

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
ÁREA DE CONSTRUÇÃO CIVIL**

**ANÁLISE DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE
LINHAS DE TRANSMISSÃO CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Alisson Simonetti Milani

Santa Maria, RS, Brasil

2012

**ANÁLISE DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE
LINHAS DE TRANSMISSÃO CONSIDERANDO A
INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

Alisson Simonetti Milani

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria, como requisito para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. João Kaminski Junior
Co-orientador: Prof. Dr. José Mário Doleys Soares

Santa Maria, RS, Brasil

2012

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

Simontetti Milani, Alisson

ANÁLISE DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA / Alisson Simontetti Milani.-2012.

190 p. ; 30cm

Orientador: João Kaminski Junior

Coorientador: José Mário Doleys Soares

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2012

1. Torres de linhas de transmissão 2. Interação solo-estrutura 3. Análise dinâmica 4. Ruptura de cabo I.

Kaminski Junior, João II. Doleys Soares, José Mário III. Título.

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

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

**ANÁLISE DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE
TRANSMISSÃO CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-
ESTRUTURA**

elaborado por
Alisson Simonetti Milani

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

COMISSÃO EXAMINADORA:

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

José Mario Doleys Soares, Dr. (UFSM)
(Co-orientador)

Gerson Moacyr Sisnegas Alva, Dr. (UFSM)

Leandro Fleck Fadel Miguel, Dr. (UFSC)

Santa Maria, 05 de março de 2012.

RESUMO

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

ANÁLISE DE TORRES DE LT CONSIDERANDO A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

AUTOR: ALISSON SIMONETTI MILANI

ORIENTADOR: JOÃO KAMINSKI JUNIOR

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 05 de março de 2012.

O modelo mecânico usualmente adotado no projeto de torres metálicas treliçadas é bastante simples, utilizando elementos de treliça e/ou pórtico espacial, e resolvido através de uma análise estática e linear ou não linear geométrica. Nas hipóteses de carga de ruptura de um cabo condutor ou um cabo pára-raios o carregamento é considerado através de uma ‘carga estática equivalente’, e as fundações geralmente são modeladas com apoios indesejáveis. Neste trabalho é avaliada a resposta de duas torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão (LT) submetidas à hipótese de carga de ruptura de um cabo condutor, considerando a influência da flexibilidade da fundação no modelo e do tipo de análise, isto é, com uma análise dinâmica no domínio do tempo e uma análise estática com as “cargas estáticas equivalentes” usualmente adotadas na prática de projeto. Na análise dinâmica, o modelo deve contemplar todos os elementos de uma LT, ou seja, as torres, os cabos condutores, os cabos pára-raios e as cadeias de isoladores, a fim de se avaliar a influência das condições de contorno nos resultados. Por fim, os resultados da análise dinâmica das torres, em termos de deslocamentos no topo e esforços máximos em algumas barras, devem ser comparados com os resultados da análise estática, para que possam ser elaboradas sugestões nos procedimentos de projeto deste tipo de estrutura.

Palavras-chaves: Torres de linhas de transmissão. Interação solo-estrutura. Análise dinâmica. Ruptura de cabo.

ABSTRACT

Master's Thesis
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Federal University of Santa Maria

THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN TRANSMISSION LINES LATTICED STEEL TOWERS ANALYSES

AUTHOR: ALISSON SIMONETTI MILANI

ADVISOR: JOÃO KAMINSKI JUNIOR

City and Date: Santa Maria, 05 de março de 2012.

The mechanical model usually adopted in the design of transmission lines (TL) latticed steel towers is very simple, using spatial truss and frame elements, and solved by a linear static or non-linear geometric analysis. In the event of rupture of a conductor cable or a shield wire the loading is considered through 'static equivalent loads', and foundations are usually modeled how undeformable supports. This work evaluated the response of two TL latticed steel towers subjected to the cable rupture, considering the influence of foundation flexibility in the model and type of analysis, *i. e.*, with a dynamic analysis in time domain and a static analysis with the 'static equivalent loads', usually adopted in design practice. In dynamic analysis, direct explicit numerical integration of the equations of motion in the time domain was adopted, using the central finite differences scheme, and the model included all components of a TL: the towers, the conductor cables, the shield wires, the insulator strings and the foundation elements, in order to evaluate the influence of boundary conditions on the results. Finally, the results of dynamic analysis of towers, in terms of displacements at the top, support reactions and maximum loads in some selected bars are compared with the results of static analysis.

Keywords: Transmission line towers. Soil-structure interaction. Dynamic analysis. Cable rupture.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Colapso de torres de LT sobre o rio Paraná em outubro de 2010.....	11
Figura 2.1 – Estruturas de torres autoportantes (DANZIGER,2010)	17
Figura 2.2 – Estruturas de torres estaiadas (DANZIGER, 2010).....	18
Figura 2.3 – Principais elementos das linhas de transmissão (LABEGALINI et al., 2005)	20
Figura 2.4 – Fundação do tipo grelha. (CIGRE, 2002)	22
Figura 2.5 – Fundação do tipo bloco	23
Figura 2.6 – Fundação do tipo tubulão.....	25
Figura 2.7 – Fundação do tipo sapata.....	26
Figura 2.8 – Fundação do tipo estaca.....	27
Figura 3.1 – Modelo de Winkler (Velloso e Lopes, 2004).....	32
Figura 3.2 – Fator de Influência I_w para sapatas rígidas e flexíveis.....	40
Figura 3.3 - Variáveis para cálculo do recalque sob uma fundação retangular.....	42
Figura 3.4 – Solo estratificado - modelo de STEINBRENNER.....	43
Figura 3.5 – Fundação sapata tipo “ <i>undercut foundations</i> ”	48
Figura 3.6 – Falha em solos nativos (CIGRE, 2008)	49
Figura 3.7 – Falha em solos de reaterro (CIGRE, 2008).....	49
Figura 3.8 – Deslocamentos típicos das sapatas à tração. (BUCKEY, 1994)	52
Figura 3.9 – Dimensões das fundações utilizadas no estudo	53
Figura 3.10 – Carga de tração x deslocamento vertical da fundação utilizada.....	56
Figura 3.11– Porcentagem da capacidade à tração x deslocamento vertical da fundação utilizada	57
Figura 4.1 – Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes.....	66
Figura 4.2 – Posições do cabo condutor IBIS ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica, para $L = 500$ m e $B = 0$	71
Figura 4.3 – Posições do cabo para-raios EHS 3/8”, na condição inicial e teórica, para $L = 500$ m e $B = 0$	71
Figura 4.4 – Posições do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica, para $L = 400$ m e $B = 0$	72
Figura 4.5 – Posições do cabo para-raios EHS 3/8”, na condição inicial e teórica, para $L = 400$ m e $B = 0$	72
Figura 5.1 – Torre SY – Isométrica e vistas frontal e lateral.....	75
Figura 5.2 – Torre SS – Isométrica e vistas frontal e lateral.....	76
Figura 5.3 – Torres SS e SY, cargas equivalentes (modelo 2.....	82
Figura 5.4 – Exemplo de um trecho de LT com três torres SY e quatro vãos	86
Figura 5.5 – LT com torre SS: Elemento de cabo selecionado para romper.....	87
Figura 5.6 – LT com torre SY: Elemento de cabo selecionado para romper.....	88
Figura 6.1 – Torre SS isolada - Deslocamentos em X no topo - Força em X.....	94
Figura 6.2 – Torre SS isolada - Deslocamentos em Z no topo - Força em Z	98
Figura 6.3 – Torre SY isolada - Deslocamentos em X no topo - Força em X.....	101
Figura 6.4 – Torre SY isolada - Deslocamentos em Z no topo - Força em Z	103
Figura 6.5 – Barras de montantes e diagonais selecionadas para a torre SS.....	106
Figura 6.6 – Barras de montantes e diagonais selecionadas para a torre SY.....	107
Figura A.1 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 91, 92, 93 e 94 da Torre SS para a ruptura de cabo	126
Figura A.2 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 83, 84, 85 e 86 da Torre SS para a ruptura de cabo	127

Figura A.3 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 75, 76, 77 e 78 da Torre SS para a ruptura de cabo.....	128
Figura A.4 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 23, 24, 25 e 26 da Torre SS para a ruptura de cabo.....	129
Figura A.5 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 27, 28, 29 e 30 da Torre SS para a ruptura de cabo.....	130
Figura A.6 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 55, 56, 57 e 58 da Torre SS para a ruptura de cabo.....	131
Figura A.7 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 59, 60, 61 e 62 da Torre SS para a ruptura de cabo.....	132
Figura A.8 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 343, 344, 345 e 346 da Torre SS para a ruptura de cabo	133
Figura A.9 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 223, 224, 225 e 226 da Torre SS para a ruptura de cabo	137
Figura A.10 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 167, 168, 169 e 170 da Torre SS para a ruptura de cabo	138
Figura A.11 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 159, 160, 161 e 162 da Torre SS para a ruptura de cabo	139
Figura A.12 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 215, 216, 217 e 218 da Torre SS para a ruptura de cabo	140
Figura A.13 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 151, 152, 153 e 154 da Torre SS para a ruptura de cabo	141
Figura A.14 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 207, 208, 209 e 210 da Torre SS para a ruptura de cabo	142
Figura A.15 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 175, 176, 177 e 178 da Torre SS para a ruptura de cabo.	143
Figura A.16 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 99, 100, 101 e 102 da Torre SS para a ruptura de cabo	144
Figura A.17 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 191, 192, 193 e 194 da Torre SS para a ruptura de cabo	145
Figura A.18 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 131, 132, 133 e 134 da Torre SS para a ruptura de cabo	146
Figura A.19 – Reações horizontais (kN) na direção X nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo	150
Figura A.20 – Reações verticais (kN) na direção X nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo.....	151
Figura A.21 – Reações horizontais (kN) na direção Z nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo.	152
Figura A.22 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós do centro da Torre SS para a ruptura de cabo.....	155
Figura A.23 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós dos braços para-raios da Torre SS para a ruptura de cabo.....	156
Figura B.1 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 91, 92, 93 e 94 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	159
Figura B.2 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 95, 96, 97 e 98 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	160
Figura B.3 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 131, 132, 133 e 134 da Torre SY para a ruptura de cabo	161
Figura B.4 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 135, 136, 137 e 138 da Torre SY para a ruptura de cabo	162

Figura B.5 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 155, 156, 157 e 158 da Torre SY para a ruptura de cabo.	163
Figura B.6 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 195, 196, 197 e 198 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	164
Figura B.7 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 211, 212, 213 e 214 da Torre SY para a ruptura de cabo.	165
Figura B.8 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 223, 224, 225 e 226 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	166
Figura B.9 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 228, 236, 244 e 252 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	170
Figura B.10 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 263, 291, 264 e 292 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	171
Figura B.11 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 233, 241, 249 e 257 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	172
Figura B.12 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 279, 280, 307 e 308 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	173
Figura B.13 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 316, 325, 340 e 349 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	174
Figura B.14 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 365, 373, 389 e 397 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	175
Figura B.15 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 321, 330, 345 e 354 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	176
Figura B.16 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 370, 378, 394 e 402 da Torre SY para a ruptura de cabo.	177
Figura B.17 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 323, 332, 347 e 456 da Torre SY para a ruptura de cabo.....	178
Figura B.18 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 372, 380, 396 e 404 da Torre SY para a ruptura de cabo.	179
Figura B.19 – Reações horizontais (kN) na direção X nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo	183
Figura B.20 – Reações verticais (kN) na direção Y nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo	184
Figura B.21 – Reações horizontais (kN) na direção Y nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo.	185
Figura B.22 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós do centro da Torre SY para a ruptura de cabo	188
Figura B.23 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós dos braços para-raios da Torre SY para a ruptura de cabo	189

