paraíso / Chapadão do Sul: Evidencia de atuação de vento de alta intensidade**. Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica (SNPTEE). 14 a 17 de Outubro de 2007 - Rio de Janeiro.

FOLHA DE SÃO PAULO - **Vento derruba nove torres de transmissão na divisa entre SP e MS**. 17/10/2010.

G. MCCLURE , M. LAPOINTE. **Modeling the structural dynamic response of overhead transmission lines**. Computers and Structures 81 (2003) 825–834.

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

H. J. MIGLIORE AND R. L. WEBSTER. **Current methods for analyzing dynamic cable response 1979 to the present**. Shock Vibr. Digest 14, 19-24 (1982).

INTERNATIONAL STANDARD IEC 60826. **Design criteria of overhead transmission lines**. 3rd Ed. 2003-10.

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, December 1974.

KAMINSKI JR. J. **Incertezas de Modelo na Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão**. Tese de doutorado, PPGEC, UFRGS, 2007.

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 – Paraná. 16 a 21 de Outubro de 2005.

KELLEN DE SOUZA SINGH. **Análise estática de torres metálicas treliçadas autoportantes para linhas de transmissão**. Dissertação (2009). UNB

LABEGALINI ET AL. **Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão**. São Paulo: Editora Blucher, 1992.

LAPOINTE M. **Dynamic analysis of a power line subjected to longitudinal loads**, ME thesis, McGill University, Montréal, Canada, 2002.

LEANDRO INÁCIO RIPPEL. **Estudo em túnel de vento do arrasto aerodinâmico sobre torres treliçadas de linhas de transmissão**. Dissertação (2005). UFRGS

M/Mourão – Projeto CELT. Informe Tecnológico nº24 – “**Na busca de melhores soluções de engenharia**”.

MCDONALD AND PEYROT. **Sag-tension calculations valid for any line geometry.** J. Struct. Eng. 1990.116:2374-2386. Pág 2374 – 2387.

MENEZES, R. C. R, KAMINSKI Jr., MIGUEL, L. F. F., Gerson Moacyr Sisniegas Alva. **Análise Dinâmica da Ruptura de Cabos num Tramo de LT.** XII Encontro Regional Ibero-americano do CIGRÉ. Foz do Iguaçu – PR. 20 a 24 de Maio de 2007.

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

NBR 5422/1985 – **Projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica.** ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1985.

OLIVEIRA, M.I.R, SILVA, J.G.S, VELLASCO, P.C.G, ANDRADE, S.A.L, LIMA, L.R.O. 2007. **Structural Analysis of Guyed Steel Telecommunication Towers for Radio Antennas.** Journal of the Brazilian Society of Mechanical Science & Engineering, April-June 2007, Vol. XXIX, No. 2 / 195.

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

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

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

VINCENT, P., HUET, C., CHARBONNEAU, M., GUILBAULT, P., LAPOINTE, M., AND MCCLURE, G. 2004. **Testing and numerical simulation of overhead transmission lines dynamics under component failure conditions.** 40th General Session of CIGRÉ, Paris, France, 29 August- 3 Sept., Paper No. B2-308, 8p.

## APÊNDICE A – PERFIS ESTRUTURAIS DAS TORRES

Neste apêndice estão apresentados os dados dos perfis estruturais dos dois tipos de torres analisadas, assim como a localização de cada um desses perfis na estrutura.

Em cada uma das barras das torres foi considerada as propriedades da seção transversal segundo os dados do projeto estrutural disponível. Apesar de cada uma das barras ser constituída por perfis do tipo cantoneira de abas iguais, no modelo numérico todas as barras foram consideradas com uma seção transversal circular com área equivalente à do perfil estrutural. As propriedades de inércia, constante de torção e centróide são calculados automaticamente pelo software, sendo necessário apenas informar o raio da seção circular.

### A.1 – PERFIS ESTRUTURAIS DA TORRE AUTOPORTANTE

Os perfis estruturais utilizados na torre autoportante estão listados na Tabela A.1, com as suas denominações comerciais e com suas respectivas propriedades no modelo numérico. Na Tabela A.1, o primeiro perfil identificado como perfil fictício, é uma barra com o valor de área significativamente pequena, necessário apenas para conectar determinados pontos no modelo numérico suscetíveis à instabilidade numérica.