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores de κ_s^V segundo Terzaghi (1955) em kN/m^3	35
Tabela 3.2 – Valores propostos para κ_s^V segundo Brandi (2004) em MPa/m	35
Tabela 3.3 – Valores de κ_s^V segundo Moraes (1976) em kN/m	36
Tabela 3.4 – Valores de κ_s^V em kN/m^3 (ACI, 1988	37
Tabela 3.5 – Valores para κ_s^V (Morrison, 1993.....	38
Tabela 3.6 – Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo.....	41
Tabela 3.7 – Valores sugeridos para o coeficiente de Poisson do solo	41
Tabela 3.8 – Comparação entre fator de carga utilizando vários modelos de projeto (BUCKLEY, 1994	51
Tabela 4.1 – Propriedades do cabo condutor IBIS ACSR 26/7	69
Tabela 4.2 – Propriedades do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7.....	70
Tabela 4.3 – Propriedades do cabo para-raios EHS 7 fios de aço de 3/8 de polegada	70
Tabela 4.4 – Propriedades dos elementos de cadeia de isoladores	73
Tabela 5.1 – Propriedades dos perfis utilizados na torre SS.....	78
Tabela 5.2 – Propriedades dos perfis. utilizados na torre SY.....	79
Tabela 5.3 – Cargas aplicadas na análise estática da torre SS	81
Tabela 5.4 – Cargas aplicadas na análise estática da torre SY	81
Tabela 5.5 – Nomenclatura das análises estáticas das torres SS e SY.....	83
Tabela 5.6 – Nomenclatura das análises dinâmicas dos trechos de LT para as torres SS e SY.....	88
Tabela 5.7 – Cálculo Δt para as barras da torre SY.....	89
Tabela 5.8 – Cálculo Δt para as barras da torre SS.....	89
Tabela 6.1 – Frequências encontradas na análise modal para a torre SS (apoios rígidos e flexíveis	91
Tabela 6.2 – Frequências encontradas na análise modal para a torre SY (apoios rígidos e flexíveis	92
Tabela 6.3 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_1 – Direção X	93
Tabela 6.4 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_2 – Direção X	93
Tabela 6.5 – Frequências de vibração da torre SS com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção X	93
Tabela 6.6 – Média dos decrementos logaritmos e coeficientes de amortecimento crítico – Torre SS – Amplitudes sucessivas – Direção X.....	95
Tabela 6.7 – Média dos decrementos logaritmos e coeficientes de amortecimento crítico – Torre SS – Amplitudes defasadas – Direção X.....	96
Tabela 6.8 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_1 – Direção Z.....	97
Tabela 6.9 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_2 – Direção Z.....	97
Tabela 6.10 – Frequências de vibração da torre SS com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção Z.....	97
Tabela 6.11 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SS – Amplitudes sucessivas – Direção Z	99
Tabela 6.12 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SS – Amplitudes defasadas – Direção Z	99

Tabela 6.13 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_1 – Direção X.....	100
Tabela 6.14 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_2 – Direção X.....	100
Tabela 6.15 – Frequências de vibração da torre SY com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção X.....	100
Tabela 6.16 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SY – Amplitudes sucessivas – Direção X.....	101
Tabela 6.17 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SY – Amplitudes defasadas – Direção X.....	102
Tabela 6.18 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_1 – Direção Z.....	102
Tabela 6.19 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_2 – Direção Z.....	102
Tabela 6.20 – Frequências de vibração da torre SY com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção Z.....	103
Tabela 6.21 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SY – Amplitudes sucessivas – Direção Z.....	104
Tabela 6.22 – Média do decremento logaritmo e coeficiente de amortecimento crítico – Torre SY – Amplitudes defasadas – Direção Z.....	104
Tabela A.1 – Resumo dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SS.....	134
Tabela A.2 – Comparações entre esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SS.....	135
Tabela A.3 – Resumo dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SS.....	147
Tabela A.4 – Comparações dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SS.....	148
Tabela A.5 – Reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SS.....	153
Tabela A.6 – Comparações entre análises para as reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SS.....	153
Tabela A.7 – Deslocamentos no topo da torre SS.....	157
Tabela A.8 – Comparações entre os deslocamentos no topo da torre SS.....	157
Tabela B.1 – Resumo dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SY.....	167
Tabela B.2 – Comparações dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SY.....	168
Tabela B.3 – Resumo dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SY.....	180
Tabela B.4 – Comparações esforços axiais barras diagonais selecionadas – Torre SY.....	181
Tabela B.5 – Reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SY.....	186
Tabela B.6 – Comparações entre análises para as reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SY.....	186
Tabela B.7 – Deslocamentos no topo da torre SY.....	190
Tabela B.8 – Comparações entre os deslocamentos no topo da torre SY.....	190

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Objetivos	13
1.2 Justificativa.....	13
2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS.....	15
2.1 Tipos de torres de linhas de transmissão	15
2.1.1 Torres autoportantes	17
2.1.2 Torres estaiadas.....	18
2.2 Linhas de transmissão.....	19
2.3 Tipos de fundação em torres autoportantes.....	20
2.3.1 Grelhas.....	21
2.3.2 Blocos.....	22
2.3.3 Tubulões.....	24
2.3.4 Sapatas	25
2.3.5 Estacas.....	26
3 O PROBLEMA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	29
3.1 Coeficiente de reação vertical para sapatas.....	31
3.1.1 Ensaio de placa.....	33
3.1.2 Valores padronizados.....	34
3.1.2.1 Relação com o tipo de solo	34
3.1.2.2 Relação com a tensão admissível do solo	37
3.1.3 Relações com as propriedades elásticas do maciço de solos.....	39
3.1.4 Recalque vertical estimado	40
3.2 Modelo de Pais e Kausel.....	44
3.3 Tração em fundações.....	45
3.4 Fundação utilizada e obtenção dos coeficientes de mola	53
3.4.1 Coeficientes de rigidez vertical (compressão) e horizontal.....	54
3.4.2 Coeficientes de rigidez vertical (tração).....	55
4 ANÁLISE DINÂMICA DE RUPTURA DE CABOS EM TORRES DE LT	59
4.1 Ruptura de cabos	59
4.2 Método de integração direta das equações do movimento	60

4.3 Leis constitutivas dos elementos da LT	64
4.3.1 Cabos condutores e pára-raios.....	64
4.3.2 Cadeias de isoladores	73
4.3.3 Barras das torres	74
5 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DAS TORRES DE LT.....	75
5.1 Modelagem das torres no programa ANSYS.....	77
5.1.1 Dados para a modelagem no ANSYS.....	78
5.1.2 Análise modal	80
5.1.3 Análise estática de ruptura de cabo.....	80
5.2 Análise dinâmica pelo método de integração direta.....	83
5.2.1 Análise das torres isoladas	83
5.2.2 Dados para aplicação do método de integração direta nas torres isoladas.....	84
5.2.3 Análise das torres inseridas em um trecho de LT.....	86
5.2.4 Validação do método de integração direta.....	88
6 RESULTADOS E DISCUSSÕES	91
6.1 Análise modal e análise dinâmica no domínio do tempo das torres isoladas	91
6.2 Comparação entre a análise estática e a análise dinâmica das torres submetidas à ruptura de cabo.....	105
6.2.1 Resultados dos esforços axiais nas barras de montantes selecionados	108
6.2.2 Resultados dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas.....	109
6.2.3 Resultados para as reações de apoio.....	110
6.2.4 Resultados dos deslocamentos no topo das torres	112
7 CONCLUSÕES	115
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	119

1 INTRODUÇÃO

As razões da utilização de torres de aço no Brasil são basicamente devidas à necessidade de expansão das linhas de transmissão (LTs) de energia elétrica, devido a distancia que geralmente há entre as fontes geradoras de energia e os centros urbanos, bem como o desenvolvimento constante do sistema de telecomunicações.

Em razão da utilização frequente de torres metálicas treliçadas em LTs no Brasil, os projetistas de estruturas de aço adquiriram vasta experiência neste tipo de estrutura. No entanto, comumente são verificados casos de colapso, decorrentes principalmente da ação do vento.

Como exemplo, pode-se citar o colapso de onze torres de LT, em outubro de 2010, instaladas sobre o rio Paraná, na divisa entre São Paulo e Mato Grosso do Sul, em razão do forte vento que atingiu Ilha Solteira, como ilustrado na Figura 1. Segundo dados da UNESP de Ilha Solteira, foram registrados ventos de até 45,7 km/h. Porém, os ventos que derrubaram as torres foram mais fortes, atingindo entre 100 e 120 km/h, e ocorreram apenas na calha do rio, não chegando a ser captados pela estação agrometeorológica da UNESP. O incidente acabou provocando queda de energia em Ilha Solteira e foram necessários cerca de R\$ 15 milhões para a recuperação da LT.



Figura 1.1 – Colapso de torres de LT sobre o rio Paraná em outubro de 2010

Os prejuízos decorrentes de quedas de linhas de transmissão são de grande vulto e a recuperação muitas vezes demanda um tempo considerável. Com um investimento de cerca de R\$ 6 milhões, FURNAS adquiriu em 2007, um conjunto de torres de emergência em alumínio que possibilita restabelecer com mais agilidade e segurança os circuitos das LTs desligados por queda de torres. O equipamento é utilizado em situações em que sua utilização seja tecnicamente viável e a reconstrução do circuito original demandar um longo período de tempo (Revista FURNAS, 2007).

No projeto de torres, as ações apresentam características dinâmicas, no entanto, estas ações dinâmicas (variáveis no tempo), tais como vento e ruptura de cabos, são consideradas implicitamente através de “ações estáticas equivalentes” a fim de simplificar a análise.

O modelo mecânico usualmente adotado no projeto de torres metálicas treliçadas é bastante simples, utilizando elementos de treliça e/ou pórtico espacial, e resolvido através de uma análise estática e linear ou não linear geométrico (KAMINSKI, 2007). Nos “modelos usuais” alguns fatores importantes na maioria das vezes não são considerados, tais como:

- Deslizamento e a flexibilidade das ligações parafusadas;
- Interação solo-estrutura;
- Excentricidade nas conexões;
- Não-linearidade física e geométrica.

Resultados mais satisfatórios poderiam ser obtidos se as ações de vento e ruptura de cabos fossem consideradas como ações dinâmicas e, se os fatores citados acima também fossem incluídos na análise. Deste modo, os resultados da análise poderiam levar a estruturas mais econômicas e mais confiáveis, porém tais considerações trariam maior complexidade ao projeto, levando mais tempo para o processamento, tornando as análises mais demoradas para uso em escritórios de cálculo.

Em um projeto de torres de LT a principal preocupação são os esforços provocados pela ação do vento, porém a ruptura de um ou mais cabos gera cargas que merecem atenção, já que pode causar o colapso de torres em sequência, denominado “efeito cascata”, causando prejuízos de grandes proporções.

1.1 Objetivos

A resposta estrutural de qualquer tipo de estrutura é influenciada por diversos fatores que normalmente, por motivos de dificuldades de modelagem, são considerados de forma simplificada. Por exemplo, no caso de torres de LT, a hipótese de carga de ruptura de cabos é usualmente analisada como uma carga estática equivalente. Outra simplificação bastante utilizada consiste em tratar as fundações como vínculos indeslocáveis: apenas à translação (apoios) ou à translação e à rotação (engastes).

Neste contexto, este trabalho tem como principal objetivo avaliar a resposta de duas torres metálicas treliçadas de LT submetidas à hipótese de carga de ruptura de um cabo condutor, considerando a influência da flexibilidade da fundação no modelo e do tipo de análise, isto é, com uma análise dinâmica no domínio do tempo e uma análise estática com as “cargas estáticas equivalentes” usualmente adotadas no dimensionamento deste tipo de estrutura.

1.2 Justificativa

Devido à necessidade de expansão das linhas de transmissão (LTs) de energia elétrica, principalmente em países em crescimento como é o caso do Brasil, e as frequentes situações de colapsos deste tipo de estrutura, torna-se importante avaliar alguns fatores que não são considerados nos “modelos usuais” de cálculo, como é o caso da interação solo-estrutura.

Existem casos de quedas de torres de (LT) devidos às cargas produzidas pela ruptura de cabos, que podem causar a queda de torres em sequência, conhecido como “efeito cascata”, causando prejuízos de grande vulto.

A hipótese de apoios indeslocáveis na vinculação das torres de LT é utilizada pela maioria dos projetistas, o que pode conduzir a resultados não confiáveis.

Por fim, com a interação entre o solo de fundação e a estrutura da torre a ser construída, deve-se obter uma distribuição de esforços na estrutura mais realista, garantindo-se então uma estrutura mais confiável e, até mesmo, mais econômica.

2 CONCEITOS FUNDAMENTAIS

Para permitir uma melhor compreensão do trabalho, são apresentados a seguir alguns conceitos gerais e comentários relacionados aos tipos de torres de LT, composição das linhas de transmissão e os tipos de fundações utilizados em torres de LT.

2.1 Tipos de torres de linhas de transmissão

Segundo Gontijo (1994), as torres utilizadas em linhas de transmissão podem ser subdivididas conforme segue:

- Quanto à disposição dos cabos condutores:
 - Triangular;
 - Vertical;
 - Horizontal.
- Quanto ao número de circuitos elétricos que elas suportam:
 - Um circuito;
 - Dois circuitos.
- Quanto à sua função na linha:
 - Torres de suspensão: Têm a função de sustentar os cabos condutores, suspensos através das cadeias de isoladores, e os cabos para-raios. Estas representam a maioria das torres em uma LT. São utilizadas alinhadas ou com pequeno desvio angular;
 - Torres de ancoragem: Utilizadas para ancoragem dos cabos. Podem ser chamadas de terminal, nesse caso usadas nas extremidades da LT, ou de ancoragem intermediária, quando colocadas entre as estruturas de suspensão (apoio de cabos). Têm ainda a função de ponto de tracionamento, além de evitar a ocorrência do efeito cascata na linha;

- Torres em ângulo: é utilizada quando se necessita mudar consideravelmente a direção da LT;
 - Torres de derivação: É utilizada quando se faz necessário uma derivação em um determinado ponto da linha;
 - Torres de transposição: Tem a função de assegurar a simetria elétrica de uma linha devido à rotação das fases.
- Quanto à voltagem da linha:
 - Alta tensão;
 - Extra-alta tensão;
 - Ultra-alta tensão.
 - Quanto ao formato da silhueta da torre:
 - Tronco-piramidal de circuito simples;
 - Tronco piramidal de circuito duplo;
 - Delta;
 - Delta “Cara de Gato”;
 - Estaiada.
 - Quanto à forma de resistência das estruturas:
 - Autoportantes;
 - Estaiadas.

As torres treliçadas autoportantes são estruturas compostas de uma parte superior, que pode ser reta ou triangular, e uma parte piramidal na base, apoiada sobre quatro fundações que sustentam os quatro montantes da torre. Já as torres estaiadas são compostas por um mastro central treliçado, apoiado na base, cuja estabilidade lateral é garantida por quatro estais presos no topo, ou próximos ao topo, do mastro.

2.1.1 Torres autoportantes

Nas torres autoportantes todos os esforços são transmitidos ao solo através de quatro fundações, as quais sustentam os quatro montantes da estrutura. Segundo Labegalini *et al.* (2005), estas torres podem ser de três tipos:

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

A Figura 2.1 mostra exemplos de torres metálicas autoportantes.

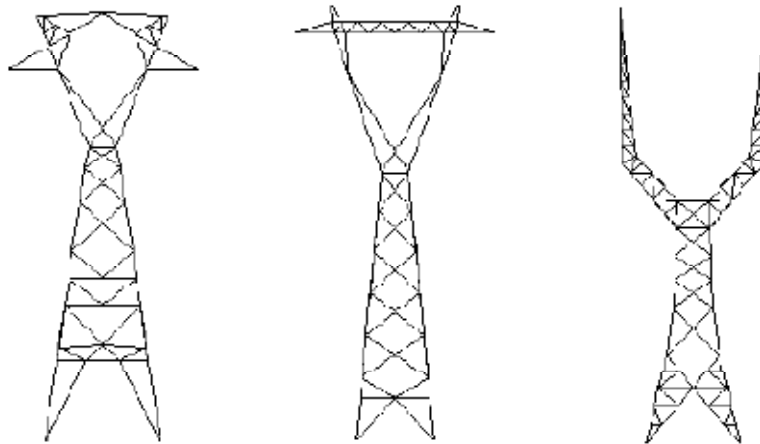


Figura 2.1 – Estruturas de torres autoportantes (DANZIGER, 2010)

Nas torres autoportantes, as fundações são submetidas alternadamente a solicitações de compressão e arrancamento, com exceção das torres de grandes ângulos e torres de fim de linha (DANZIGER, 2010).

Neste tipo de estrutura a estabilidade é assegurada por quatro montantes, sendo que cada um deles possui uma fundação em seu pé, com o objetivo de transferir os esforços da estrutura para o solo. O vento atua na torre e nos cabos variando sua direção desta forma a fundação de cada pé deve ser dimensionada para resistir as condições críticas de arrancamento e de compressão, combinadas com esforços horizontais (KAMINSKI, 2007).

2.1.2 Torres estaiadas

Neste tipo de estrutura são empregados tirantes (ou estais) a fim de absorver os esforços horizontais transversais e longitudinais. Os estais são compostos por um cabo de aço, geralmente galvanizado. Em locais que possuem agressividade ao zinco utilizam-se cabos de aço-alumínio ou aço-cobre. Os estais transferem ao solo, através de ancoras equilibrando as componentes das resultantes horizontais (LABEGALINI *et al.*, 2005).

Segundo Danzinger (2010), nas torres estaiadas, ilustradas na Figura 2.2, as fundações são submetidas exclusivamente a solicitações de compressão e horizontais (nos mastros) ou a solicitações de arrancamento inclinado, isto é, tração vertical e solicitação horizontal (nos estais).

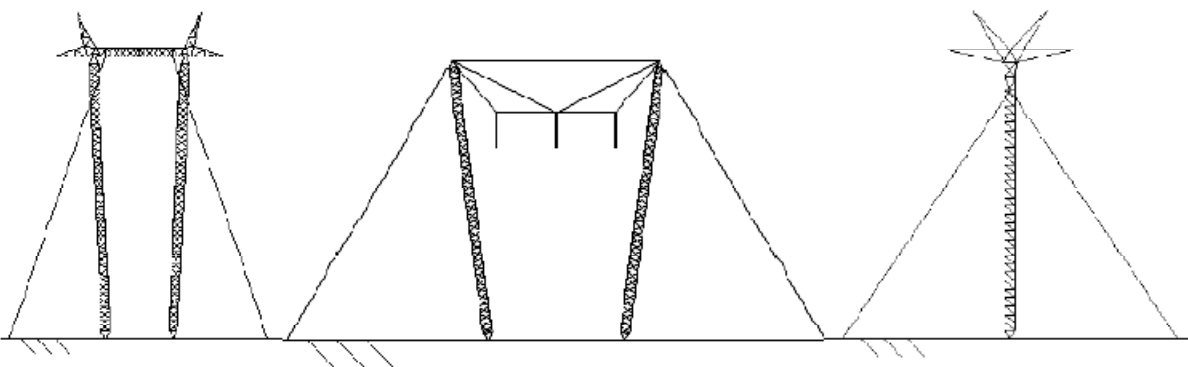


Figura 2.2 – Estruturas de torres estaiadas (DANZIGER, 2010)

A maior desvantagem na utilização de torres estaiadas é que, além da necessidade de maior espaço para os estais, estas torres necessitam de topografia favorável para a colocação dos mesmos. Em terrenos irregulares é preferível a utilização de estruturas autoportantes, que são também preferíveis no caso de torres de ancoragem e terminais (LABEGALINI *et al.*, 2005).

As torres metálicas treliçadas estaiadas têm a vantagem de serem estruturas leves, esbeltas e apresentarem um bom comportamento mecânico. Porém, devido justamente a estas características, quando submetidas a ações dinâmicas apresentam baixo amortecimento estrutural, sendo conseqüentemente muito sensíveis às vibrações (GUIMARÃES, 2008 *apud* ARAÚJO, 2010).

2.2 Linhas de transmissão

Uma LT tem como função transportar energia elétrica de uma unidade de geração a uma unidade de distribuição. Segundo Labegalini *et al.* (2005), uma linha aérea de transmissão usualmente têm a seguinte composição (Figura 2.3):

- Cabos condutores de energia e acessórios;
- Estruturas isolantes – cadeias de isoladores;
- Estruturas de suporte – torres;
- Fundações;
- Cabos para-raios;
- Aterramento;
- Acessórios diversos.

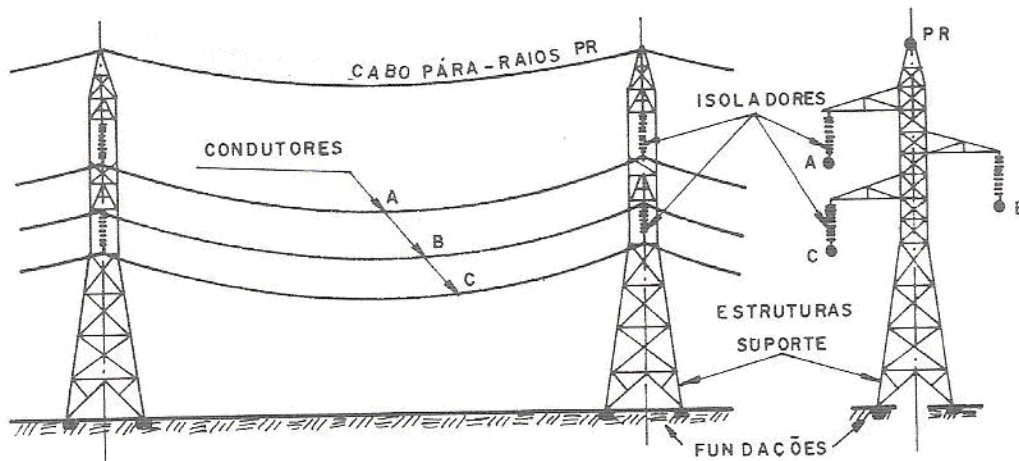


Figura 2.3 – Principais elementos das linhas de transmissão (LABEGALINI *et al.*, 2005).

2.3 Tipos de fundação em torres autoportantes

O tipo de fundação mais adequada para as torres de uma determinada LT, do ponto de vista técnico e econômico, não pode ser fixada *a priori*, pois depende de uma análise envolvendo a grandeza das cargas, as condições dos solos e a logística de implementação das mesmas, ou seja, depende da mão-de-obra, do material e dos equipamentos necessários para sua execução.

Os tipos de fundação mais utilizados em torres metálicas treliçadas autoportantes são:

- Grelhas;
- Blocos;
- Sapatas;
- Tubulões;
- Estacas.

A seguir, são descritos os principais tipos de fundação utilizados em torres de LT.

2.3.1 Grelhas

Embora em desuso, esse tipo de fundação foi bastante utilizado e ainda está em operação em várias LTs, sendo atualmente utilizada apenas em casos de emergência, por exemplo, quando é necessária a instalação de uma torre provisória para reparos na torre permanente ou na sua fundação (VELOSO, 2010).

Segundo Labegalini *et al.* (2005) sua aplicação se dá em terreno seco e com profundidade que varia de 2,0 a 4,0 m, indicadas para terrenos argilosos, arenosos ou siltosos, porém secos e com resistência crescente com a profundidade, e com possibilidade de serem escavados a céu aberto.

Não é recomendada a utilização deste tipo de fundação em locais sujeitos à erosão ou em áreas alagadas. Caso exista um pequeno nível de água no fundo da fundação (cerca de 0,5 m) pode-se realizar o esgotamento, através de bombeamento, e concretagem até o mesmo nível inicial (ASHCAR, 1999).

As grelhas têm como principais vantagens, a rapidez de execução da fundação (escavação, montagem e reaterro) e a facilidade de transporte, principalmente em locais de difícil acesso, bastante comuns neste tipo de estrutura (ASHCAR, 1999). Outra vantagem citada por Labegalini *et al.* (2005) é de serem compradas em conjunto com a estrutura da torre.

Uma desvantagem importante é a de apresentar menor resistência à agressividade do terreno natural. Portanto, devem ser tomadas medidas de proteção adicionais, além da galvanização das peças metálicas, especialmente em locais de solos agressivos (VELOSO, 2010).

A figura 2.4 mostra a fundação do tipo grelha.



Figura 2.4 – Fundação do tipo grelha. (CIGRE, 2002)

2.3.2 Blocos

Os blocos (figura 2.5) são classificados como fundações rasas, as quais se apoiam logo abaixo da infraestrutura e se caracterizam pela transmissão da carga ao solo através das pressões distribuídas sob sua base. Nesse grupo inclui-se também as sapatas, discutida no item 2.3.4.

São elementos de grande rigidez executados em concreto simples ou ciclópico (portanto, não armados), dimensionados de forma que as tensões de tração neles produzidas sejam absorvidas pelo próprio concreto (ALONSO, 2001).

Os blocos, devido à dificuldade de escavação manual, são geralmente empregados em pequenas profundidades, variando de 2,5 a 3,5 m. Dessa forma, não devem ser utilizados em locais sujeitos à erosão e em encostas íngremes (ASHCAR, 1999).

Ainda segundo Ashcar (1999), os blocos normalmente são executados com escavação total. No caso de serem moldados “*in loco*”, deve-se fazer o fuste com diâmetro mínimo de 80 cm para facilitar a escavação.

Existe também a fundação tipo bloco ancorado, a qual é utilizada em locais onde a rocha não possa ser escavada manualmente e a construção do bloco simples (peso) não é suficiente para suportar o arrancamento, sendo necessária, portanto, a sua ancoragem (ASHCAR, 1999).

Os blocos ancorados são prismas retos de dimensões, em planta, menores e de maior altura que as sapatas, associados à chumbadores constituídos por barras de aço. Como as sapatas, os blocos podem ter pilares de concreto armado para receber os “*stubs*”, peça que tem a função de ligar a estrutura (torre) e a fundação (VELOSO, 2010).