Tabela A.1 - Perfis estruturais utilizados na torre autoportante e propriedades no modelo numérico.

Nº Perfil	Tipo de Perfil	Aba (cm)	Espessura (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Inércia ( $I_{yy} = I_{zz}$ ) (cm <sup>4</sup> )
1	FICTICIO	0.254	2.54	0.06	0.0003
2	L50X50X3.0	5	0.3	2.96	0.7301
3	L65X65X4.0	6.5	0.4	5.13	2.1931
4	L75X75X5.0	7.5	0.5	7.36	4.5141
5	L75X75X6.0	7.5	0.6	8.75	6.3802
6	L75X75X7.0	7.5	0.7	10.1	8.5008
7	L90X90X6.0	9	0.6	10.6	9.3633
8	L90X90X7.0	9	0.7	12.2	12.4033
9	L100X100X8.0	10	0.8	15.5	20.0208
10	L127X127X9.5	12.7	0.953	23.29	45.2020
11	L127X127X12.7	12.7	1.27	30.65	78.2852
12	L152X152X9.5	15.24	0.953	28.13	65.9414
13	L152X152X12.7	15.24	1.27	37.1	114.7008

continuação da Tabela A.1

14	2L50X50X3.0	5	0.3	5.92	2.9205
15	2L100X100X12.0	10	1.2	45.4	171.7633

A distribuição desses perfis na torre segue a necessidade de cada elemento estrutural em resistir determinados esforços ao longo da estrutura. Portanto, a Figura A.1, Figura A.2, Figura A.23 e Figura A.4, juntamente com a Tabela A.2, Tabela A.3, Tabela A.4 e Tabela A.5 que seguem apresentam a localização desses perfis na torre autoportante.

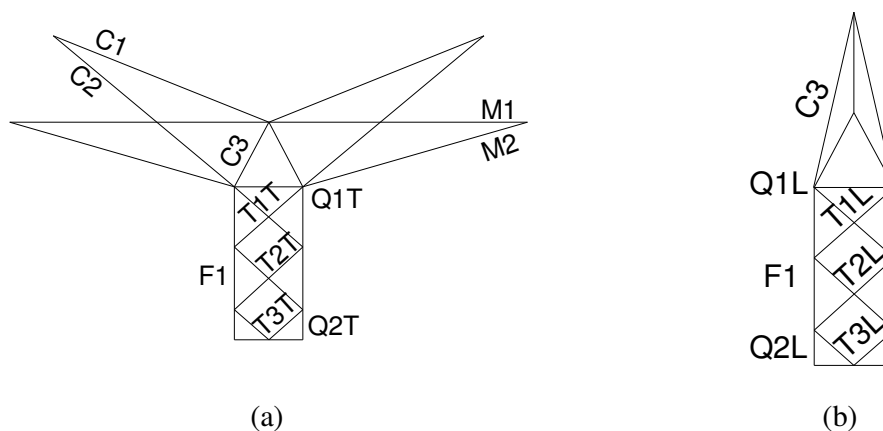


Figura A.1: Detalhe da localização dos perfis estruturais do topo da torre autoportante – (a) vista frontal; (b) vista lateral.

Os tipos de perfis e a localização destes no topo da torre estão listados na Tabela A.2 abaixo.

Tabela A.2 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais na cabeça da torre autoportante.

ID Perfil	Localização	Tipo de Perfil
C1	PARA-RAIOS	2L50X50X3.0
C2	PARA-RAIOS	L75X75X7.0
C3	PARA-RAIOS	L127X127X12.7
F1	MONTANTE	L100X100X8.0
M1	MISULA	2L100X100X12.0
M2	MISULA	L127X127X12.7
Q1T	QUADRO	L127X127X9.5
Q1L	QUADRO	L100X100X8.0
Q2T	QUADRO	L75X75X6.0
Q2L	QUADRO	L75X75X5.0
T1T	DIAGONAL	L90X90X6.0
T2T	DIAGONAL	L90X90X7.0

continuação da Tabela A.2

T3T	DIAGONAL	L75X75X7.0
T1L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T2L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T3L	DIAGONAL	L90X90X6.0