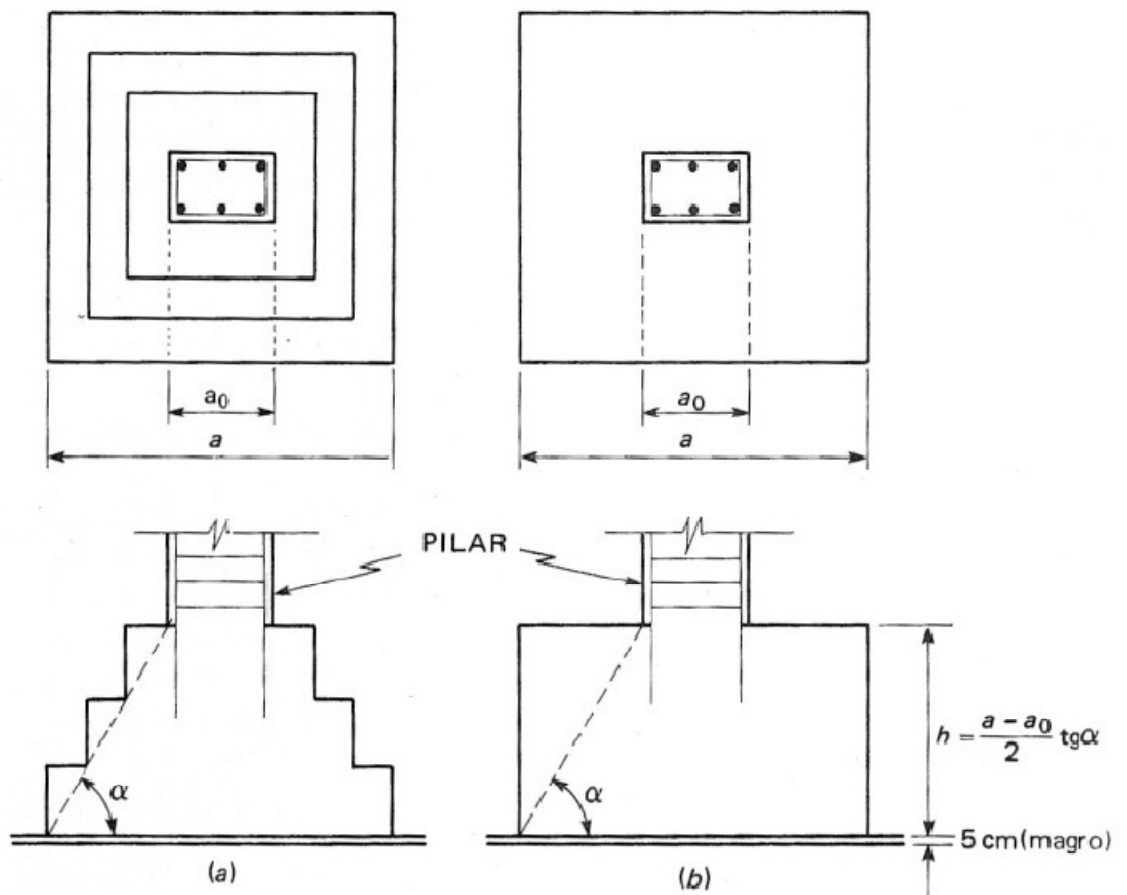


Figura 2.5 – Fundação do tipo bloco

Segundo Ashcar (1999), geralmente são utilizados chumbadores com diâmetro de 25 mm, em aço CA-50, os quais são introduzidos em furos de 50 mm, no mínimo. Recomenda-se ensaiar, por estrutura, pelo menos um chumbador ao arrancamento.

2.3.3 Tubulões

Os tubulões (figura 2.6) são executados concretando-se um poço aberto no terreno, normalmente utilizando uma base alargada, acima do nível de água natural ou, no caso de terrenos saturados, é utilizado o rebaixamento do nível d'água, de modo a eliminar o risco de desmoronamentos (ALONSO, 2001).

Nos tubulões, os esforços verticais são absorvidos por compressão da base e por atrito lateral, enquanto que os esforços de arrancamento são suportados pelo peso próprio do tubulão e pelo peso do tronco de cone de terra. O alargamento da base contribui com a capacidade de carga do tubulão frente a qualquer esforço vertical. (LABEGALINI *et al.*, 2005).

Sua profundidade depende do tipo de solo e dos esforços na fundação, podendo variar de 3,0 a 10,0 m. Os tubulões podem ser executados manualmente (fuste de 70 cm, no mínimo) ou mecanicamente (ASHCAR, 1999).

Quando o solo estiver seco, o tubulão é moldado "*in loco*", sendo recomendado alargar sua base no mínimo 30 cm, devido à existência de esforços de arrancamento. Caso o solo esteja saturado é recomendado construir o tubulão cilíndrico sem base alargada e utilizar camisas metálicas ou de concreto (ASHCAR, 1999).

Segundo Labegalini *et al.* (2005), apesar de antieconômicos, ou de apresentarem dificuldade de execução, os tubulões inclinados são mais eficientes que os verticais frente a esforços horizontais.

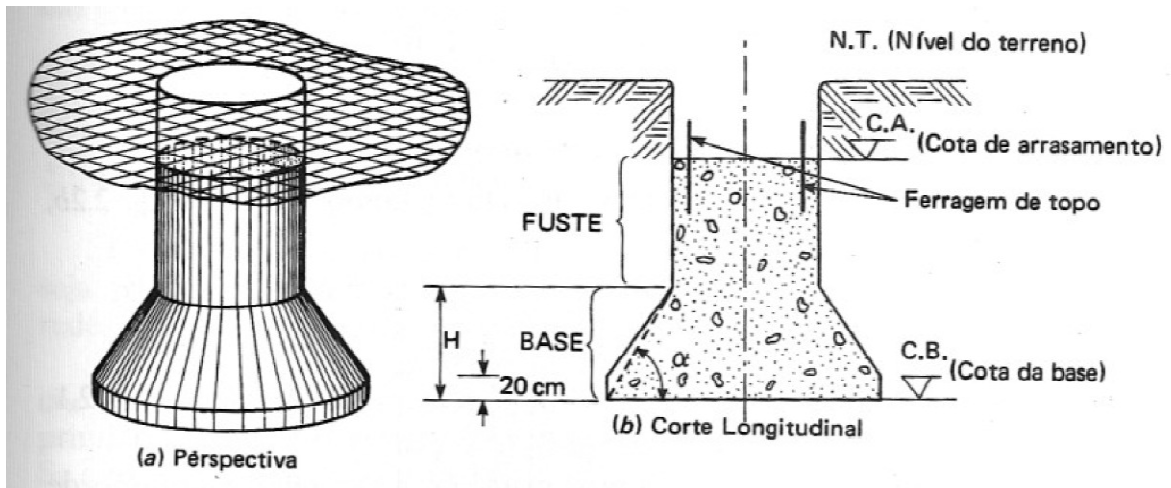


Figura 2.6 – Fundação do tipo tubulão

2.3.4 Sapatas

As sapatas (figura 2.7) são fundações rasas, aplicadas a pequenas profundidades, variando de 2,0 a 3,0 m, devido à dificuldade de escavação mais profunda (presença de água e desbarrancamento). Assim, não é recomendada sua utilização em solos sujeitos à erosão (ASHCAR, 1999).

São fundações em forma de pirâmide, com base geralmente quadrada ou retangular, executadas em concreto armado. São recomendadas preferencialmente para torres autoportantes de suspensão e executadas isoladamente, sendo uma sapata para cada pé da torre (LABEGALINI *et al.*, 2005).

Neste tipo de fundação os esforços verticais são absorvidos por compressão da base ou, no caso de tração, pelo peso próprio acrescido do peso de solo sobre a sapata. Os esforços horizontais são absorvidos pelo cisalhamento do terreno.

Atualmente, tem-se utilizado o pilarete da sapata inclinado, pois os momentos atuantes na sua base diminuem, reduzindo o custo da fundação (ASHCAR, 1999).

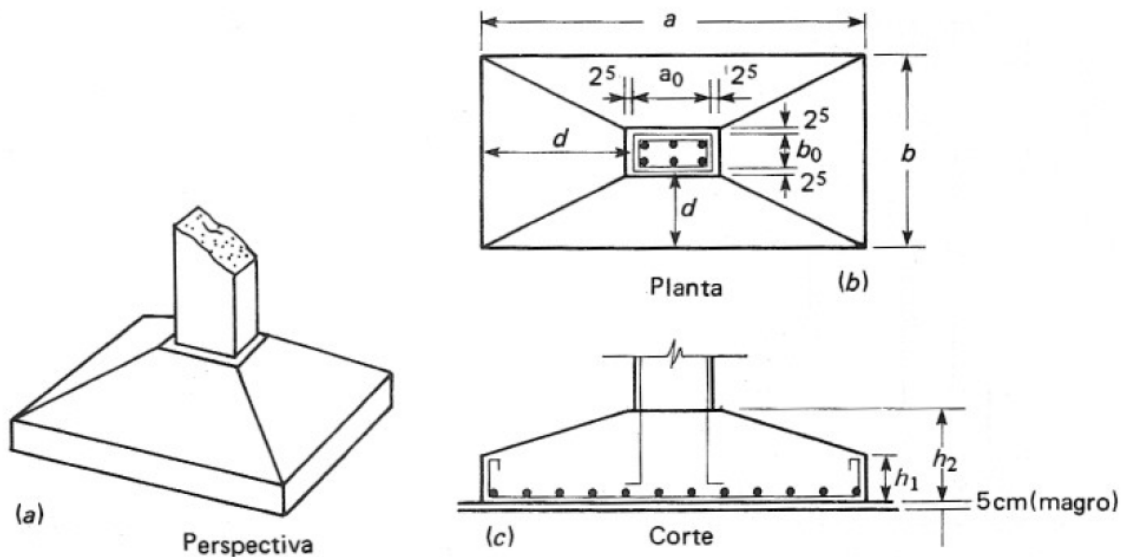


Figura 2.7 – Fundação do tipo sapata

Segundo Ashcar (1999), a sapata é viável economicamente para torres de suspensão, devido aos pequenos esforços que ocorrem na fundação. No caso de torres de ancoragem e terminal, nas quais os esforços são maiores, comparações de custo devem ser feitas com as fundações em bloco e estacas.

2.3.5 Estacas

São fundações profundas utilizadas quando o terreno apresentar baixa resistência a pequenas profundidades e/ou o nível d'água tornar impraticável a utilização de outro tipo de fundação.

As fundações estaqueadas (figura 2.8) geralmente são constituídas de estacas verticais e inclinadas engastadas num bloco, que realiza a transição de esforços entre a estrutura da torre e as estacas. As estacas inclinadas são destinadas a absorver os esforços horizontais. Os tipos mais utilizados em linhas de transmissão são: pré-moldadas de concreto armado e metálicas (ASHCAR, 1999).

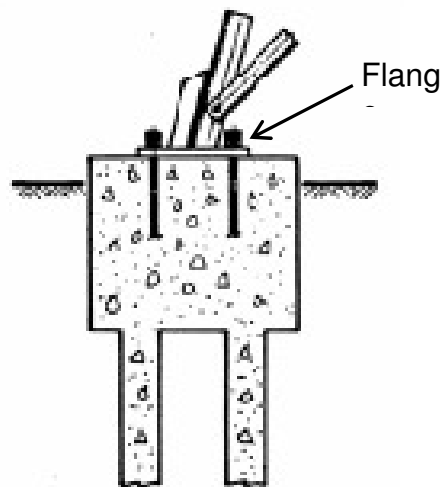


Figura 2.8 – Fundação do tipo estaca

Quando a estaca alcança camadas de solo de alta resistência mecânica, é denominada estaca de ponta, e os esforços de compressão são transmitidos para essas camadas pela ponta da estaca. Onde os terrenos apresentam baixa resistência, os esforços verticais (compressão e tração), são absorvidos pelo atrito lateral da estaca, estas são denominadas estacas flutuantes. Nas estacas flutuantes o aumento do peso do bloco de fundação contribui com os esforços de tração (LABEGALINI *et al.*, 2005).

No caso de estacas metálicas, recomenda-se que seja aplicada uma proteção contra corrosão, através de um revestimento (encapsulamento) de concreto de 5 cm, até 1,0 m acima do nível d'água (ASHCAR, 1999).

Se a estaca der nega a pequena profundidade (menos de 5 m), e este comprimento não for suficiente para resistir ao arrancamento da estaca, podem ser utilizadas as seguintes soluções:

- Atirantamento do bloco de coroamento;
- Fundação em caixa estaqueada;
- Estacas tipo raiz para embutimento no terreno resistente.

A fundação em caixa estaqueada consiste numa caixa de concreto armado preenchida com solo compactado, a fim de aumentar o peso do bloco e compensar a pequena profundidade da estaca (VELOSO, 2010).

Nas torres de LT, normalmente se trabalha com energia de cravação de 1,5 tf.m e com nega igual ou inferior a 3 cm nos últimos 10 golpes (ASHCAR, 1999).

Ashcar (1999) ainda sugere que seja utilizado como dispositivo de fixação da torre, no topo de cada pilarete, um flange (figura 2.8), constituído de chumbadores e chapa de base, em vez de *stub*, pois facilita os serviços de reconstrução da torre numa eventual danificação na interface torre/fundação.

3 O PROBLEMA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

O fenômeno de interação solo-estrutura (ISE) é influenciado diretamente pelo comportamento do solo, principalmente com relação às propriedades tensão-deformação-tempo. Dessa forma, os assentamentos das fundações de prédios, pontes, torres e estruturas similares de alto custo devem ser estimados com muito cuidado, pois a recuperação geralmente é muito onerosa ou até mesmo inviável (CRESPO, 2004).

Nos escritórios de projeto estrutural, as estruturas são usualmente calculadas supondo todos os apoios indeslocáveis, resultando num conjunto de cargas que é passado para o engenheiro de fundações que dimensiona os elementos de fundações e estima os recalques comparando-os com recalques admissíveis. Porém, a deformação do solo e o conseqüente recalque (ou levantamento), impõe à estrutura um fluxo de carregamento diferente da hipótese de apoios indeslocáveis, alterando os esforços atuantes nos elementos estruturais e as reações no solo.

A obtenção de valores confiáveis dos parâmetros elásticos para análise de recalque do solo é um problema, devido à dificuldade de extração de amostras indeformadas do solo, onde os valores do laboratório mostram um desvio muito grande em relação aos valores reais de campo (CRESPO, 2004).

Na maioria dos casos, as fundações de torres de LT, tanto as autoportantes quanto as estaiadas, são dimensionadas apenas em relação à ruptura, onde os recalques não são verificados.

Dessa forma, espera-se que os resultados dos esforços solicitantes e das reações de apoio sejam alterados quando considerada a interação solo-estrutura (ISE) nas torres de LT, alertando para a importância da sua consideração no dimensionamento tanto da torre quanto da fundação.

Existem basicamente três formas conhecidas de simular o maciço de solo sob a estrutura, para analisar a ISE, as quais são descritas a seguir.

Na primeira forma de simular o maciço de solo sob a estrutura, é considerada a hipótese do solo ser um meio homogêneo, isótropo e contínuo, de modo que se possam aplicar em cada diferencial de volume do solo as condições de

compatibilidade estática e cinemática, assim como a lei de Hooke. Considerando um conjunto de três forças atuantes nas direções ortogonais em qualquer ponto do solo, chega-se a uma equação diferencial parcial, e quando os deslocamentos são considerados nulos a grandes distâncias da atuação das cargas, é possível resolvê-la. A solução para esse problema foi dada por Raymond Mindlin em 1936, ficando conhecida como as soluções de Mindlin.

As equações de Mindlin fornecem os recalques e as tensões em qualquer ponto do maciço de solo. Estas equações podem ser utilizadas quando são conhecidas a pressão que uma sapata exerce sob o solo ou as forças de ponta e de fuste que atuam ao longo de uma estaca, para obter os recalques e as tensões em qualquer ponto do maciço.

A segunda forma consiste em empregar métodos discretos de aproximação, como o Método das Diferenças Finitas, o Método dos Elementos de Contorno ou, o Método dos Elementos Finitos (MEF). O MEF é o método mais utilizado no meio acadêmico, por apresentar fácil implementação computacional, entre outras vantagens.

Existem poucos trabalhos que utilizaram o MEF na análise da ISE. Isso ocorre por que simular o solo como um meio tridimensional, requer uma quantidade enorme de manipulação de dados e de alto custo de processamento para uma única análise, o que inviabiliza o uso na prática, já que para fins de projeto em escritórios de cálculo estrutural, dezenas de combinações de ações devem ser analisadas.

O Método dos Elementos de Contorno associa um procedimento de resolver de forma aproximada a equação diferencial, mas empregando como campo de aproximações dos deslocamentos e tensões as expressões analíticas de Mindlin, o que leva a resultados muito precisos, porém, é pouco aplicado na prática de projeto em função de sua complexidade na formulação, fazendo com que softwares comerciais não o utilizem.

A terceira forma consiste em simular o solo como um conjunto de três molas translacionais, nas três direções cartesianas em cada ponto de apoio da estrutura. Dessa forma, se estabelece uma relação proporcional entre a pressão da fundação com o deslocamento, uma vez que fora desenvolvido inicialmente para fundação superficial, o que leva a um coeficiente de proporcionalidade denominado de

coeficiente de reação, com unidade F/L^3 , e que tem significado físico semelhante do coeficiente de mola, cuja unidade é F/L .

Este modelo, que utiliza molas discretas, é denominado modelo de Winkler e possui a vantagem do fácil entendimento físico, além de poder ser facilmente introduzido em um programa computacional para análise de estruturas. A maior desvantagem deste modelo é que ele associa apenas um número para representar o solo, sendo que o maciço de solo é bastante complexo, apresentando variações de tipos de solos em suas camadas, variação da sua resistência, variações no nível de água, etc. No modelo de Winkler não existe influência entre o ponto de aplicação da pressão com sua vizinhança. Existem diversas metodologias na bibliografia para estimar este coeficiente, desde procedimentos baseados em ensaios de campo, como o ensaio de placa, ou associação destes coeficientes com as próprias equações de Mindlin ou até por procedimentos ditos semi-empíricos por associar dados de ensaios com formulações analíticas. Podem-se citar diversos trabalhos que tem empregado este modelo, destacando: Souza & Reis (2008), Aquino (2008), Shukla (1984), Terzaghi (1955), entre outros. Estes métodos serão abordados com mais detalhes a seguir.

3.1 Coeficiente de reação vertical para sapatas

No modelo de Winkler (1967) é estabelecida uma relação pontual entre a fundação e o solo onde o maciço é representado, através de um coeficiente K_v , denominado coeficiente de reação vertical e que representa a rigidez do solo através da relação entre a pressão imposta e o deslocamento sofrido. Assim, a pressão de contato é proporcional ao recalque (Figura 3.1) e é expressa por:

$$q = K_v w \quad (3.1)$$

onde: q é a tensão (pressão) aplicada ao solo pela base da sapata;
 w é o recalque.

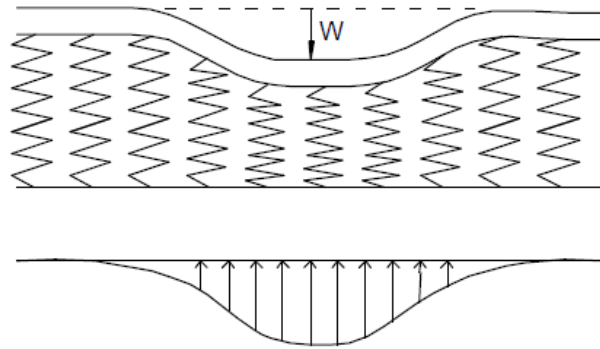


Figura 3.1 – Modelo de Winkler (VELLOSO E LOPES, 2004)

O modelo de Winkler é o mais utilizado no estudo da ISE nos escritórios de projeto, em razão de ser relativamente simples. A dificuldade neste modelo é determinar a rigidez das molas elásticas que representem o solo abaixo da fundação.

O valor do coeficiente de reação vertical além de depender da natureza do maciço de solo, depende também das dimensões da área carregada e da profundidade de assentamento do elemento de fundação, o que torna o problema complexo. Assim, deve-se ter cuidado em sua determinação para aplicação em problemas práticos.

Esse método apresenta algumas desvantagens, tais como: considerar o solo com um comportamento tensão-deformação linear e não levar em conta a dispersão da carga sobre uma área de influência gradualmente crescente com o aumento da profundidade. Porém, a maior desvantagem é considerar que as molas sejam independentes, o que significa a não consideração da ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo (PORTO, 2010).

O coeficiente de reação vertical pode ser obtido através de:

- Ensaio de placa;
- Valores padronizados;
- Relações com as propriedades elásticas do maciço de solo;
- Recalque vertical estimado.

A seguir, são descritas as formas de obtenção do coeficiente de reação vertical.

3.1.1 Ensaio de placa

Os ensaios de placa são realizados diretamente sobre o terreno de fundação, e o coeficiente de reação vertical é definido conforme a Equação 3.2, mediante ciclos de carga e descarga (SOUZA E REIS, 2008).

$$\sigma = K_s^V \cdot w \quad (3.2)$$

onde: σ é a tensão de contato média na base da fundação;

w é o deslocamento vertical (recalque);

K_s^V é o coeficiente de reação vertical.

A norma que padroniza o ensaio de placa no Brasil é a ABNT NBR 6489:1984 e pode ser utilizada para a obtenção de parâmetros de deformação e de resistência, para prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta e para se obter o coeficiente de reação vertical K_s^V .

De acordo com Velloso e Lopes (2004), em função da placa do ensaio ter uma dimensão distinta da fundação real, o coeficiente de reação vertical deve ser corrigido conforme as equações 3.3 e 3.4. Como o coeficiente de reação vertical não é uma propriedade do maciço de solos, e sim da rigidez relativa entre a estrutura e o solo, esta correção torna-se essencial.

Para solos arenosos:

$$(K_s^V)_{Fundação} = (K_s^V)_{Placa} \left(\frac{B_{Fundação} + B_{Placa}}{2B_{Fundação}} \right)^2 \quad (3.3)$$

Para solos argilosos rijos a muito rijos:

$$(K_s^V)_{Fundação} = (K_s^V)_{Placa} \frac{A_{Placa}}{A_{Fundação}} \quad (3.4)$$

A ACI (1988) *apud* CAD/TQS (2007) propôs que a correção do K_s^V , obtido através de ensaio de placa, seja através da Equação 3.5.

$$(K_s^V)_{Fundação} = (K_s^V)_{Placa} \left(\frac{b}{B}\right)^n \quad (3.5)$$

onde: n é um coeficiente que varia entre 0,5 e 0,7 (normalmente utilizado 0,6);

B é a menor dimensão da fundação;

b é a menor dimensão da placa.

3.1.2 Valores padronizados

Alguns pesquisadores apresentam tabelas e ábacos que relacionam o coeficiente de reação vertical com o tipo de solo ou com a tensão admissível. Deve-se atentar que estes valores foram obtidos em ensaios *in situ*, em regiões e condições específicas. Assim, os seus valores podem não ser representativos em certas condições, devendo o seu uso ficar a critério do projetista.

3.1.2.1 Relação com o tipo de solo

Diversos autores criaram tabelas para determinar K_s^V , a partir de ensaios de placa quadrada. Como exemplo clássico, tem-se a Tabela 3.1 a seguir (TERZAGHI, 1955), onde os resultados são para placa quadrada de 30x30 cm e devem ser corrigidos em função das dimensões das fundações, conforme já mencionado.

Tabela 3.1 – Valores de K_s^V segundo Terzaghi (1955) em kN/m^3

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (Mpa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
Faixa de Valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	>64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente Compacta	Compacta
Faixa de Valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000

onde: q_u é a resistência à compressão não drenada.

Brandi (2004) propõe uma tabela para determinar K_s^V (Tabela 3.2), a qual faz a união dos dados de Cernica (1995), Velloso e Lopes (2002) e Bowles (1988).

Tabela 3.2 – Valores propostos para K_s^V segundo Brandi (2004) em MPa/m

COMPACIDADE (Solo Granular)	FOFA	MÉDIA	COMPACTA
Seco ou úmido	6 - 18 (C)	18 - 90 (C)	90 - 180 (C)
	5 - 16 (B)	10 - 80 (B)	63 - 126 (B)
	6 - 19 (V)	41 (V)	157 (V)
Submerso	8 (C)	24 (C)	90 (C)
	8 (V)	25 (V)	94 (V)
CONSISTÊNCIA (Solo Coesivo)	RIJA	MUITO RIJA	DURA
q_u (Kpa)	9 - 18 (C)	18 - 38 (C)	> 38 (C)
	100 - 200	200 - 400	> 400
	24 (V)	47 (V)	94 (V)
	12 - 24 (B)	24 - 47 (B)	> 47 (B)
Areia argilosa (B)	31 - 79	*_*	*_*
Areia siltosa (B)		*_*	*_*

Fonte: Adaptada de CERNICA (1995), VELLOSO e LOPES (2002) e BOWLES (1977).

Nota: (C) = CERNICA, (V) = VELLOSO E (B) = BOWLES.

Os valores (C) e (V) correspondem ao K_{vp} e (B) ao K_{vf}

Alguns autores apresentam tabelas que relacionam o coeficiente de reação vertical apenas com o tipo de solo. Porém, não se pode esquecer que estes valores foram obtidos em ensaios de campo em regiões e condições específicas, dessa forma os seus valores podem não ser representativos em certas condições. Quando não se dispõe de ensaios, podem ser utilizados os valores da Tabela 3.3, recomendados por Moraes (1976), que relaciona o tipo de solo com o coeficiente de reação vertical.

Tabela 3.3 – Valores de K_s^V segundo Moraes (1976) em kN/m³

Tipo de Solo	K_s^V (kN/m³)
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada – solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

O ACI (1988) *apud* CAD/TQS (2007) apresenta os valores do coeficiente de reação vertical em função dos limites de variação do CBR para os solos classificados. A Tabela 3.4 apresenta estes valores. O “Índice de Suporte Califórnia - ISC” (California Bearing Ratio - CBR) é um método que fornece a capacidade de suporte de um solo compactado.