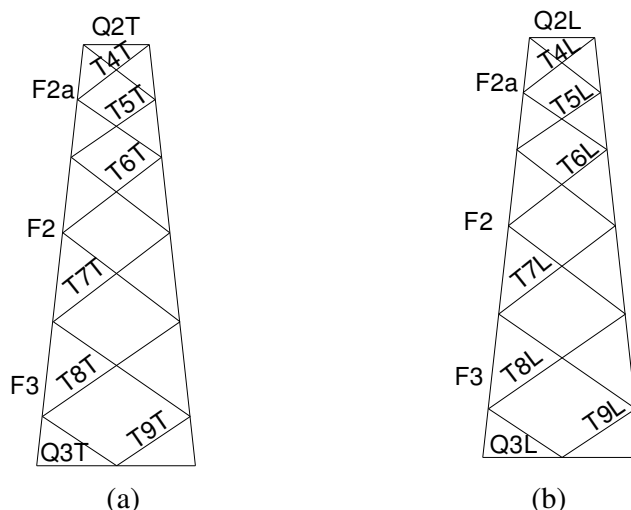


Figura A.2: Detalhe da localização dos perfis estruturais no primeiro trecho tronco-piramidal da torre autoportante – (a) vista frontal; (b) vista lateral.

Os tipos de perfis e a localização destes no primeiro trecho tronco-piramidal da torre estão listados na Tabela A.3 abaixo.

Tabela A.3 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais no primeiro trecho tronco-piramidal da torre autoportante.

ID Perfil	Localização	Tipo de Perfil
Q2T	QUADRO	L75X75X6.0
Q3T	QUADRO	L65X65X4.0
Q2L	QUADRO	L75X75X5.0
Q3L	QUADRO	L65X65X4.0
F2a	MONTANTE	L152X152X9.5
F2	MONTANTE	L152X152X9.5
F3	MONTANTE	L152X152X12.7
T4T	DIAGONAL	L75X75X7.0
T5T	DIAGONAL	L75X75X7.0
T6T	DIAGONAL	L90X90X6.0
T7T	DIAGONAL	L90X90X6.0
T8T	DIAGONAL	L90X90X6.0

continuação da Tabela A.3

T9T	DIAGONAL	L90X90X6.0
T4L	DIAGONAL	L75X75X7.0
T5L	DIAGONAL	L75X75X7.0
T6L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T7L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T8L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T9L	DIAGONAL	L90X90X6.0

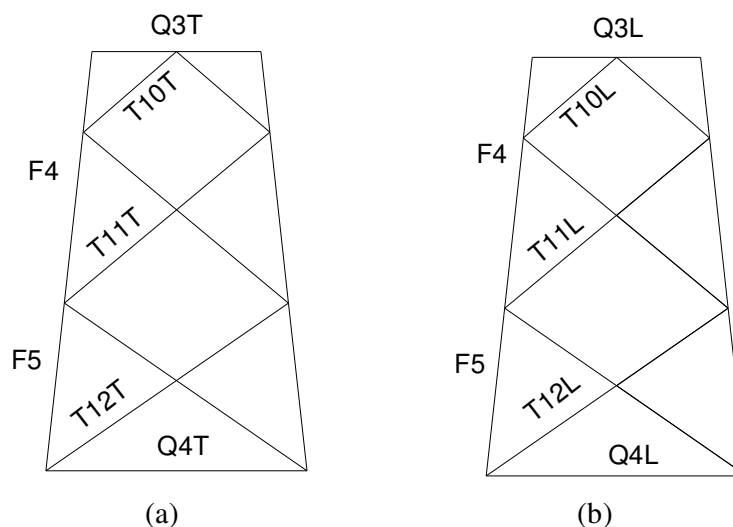


Figura A.3: Detalhe da localização dos perfis estruturais no segundo trecho tronco-piramidal da torre autoportante – (a) vista frontal; (b) vista lateral.

Os tipos de perfis e a localização destes no primeiro trecho tronco-piramidal da torre estão listados na Tabela A.4 abaixo.

Tabela A.4 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais no segundo trecho tronco-piramidal da torre autoportante.

ID Perfil	Localização	Tipo de Perfil
Q3T	QUADRO	L65X65X4.0
Q4T	QUADRO	L75X75X5.0
Q3L	QUADRO	L65X65X4.0
Q4L	QUADRO	L75X75X5.0
F4	MONTANTE	L152X152X12.7
F5	MONTANTE	L152X152X12.7
T10T	DIAGONAL	L75X75X7.0
T11T	DIAGONAL	L90X90X6.0
T12T	DIAGONAL	L90X90X6.0

continuação da Tabela A.4

T10L	DIAGONAL	L75X75X7.0
T11L	DIAGONAL	L90X90X6.0
T12L	DIAGONAL	L90X90X6.0

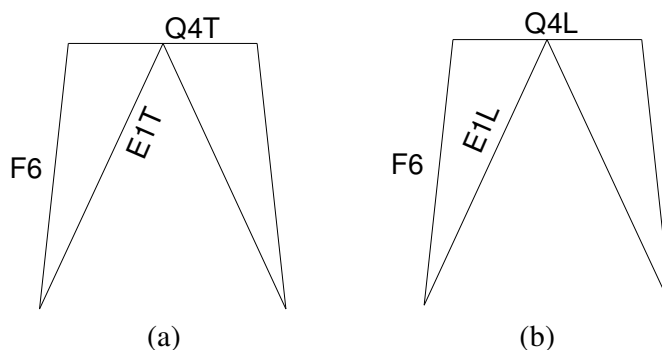


Figura A.4: Detalhe da localização dos perfis estruturais na base da torre autoportante – (a) vista frontal; (b) vista lateral.

Os tipos de perfis e a localização destes no primeiro trecho tronco-piramidal da torre estão listados na Tabela A.5 abaixo.

Tabela A.5 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais na base da torre autoportante.

ID Perfil	Localização	Tipo de Perfil
Q4T	QUADRO	L75X75X5.0
Q4L	QUADRO	L75X75X5.0
F6	MONTANTE	L152X152X12.7
E1T	DIAGONAL	L90X90X6.0
E1L	DIAGONAL	L90X90X6.0

## A.2 – PERFIS ESTRUTURAIS DA TORRE ESTAIADA

Os perfis estruturais utilizados na torre estaiada estão listados na Tabela A.6, com as suas denominações comerciais e com suas respectivas propriedades no modelo numérico.

Tabela A.6 - Perfis estruturais utilizados na torre estaiada e propriedades no modelo numérico.

Nº Perfil	Tipo de Perfil	Aba (cm)	Espessura (cm)	Área (cm <sup>2</sup> )	Inércia ( $I_{yy} = I_{zz}$ ) (cm <sup>4</sup> )
1	L40X40X3	4	0.3	2.35	0.460208333
2	L45X45X3	4.5	0.3	2.66	0.589633333
3	L50X50X3	5	0.3	2.96	0.730133333
4	L75X75X5	7.5	0.5	7.36	4.514133333
5	L75X75X6	7.5	0.6	8.75	6.380208333
6	L90X90X6	9	0.6	10.6	9.363333333
7	L90X90X7	9	0.7	12.2	12.403333333
8	L100X100X7	10	0.7	13.7	15.640833333
9	L100X100X8	10	0.8	15.5	20.020833333
10	L100X100X10	10	1	19.2	30.72
11	L100X100X12	10	1.2	22.7	42.940833333
12	L127X127X95	12.7	0.9525	23.2903	45.20317284
13	L127X127X127	12.7	1.27	30.6451	78.2601795
14	2L50X50X3	5	0.3	5.92	2.920533333
15	2L75X75X6	7.5	0.6	17.5	25.520833333
16	2L100X100X10	10	1	38.4	122.88

Para simplificar a identificação dos perfis estruturais na estrutura, a Figura A.5 ilustra a divisão da torre em painéis. Na Figura A.6, Figura A.7, Figura A.8 e Figura A.9, juntamente com a Tabela A.7 e Tabela A.8 que seguem apresentam a localização dos perfis estruturais na torre estaiada em cada um desses painéis.