Tabela 3.4 – Valores de K_s^V em kN/m^3 (ACI, 1988)

SOLO		CBR		K (Kgf/cm^3)	
		Mín.	Máx.	Mín.	Máx.
FINO	OH	2,0	5,0	0,77	3,32
	CH	2,0	5,0	0,77	4,82
	MH	2,5	8,0	1,36	4,82
	OL	2,0	8,0	0,77	7,13
	ML	3,0	15,0	1,85	7,13
	CL	3,0	15,0	1,85	8,33
GROSSO	SC	10,0	20,0	5,59	8,33
	SU	10,0	20,0	5,59	8,33
	SP	15,0	25,0	7,13	9,33
	SM	20,0	40,0	8,33	11,66
	SW	20,0	40,0	8,33	11,66
	GC	20,0	40,0	8,33	11,66
	GU	25,0	50,0	9,33	12,89
	GP	35,0	60,0	10,97	13,94
	GM	40,0	80,0	11,66	15,73
	GW	60,0	80,0	13,94	15,73

Fonte: ACI, 1988
 Legenda:
 G – pedregulho
 S – areia
 M – sedimento
 C – argila
 W – bem graduado
 P – pobremente graduado
 U – Uniformemente graduado
 L – baixa a média compressibilidade
 H – alta compressibilidade
 O – orgânico

3.1.2.2 Relação com a tensão admissível do solo

O coeficiente de reação vertical K_s^V pode ser determinado através de relações com a tensão admissível do solo. Existem duas formas de obter a tensão admissível para então obter o coeficiente K_s^V : uma através da relação SPT - tensão admissível e outra através da relação tipo de solo - tensão admissível.

No caso da relação com o SPT, pode-se obter a tensão admissível (em kgf/cm^2) através da Equação 3.6, onde o $\text{SPT}_{\text{médio}}$, é a média dos SPTs dentro do bulbo de pressões ($L=1,5B$), sendo B a base da sapata.

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,20 \cdot \text{SPT}_{\text{médio}} \quad (3.6)$$

Morrison (1993) apresenta a Tabela 3.5, mostrada abaixo, a qual relaciona o valor de K_s^V , em kgf/cm^2 , com as tensões admissíveis estimadas para o solo.

Tabela 3.5 – Valores para K_s^V (MORRISON, 1993)

Tensão admissível (Kgf/cm ²)	K_s^V (Kgf/cm ²)	Tensão admissível (Kgf/cm ²)	K_s^V (Kgf/cm ²)	Tensão admissível (Kgf/cm ²)	K_s^V (Kgf/cm ²)
0,25	0,65	1,5	3,1	2,75	5,5
0,3	0,78	1,55	3,19	2,8	5,6
0,35	0,91	1,6	3,28	2,85	5,7
0,4	1,04	1,65	3,37	2,9	5,8
0,45	1,17	1,7	3,46	2,95	5,9
0,5	1,3	1,75	3,55	3,0	6,00
0,55	1,39	1,8	3,64	3,05	6,1
0,6	1,48	1,85	3,93	3,1	6,2
0,65	1,57	1,9	3,82	3,15	6,3
0,7	1,66	1,95	3,91	3,2	6,4
0,75	1,75	2,00	4,00	3,25	6,5
0,8	1,84	2,05	4,1	3,3	6,6
0,85	1,93	2,1	4,2	3,35	6,7
0,9	2,02	2,15	4,3	3,4	6,8
0,95	2,11	2,2	4,4	3,45	6,9
1,00	2,2	2,25	4,5	3,5	7,00
1,05	2,29	2,3	4,6	3,55	7,1
1,1	2,38	2,35	4,7	3,6	7,2
1,15	2,47	2,4	4,8	3,67	7,3
1,2	2,56	2,45	4,9	3,7	7,4
1,25	2,65	2,5	5,00	3,75	7,5
1,3	2,74	2,55	5,1	3,8	7,6
1,35	2,83	2,6	5,2	3,85	7,7
1,4	2,92	2,65	5,3	3,9	7,8
1,45	3,01	2,7	5,4	3,95	7,9

Bowles (1988) fornece a Equação 3.7 para avaliar o coeficiente de reação vertical a partir da tensão admissível do solo (σ_{adm}), calculada com um fator de segurança $FS = 3$ e para um recalque máximo $w = 2,54$ cm, com K_s^V em kN/m^3 e σ_{adm} em kPa.

$$K_s^V = 120 \cdot \sigma_{adm} \quad (3.7)$$

3.1.3 Relações com as propriedades elásticas do maciço de solos

Outra alternativa para avaliar o coeficiente de reação vertical é através da relação direta com as propriedades elásticas do maciço de solo, onde fatores do elemento de fundação são levados em conta, tais como: sua forma, dimensões e rigidez. Perloff (1975) apresenta uma alternativa para esse caso através da Equação 3.8.

$$K_s^V = \frac{E_s}{1 - \nu^2} \cdot \frac{1}{I_w} \cdot \frac{1}{b} \quad (3.8)$$

onde: b é a menor dimensão da base da sapata;

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

I_w é o fator de influência, o qual depende da forma e da rigidez da sapata, conforme ilustra a Figura 3.2;

E_s é o módulo de elasticidade do solo.

Forma	Fundação Flexível			Rígida
	Centro	Vértice	Valor Médio	
Circular	1,00	0,64	0,85	0,88
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,82
Retangular	Valores de I_w			
L/B = 1,5	1,36	0,68	1,15	1,06
L/B = 2	1,53	0,77	1,30	1,20
L/B = 5	2,10	1,05	1,83	1,70
L/B = 10	2,54	1,27	2,25	2,10
L/B = 100	4,01	2,00	3,69	3,40

$$h \geq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Rígida}$$

$$h \leq \frac{B-b}{4} \rightarrow \text{Sapata Flexível}$$

Figura 3.2 – Fator de Influência I_w para sapatas rígidas e flexíveis

Para utilizar a Equação 3.8, de Perloff (1975), é recomendado que o módulo de elasticidade seja obtido por algum ensaio, como: ensaios de penetração estática (CPT), ensaios de penetração dinâmica (SPT) ou ensaios triaxiais.

3.1.4 Recalque vertical estimado

Nesse caso, podem ser utilizadas as expressões analíticas de Mindlin, apresentadas em Poulos e Davis (1974), as quais fornecem os deslocamentos (d) em um meio contínuo, semi-infinito e homogêneo para um carregamento conhecido.

Caso seja necessário considerar as diversas camadas de solo (meio heterogêneo), conhecendo-se a posição do plano indeslocável, pode-se utilizar o procedimento de Steinbrenner (POULOS, 1967). Nesse caso, é necessário conhecer o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson de cada camada de solo.

O módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson podem ser obtidos a partir das Tabelas 3.6 e 3.7, respectivamente, apresentadas em Teixeira e Godoy (1996).

Tabela 3.6 – Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo

Descrição do tipo de solo	E (kgf/cm²)
Areia normal adensada	$E = 5 (SPT+5)$
Areia sobreadensada	$E = 180+(7,5.SPT)$
Argila terciária de SP	$E = 55,4+(25,9.SPT)$
Areia fofa (SPT \leq 4)	50
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	200
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	500
Areia compacta (SPT 19 a 40)	700
Areia muito compacta (SPT > 40)	900
Argila muito mole (SPT \leq 2)	10
Argila mole (SPT 2 a 5)	20
Argila média (SPT 6 a 10)	50
Argila rija (SPT 11 a 19)	80
Argila dura (SPT > 19)	150

Tabela 3.7 – Valores sugeridos para o coeficiente de Poisson do solo

Descrição do tipo de solo	ν
Areia fofa (SPT \leq 4)	0,3
Areia pouco compacta (SPT 5 a 8)	0,29
Areia medianamente compacta (SPT 9 a 18)	0,28
Areia compacta (SPT 19 a 40)	0,27
Areia muito compacta (SPT > 40)	0,26
Argila muito mole (SPT \leq 2)	0,24
Argila mole (SPT 2 a 5)	0,23
Argila média (SPT 6 a 10)	0,22
Argila rija (SPT 11 a 19)	0,21
Argila dura (SPT > 19)	0,21

O recalque (w) abaixo do vértice de uma área retangular ($L \cdot b$), carregada com uma carga uniformemente distribuída (p) nesta área (Figura 3.3) é dado pela Equação 3.9, indicada em Poulos e Davis (1974).

$$w = \frac{p \cdot b}{E_s} \cdot (1 - \nu^2) \cdot \left(A - \frac{1 - 2\nu}{1 - \nu} \cdot B \right) \quad (3.9)$$

onde: $A = \frac{1}{2\pi} \left[\ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2+m^2}}{\sqrt{1+m^2+n^2-m^2}} \right) \right] + m \cdot \ln \left(\frac{\sqrt{1+m^2+n^2+1}}{\sqrt{1+m^2+n^2-1}} \right);$

$$B = \frac{n}{2\pi} \cdot \text{arctg} \frac{m}{n \cdot \sqrt{1+m^2+n^2}};$$

$$m = L/b;$$

$$n = z/b;$$

p é a carga uniformemente distribuída na área;

b é a menor dimensão (largura) da base da fundação;

L é a maior dimensão (comprimento) da base da fundação;

E_s é o módulo de elasticidade do solo;

ν é o coeficiente de Poisson do solo;

z é a profundidade onde se deseja obter o recalque;

d é o recalque calculado.

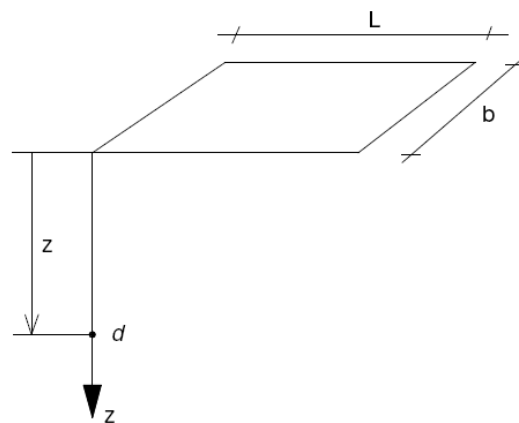


Figura 3.3 - Variáveis para cálculo do recalque sob uma fundação retangular

As maiores vantagens neste método são: a possibilidade da sobreposição dos efeitos causados pela influência das fundações vizinhas e a possibilidade da consideração do solo com suas diversas camadas, utilizando o processo de Steinbrenner (POULOS, 1967).

Através do processo de Steinbrenner a estratigrafia do maciço de solos é modelada, onde o encurtamento de cada camada é determinado através da diferença entre o deslocamento do topo da camada e do deslocamento da base. O encurtamento total do maciço de solos é definido como sendo a soma dos encurtamentos de todas as camadas (superposição dos efeitos). Assim, considerando um maciço de solos formado por duas camadas de solos sobre uma camada indeformável, calcula-se o deslocamento até infinito do topo e da base da camada 1, considerando o meio 1. A diferença entre os dois será o encurtamento da camada 1. Calcula-se o deslocamento até infinito do topo e da base da camada 2, considerando meio 2. A diferença entre o deslocamento do topo e da base da camada 2 será o encurtamento da camada 2. O encurtamento total do maciço de solos será a soma dos encurtamentos das camadas 1 e 2 (Figura 3.4).

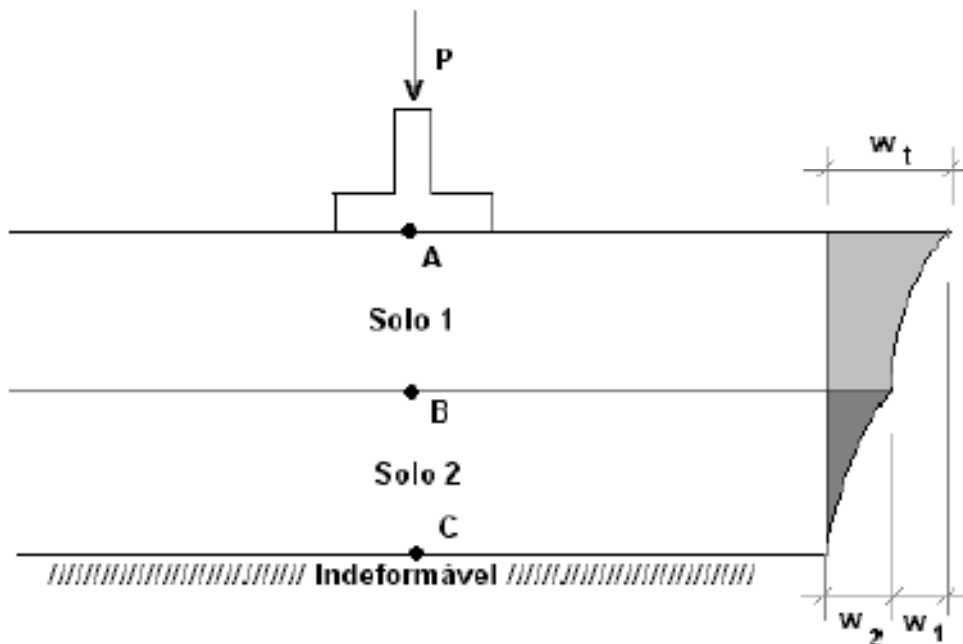


Figura 3.4 – Solo estratificado - modelo de STEINBRENNER

As equações 3.10, 3.11 e 3.12, fornecem respectivamente os recalques no meio 1, meio 2 e recalque total.

$$W_1 = W_{AB} = W_A - W_{B1} \rightarrow \text{considerando o meio 1} \quad (3.10)$$

$$W_2 = W_{BC} = W_{B2} - W_C \rightarrow \text{considerando o meio 2} \quad (3.11)$$

$$W_t = W_{AC} = W_1 + W_2 \quad (3.12)$$

onde: w_A recalque do ponto A, considerando o semi-espço infinito homogêneo 1;
 w_{B1} recalque do ponto B, considerando o semi-espço infinito homogêneo 1;
 w_{B2} recalque do ponto B, considerando o semi-espço infinito homogêneo 2;
 w_C recalque do ponto C, considerando o semi-espço infinito homogêneo 2.