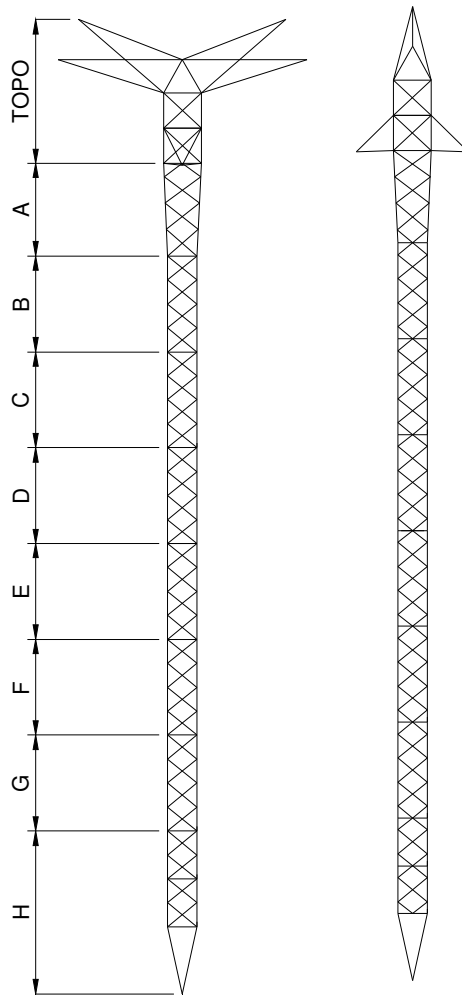


Figura A.5: Divisão dos painéis na torre estaiada.

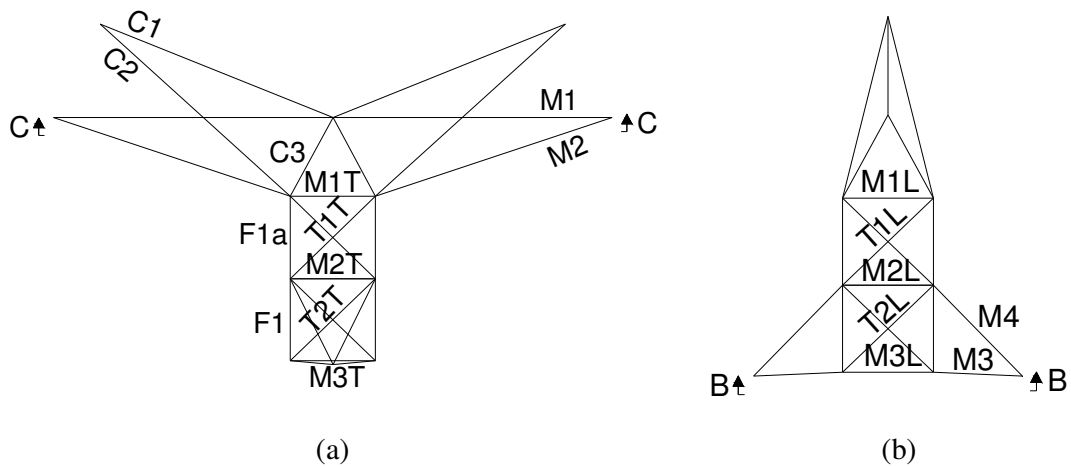


Figura A.6: Detalhe da localização dos perfis estruturais do topo da torre estaiada – (a) vista frontal; (b) vista lateral.

Os tipos de perfis e a localização destes no topo da torre estão listados na Tabela A.7 abaixo.

Tabela A.7 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais na cabeça da torre estaiada.

ID Perfil	Localização	Tipo de Perfil
C1	PARA-RAIOS	2L50X50X3.0
C2	PARA-RAIOS	L75X75X5.0
C3	PARA-RAIOS	L100X100X10.0
M1	MISULA	2L100X100X10.0
M2	MISULA	L127X127X12.7
M3	MISULA	L100X100X8.0
M4	MISULA	2L75X75X6.0
M1Q	MISULA	L75X75X5.0
M3Q	MISULA	L50X50X3.0
M1T	MISULA	L100X100X10.0
M2T	MISULA	L90X90X6.0
M3T	MISULA	L75X75X5.0
M1L	MISULA	L100X100X7.0
M2L	MISULA	L90X90X6.0
M3L	MISULA	L100X100X10.0
F1	MONTANTE	L100X100X10.0
F1a	MONTANTE	L100X100X10.0
F2	MONTANTE	L127X127X9.5
T1T	TRONCO	L90X90X7.0
T2T	TRONCO	L75X75X5.0
T1L	TRONCO	L75X75X6.0
T2L	TRONCO	L75X75X6.0

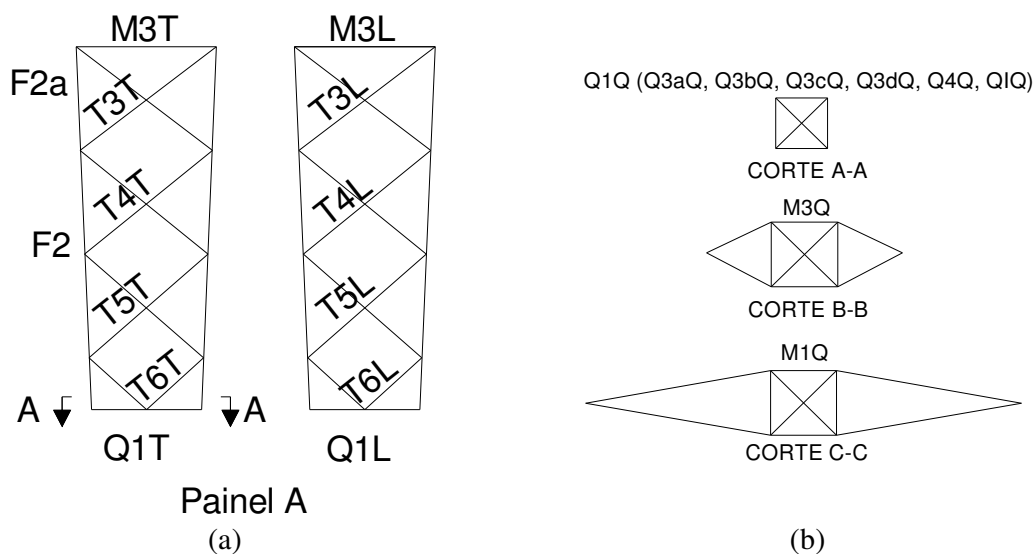


Figura A.7: Detalhe da localização dos perfis estruturais na torre estaiada – (a) Painel A; (b) no corte A-A (Painel A), corte B-B (Topo) e corte C-C (Topo).

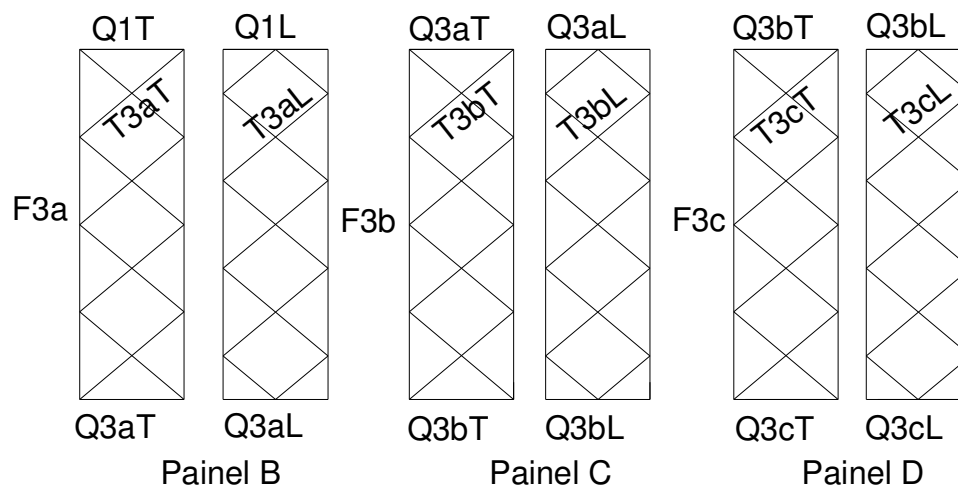


Figura A.8: Detalhe da localização dos perfis estruturais na torre estaiada – Painel B, Painel C e Painel D.