3.2 Modelo de Pais e Kausel

A rigidez do conjunto solo-fundação, quando submetido à compressão, pode ser estimada através dos coeficientes de rigidez estáticos propostos por Pais e Kausel (1988), citados por Wolf (1994). Estes coeficientes são determinados considerando uma fundação rígida, apoiada sobre uma superfície de um semi-espço elástico, homogêneo e isotrópico (solo). Para o caso de uma fundação do tipo sapata, com base retangular, com largura “2 b” (na direção do eixo “z”) e comprimento “2 a” (na direção do eixo “x”), sendo $2 b < 2 a$, os coeficientes de rigidez à translação nas direções vertical (K_Y) e horizontais (K_X e K_Z) são dados por:

$$K_Y = \frac{G \cdot b}{1 - \nu} \left[3,1 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,75} + 1,6 \right] \quad (3.13)$$

$$K_X = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,65} + 2,4 \right] \quad (3.14)$$

$$K_Z = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[6,8 \left(\frac{a}{b} \right)^{0,65} + 0,8 \left(\frac{a}{b} \right) + 1,6 \right] \quad (3.15)$$

No caso de uma sapata quadrada, tem-se:

$$K_Y = \frac{4,7 \cdot G \cdot b}{1 - \nu} \quad (3.16)$$

$$K_X = K_Z = \frac{9,2 \cdot G \cdot b}{2 - \nu} \quad (3.17)$$

onde: ν é o coeficiente de Poisson do solo;

G é o módulo de elasticidade transversal do solo, que pode ser obtido por:

$$G = \rho V_S^2 \quad (3.18)$$

onde: ρ é a massa específica do solo;

V_S é a velocidade de propagação da onda transversal no semi-espaco homogêneo (solo).

Os coeficientes de rigidez, assim calculados, podem ser utilizados no modelo mecânico de torres para considerar a flexibilidade da fundação, entretanto estes valores são válidos somente quando o conjunto solo-fundação está submetido à compressão (KAMISNKI, 2007).

3.3 Tração em fundações

As fundações de torres metálicas autoportantes apresentam características particulares, uma vez que devem ser dimensionadas tanto a esforços de compressão quanto de tração, além dos esforços horizontais.

Para considerar a interação solo-estrutura no modelo mecânico de uma torre autoportante, ou seja, levar em conta a flexibilidade das fundações na avaliação da resposta, sob diferentes condições de carregamento, deve-se dispor de dados relativos ao solo sobre o qual a torre está apoiada, para que se possa estimar a rigidez (comportamento carga x deslocamento) do conjunto solo-fundação.

Sabe-se que o comportamento de qualquer tipo de solo à tração é diferente do comportamento à compressão, e apenas este fato é suficiente para alterar a distribuição dos esforços nas barras da torre, quando comparada ao modelo usualmente empregado com apoios indeslocáveis, mesmo que se considere que o solo é perfeitamente homogêneo e exatamente o mesmo nos quatro apoios.

No caso de sapatas de concreto armado, os processos construtivos têm uma pequena influência na capacidade à compressão, porém uma grande influência na capacidade ao arrancamento (tração), e conseqüentemente no comportamento carga x deslocamento vertical.

Por exemplo, a resistência ao arrancamento depende de como a base da fundação é concretada, se sobre o solo natural ou com fôrmas. Ainda, fundações com alargamento de base têm sua capacidade à tração significativamente aumentada (KAMINSKI, 2007).

O principal componente da capacidade das fundações é a capacidade de resistência do solo onde a fundação será executada. Além disso, falhas de fundações não são bem definidas e deslocamentos precisam ser limitados a fim de manter a integridade da estrutura da torre (BUCKLEY, 1994).

Os esforços existentes em torres de transmissão impõem à fundação cargas de compressão, tração e horizontais. Para cargas de compressão, existem métodos de cálculo bem definidos, porém a carga crítica que determina o tamanho da fundação é geralmente a capacidade à tração. Existe um número de modelos de cálculos determinísticos disponíveis para cálculo de capacidade à tração, porém informações estatísticas e resultados em escala real são esparsos (BUCKLEY, 1994).

Buckley (1994) apresentou uma análise estatística de um grande número de fundações do tipo sapatas ensaiadas à tração de 1984 a 1989 pelo ESB (*Electricity Supply Board*). Nesse trabalho os resultados dos ensaios foram comparados com modelos de cálculos de projeto através de métodos probabilísticos.

A análise estatística realizada por Buckley (1994) foi realizada para diferentes categorias de fundações, onde as capacidades de carga à tração das sapatas obtidas nos ensaios em escala real foram comparadas com métodos de previsão de carga onde fatores de carga foram calculados.

$$m = \frac{\textit{Capacidade Real}}{\textit{Capacidade calculada}} \quad (3.19)$$

Os métodos de cálculo de projeto utilizados na comparação foram:

- a) Método do cone invertido, utilizando vários ângulos de falha, densidades de solo e concreto;
- b) Modelo de projetos da norma alemã VDE;
- c) Método do tipo cisalhamento (Killer), utilizando valores de capacidade de cisalhamento variando com a profundidade, bem como valores fixos.

O método do cone invertido (*Frustum*) é um dos mais antigos utilizados para cálculo de capacidade à tração de fundações. Nesse método é considerado um cone iniciando na base da fundação fazendo um ângulo com a vertical normalmente tomado como 30° chegando à superfície, que determina o solo que estará contribuindo com a resistência a tração.

$$U_f = V_s \cdot \gamma_s + V_c \cdot \gamma_c \quad (3.20)$$

onde: V_s e V_c são os volumes de solo e concreto contidos no cone, respectivamente;

γ_c é o peso específico do concreto;

γ_s é o peso específico do solo.

Um dos principais tipos de fundações analisadas por Buckley (1994) são as “undercut foundations”, que são sapatas, onde a base é levemente mais larga que o nível do pescoço da fundação (figura 3.5).

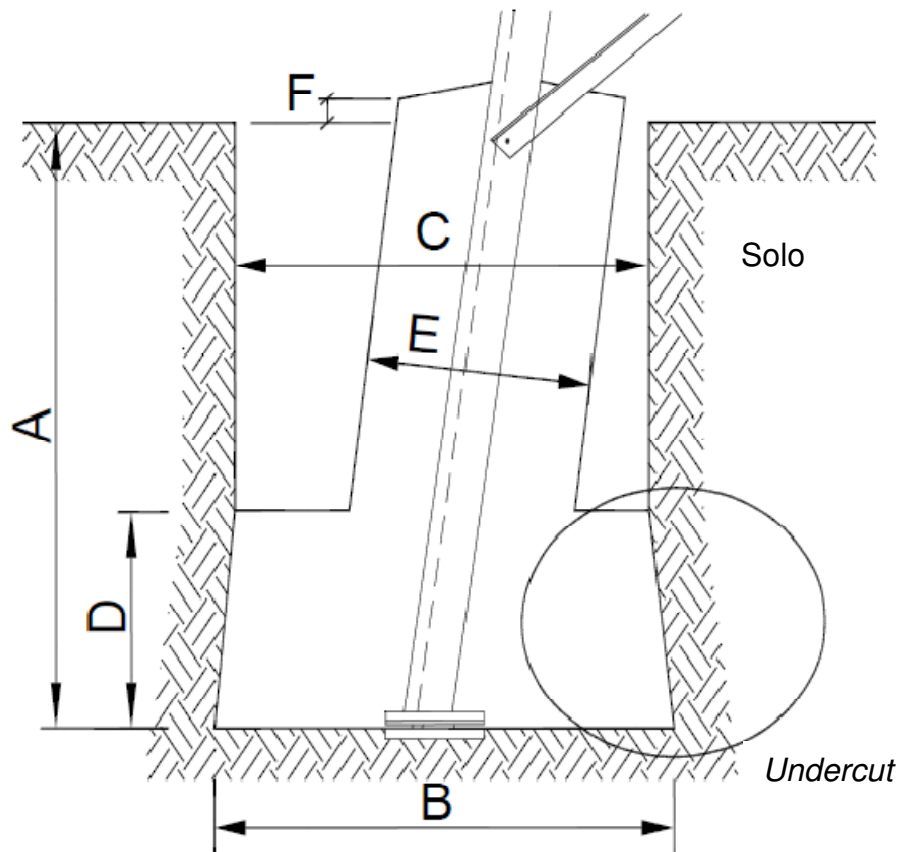


Figura 3.5 – Fundação sapata tipo "undercut foundations"

As figuras 3.6 e 3.7 ilustram o método do cone invertido para os casos de falha em solos nativos e solos de reaterro.

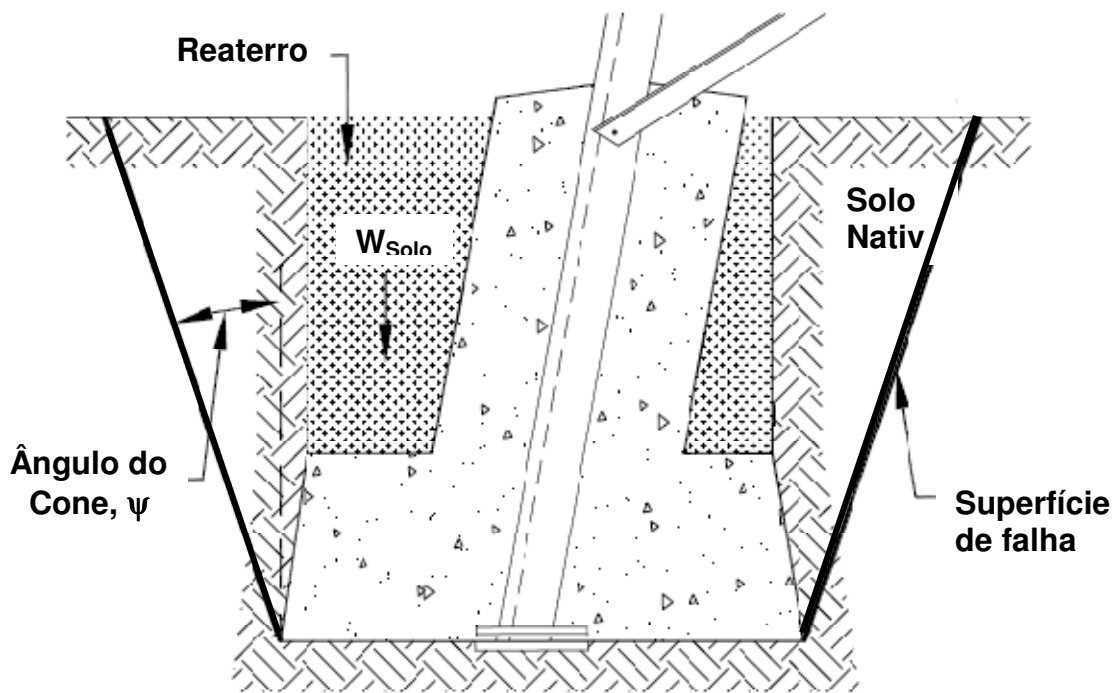


Figura 3.6 – Falha em solos nativos (CIGRE, 2008)

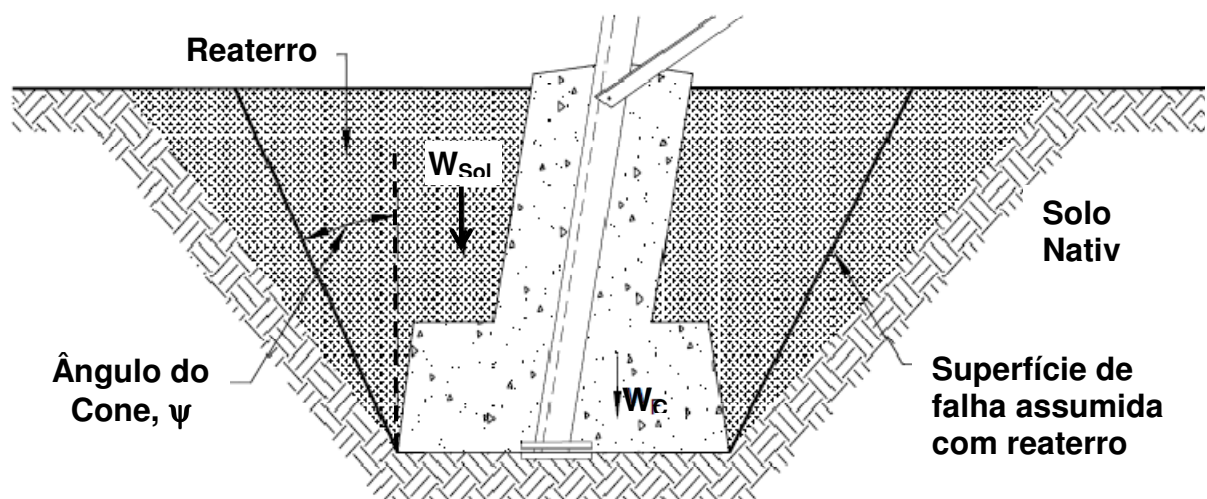


Figura 3.7 – Falha em solos de reaterro (CIGRE, 2008)

A capacidade à tração é baseada na equação 3.20, onde V_s e V_c podem ser calculados através das equações 3.21 a 3.25 (CIGRE, 2008).

$$V_S = V_{S,F} - V_{C,B} \quad (3.21)$$

$$V_{S,F} = \frac{A}{3} [G^2 + B^2 + (B \cdot G)] \quad (3.22)$$

$$G = B + 2 (A \cdot \tan \Psi) \quad (3.23)$$

$$V_{C,B} = \frac{D}{3} [B^2 + C^2 + (B \cdot C)] + ((A - D) \cdot (E^2)) \quad (3.24)$$

$$V_C = \frac{D}{3} [B^2 + C^2 + (B \cdot C)] + ((A - D) \cdot (E^2)) + (E^2 \cdot F) \quad (3.25)$$

onde: $V_{C,B}$ representa o volume de solo enterrado;

$V_{S,F}$ representa o volume do cone.