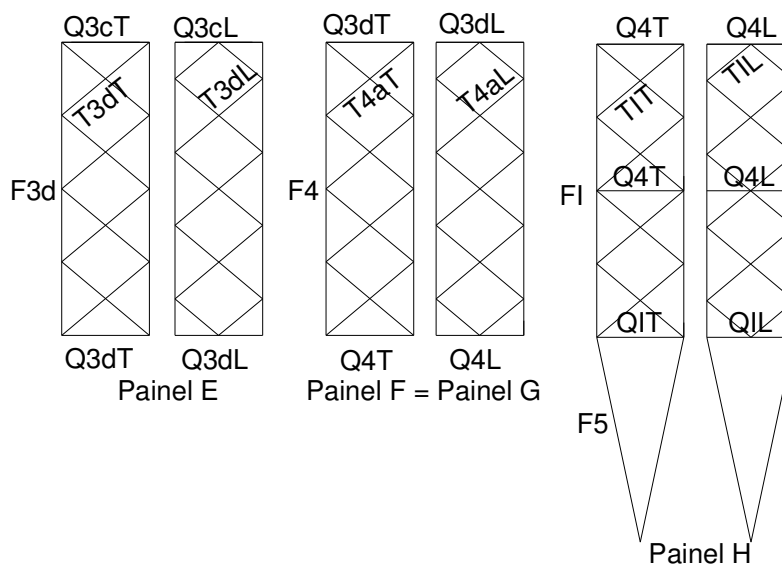


Figura A.9: Detalhe da localização dos perfis estruturais na torre estaiada – Painel E, Painel F, Painel G e Painel H.

Os tipos de perfis e a localização destes no topo da torre estão listados na Tabela A.8 a seguir.

Tabela A.8 – ID dos perfis, localização e tipos de perfis estruturais nos painéis da torre estaiada.

<b>ID Perfil</b>	<b>Localização</b>	<b>Tipo de Perfil</b>
M3T	MISULA	L75X75X5.0
M3L	MISULA	L100X100X10.0
T3T	TRONCO	L45X45X3.0
T4T	TRONCO	L45X45X3.0
T5T	TRONCO	L45X45X3.0
T6T	TRONCO	L50X50X3.0
T3L	TRONCO	L50X50X3.0
T4L	TRONCO	L50X50X3.0
T5L	TRONCO	L50X50X3.0
T6L	TRONCO	L50X50X3.0
Q1T	TRONCO	L50X50X3.0
Q1L	TRONCO	L45X45X3.0
Q3aT	QUADRO	L50X50X3.0
Q3aL	QUADRO	L45X45X3.0
Q3bT	QUADRO	L50X50X3.0
Q3bL	QUADRO	L45X45X3.0
Q3cT	QUADRO	L50X50X3.0
Q3cL	QUADRO	L45X45X3.0
Q3dT	QUADRO	L50X50X3.0
Q3dL	QUADRO	L45X45X3.0
Q4T	QUADRO	L50X50X3.0
Q4L	QUADRO	L45X45X3.0
QIT	QUADRO	L50X50X3.0
QIL	QUADRO	L45X45X3.0
Q1Q	TRONCO	L45X45X3.0
Q3aQ	QUADRO	L40X40X3.0
Q3bQ	QUADRO	L40X40X3.0
Q3cQ	QUADRO	L40X40X3.0
Q3dQ	QUADRO	L40X40X3.0
Q4Q	QUADRO	L40X40X3.0
QIQ	QUADRO	L40X40X3.0
T3aT	TRELIÇA	L45X45X3.0
T3aL	TRELIÇA	L40X40X3.0
T3bT	TRELIÇA	L45X45X3.0
T3bL	TRELIÇA	L40X40X3.0
T4aT	TRELIÇA	L45X45X3.0
T4aL	TRELIÇA	L40X40X3.0
T3cT	TRELIÇA	L45X45X3.0

## continuação da Tabela A.8

---

T3cL	TRELIÇA	L40X40X3.0
T3dT	TRELIÇA	L45X45X3.0
T3dL	MONTANTE	L40X40X3.0
F3a	MONTANTE	L100X100X12.0
F3b	MONTANTE	L100X100X12.0
F3c	MONTANTE	L100X100X10.0
F3d	MONTANTE	L100X100X10.0
F4	EXTENSOR	L100X100X10.0
F1	MONTANTE	L100X100X7.0
F5	PONTALETE	L90X90X7.0

---