A, B, C, D, E, F, G, ψ : Conforme estão ilustrados nas figuras 3.5 a 3.7.

O fator de carga citado anteriormente varia de uma fundação para outra, dessa forma Buckley, (1994) realizou uma análise estatística dos dados através dos métodos de distribuição normal e "t" Student. O autor apresenta uma tabela com os resultados estatísticos para os fatores de carga utilizando vários modelos de projeto com diferentes critérios de capacidade para fundações do tipo sapata (*undercut*) em solos coesivos (Tabela 3.8).

Quando uma carga de tração é aplicada em uma sapata, os deslocamentos iniciais são praticamente nulos até que o peso próprio da fundação seja excedido. Quando a fundação começa a se elevar, o comportamento é linear, até que seja alcançado o limite elástico, que pode estar entre 2 e 4 mm, dependendo do tipo de solo. Em geral, após este limite, os deslocamentos aumentam mais rapidamente, mas o comportamento continua praticamente linear, até o limite de trabalho (ponto com 10 mm de deslocamento). A capacidade última ocorrerá com uma carga mais alta, porém com grandes deslocamentos da fundação.

Tabela 3.8 – Comparação entre fator de carga utilizando vários modelos de projeto (BUCKLEY, 1994)

Modelo de projeto	N°. de amostras n	Fator Médio de Carga m	Desvio Padrão S	Coef. de Variação COV%	Distrib. Normal M90	Distrib. "t" Students M90
Critério de Limite Elástico						
U _{F30}	22	0,9157	0,2130	23,27	0,6431	0,6345
U _{F25}	22	1,0968	0,2809	25,61	0,7372	0,726
U _{VDEA}	22	0,9812	0,2328	23,73	0,6832	0,6739
U _{k750D}	22	0,8736	0,2025	23,18	0,6144	0,6063
Critério de Limite de Trabalho (10 mm de deslocamento)						
U _{F30}	17	1,2359	0,2024	16,38	0,9768	0,9647
U _{F25}	17	1,4825	0,3504	23,63	1,0340	1,0130
U _{VDEA}	17	1,3239	0,2479	18,72	1,0066	0,9917
U _{k750D}	17	1,1700	0,1881	15,99	0,9355	0,9242
Critério de Carga última						
U _{F30}	11	1,6229	0,2415	14,88	1,3138	1,2896
U _{F25}	11	1,9340	0,5050	26,11	1,2876	1,2371
U _{VDEA}	11	1,7645	0,4082	23,13	1,2420	1,2053
U _{k750D}	11	1,5187	0,2363	15,56	1,2162	1,1973

No estudo da CIGRÉ (1994) é sugerido adotar o ponto com 10 mm de deslocamento (levantamento) como limite de trabalho, embora existam indicações de que em fundações muito superficiais este critério possa ser relaxado. Na IEC 60826 (2003) este ponto é considerado como o limite de dano, isto é, o limite de resistência que, se for excedido, conduz ao dano na torre.

Outros critérios que fortalecem a adoção de 10 mm de deslocamento como limite de trabalho, ou limite de dano, nas fundações do tipo sapata são:

a) várias sapatas ensaiadas pela ESB foram inicialmente tracionadas até atingir um levantamento de aproximadamente 10 mm, e depois novamente testadas com carregamentos mais altos, sem perda apreciável da capacidade;

b) fundações testadas além de 10 mm resultaram consideravelmente mais fracas em um novo teste;

c) alguns trabalhos, incluindo Mors (1964) e Gagneux e Lapeyre (1987), citados em CIGRÉ (1999), sugerem que torres autoportantes não seriam

consideravelmente enfraquecidas quando submetidas a deslocamentos verticais diferenciais de até 10 mm. No entanto, esta tolerância ainda é assunto de discussão.

Deve-se salientar que a seleção de um limite de dano de 10 mm é aplicada a sapatas, e este deslocamento não seria admissível em estacas ou tubulões, os quais são dependentes do atrito do solo para determinação de suas capacidades. Ainda no estudo da CIGRÉ (1999), é recomendado adotar um deslocamento (levantamento) de 20 mm como limite de falha para torres autoportantes, embora nas recomendações da IEC 60826 (2003) este limite seja bastante superior (50 a 100 mm).

Buckley (1994) apresenta um padrão de falha generalizado para a principal fundação testada que foi do tipo sapata (*undercut*) em solos coesivos e não coesivos, onde fornece os deslocamentos em função da porcentagem de carga última. Este padrão está apresentado na figura 3.8.

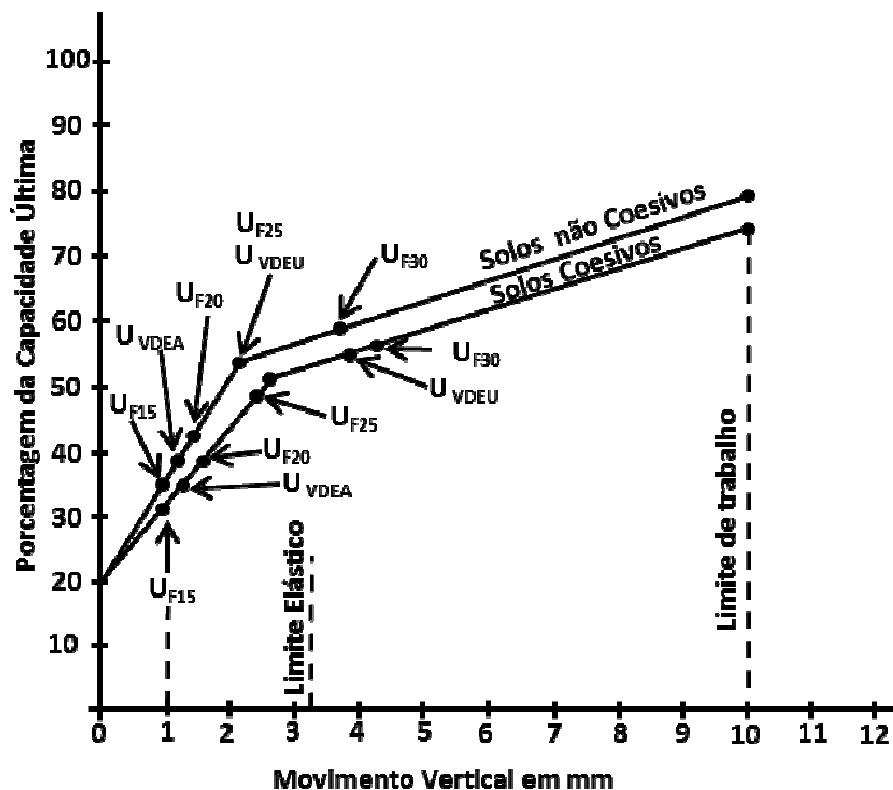


Figura 3.8 – Deslocamentos típicos das sapatas à tração. (BUCKLEY, 1994)

A posição média de vários modelos de cálculo à tração são mostrados no gráfico da figura 3.8. As legendas utilizadas são conforme o exemplo:

U_{VDEU} – Capacidade à tração baseada nas normas de projeto da Alemanha (VDE), para fundações do tipo U;

U_{F30} – Capacidade à tração para o modelo do cone invertido utilizando um ângulo de 30° ;

Utilizando o gráfico da figura 3.8 é possível simular a rigidez à tração da fundação, construindo um gráfico carga x deslocamento, obtendo-se os pontos de limites elásticos, de falha (10 mm) e de capacidade última, através da correlação entre capacidades de projeto e capacidades reais apresentadas na tabela 3.9.

3.4 Fundação utilizada e obtenção dos coeficientes de mola

O tipo de fundação selecionada para o estudo é uma sapata do tipo *undercut*, com as dimensões apresentadas na figura 3.9. A escolha deste tipo de fundação para as torres SS e SY se deve ao fato de esta ser frequentemente utilizada em LTs e a existência de dados para consideração da rigidez do solo à tração. A descrição das torres são apresentadas no item 5.

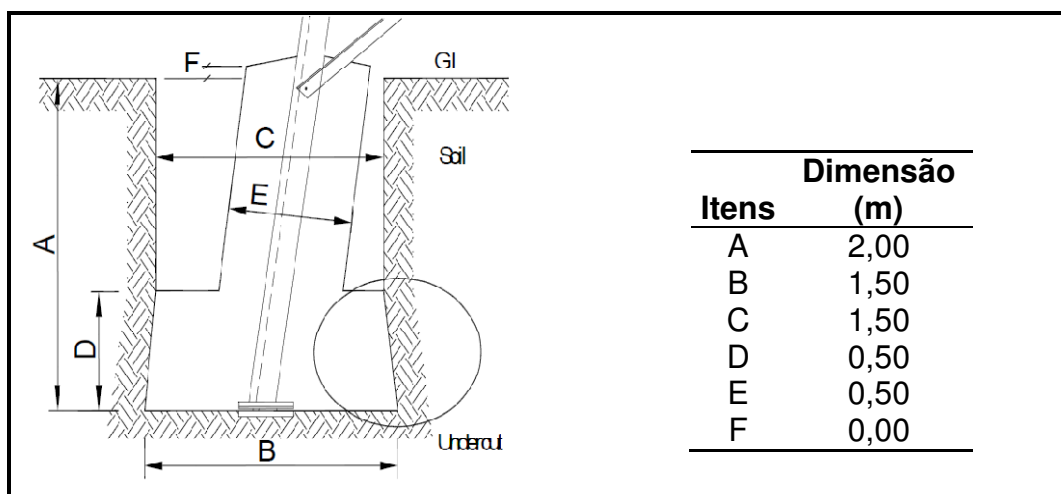


Figura 3.9 – Dimensões das fundações utilizadas no estudo

O solo adotado na análise é uma argila de consistência média a rija (solo coesivo), com as seguintes características.

- a) Módulo de elasticidade longitudinal $E = 7.848 \text{ kN/m}^2$;
- b) Densidade $\rho = 15,70 \text{ kN/m}^3$;
- c) Coeficiente de Poisson $\nu = 0,21$;
- d) Módulo de elasticidade transversal:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = 3.243 \text{ kN/m}^2 \quad 3.26$$

3.4.1 Coeficientes de rigidez vertical (compressão) e horizontal

Para a obtenção do coeficiente de rigidez da mola K_Y foi utilizado o modelo de Pais e Kausel (1988), apresentado no item 3.2.

O coeficiente de rigidez K_Y é determinado através da equação 3.16 para sapatas quadradas. Os coeficientes de rigidez K_X e K_Z foram tomados como 10% de K_Y , o que é utilizado nos trabalhos como Schmidt (1997). Adotando uma fundação típica com sapata quadrada de $1,50 \times 1,50 \text{ m}$ (figura 3.9), dimensões frequentes em projetos para estes tipos de torres, assentada sobre argila de consistência de média a rija, e considerando o módulo de elasticidade transversal do solo $G = 3.243 \text{ kN/m}^2$, $\rho = 15,70 \text{ kN/m}^3$ e $\nu = 0,21$, tais coeficientes resultam:

$$K_Y = 14.470 \text{ kN/m} \quad (\text{vertical})$$

$$K_X = K_Z = 1.447 \text{ kN/m} \quad (\text{horizontais})$$

Com o objetivo de comparar o coeficiente de rigidez da mola vertical (compressão) foi aplicado o modelo de Perloff (1975), apresentado no item 3.1.3, equação 3.8, que fornece o coeficiente de reação vertical através da relação direta com as propriedades elásticas do maciço de solo, onde fatores do elemento de fundação são levados em conta, tais como: sua forma, dimensões e rigidez. Considerando os dados do solo e dimensões da sapata apresentado no item 3.4 e

um fator de forma obtido através da figura 3.2, considerando uma sapata quadrada e rígida, chega-se a $l_w = 0,82$, o que nos conduz a um coeficiente de reação vertical:

$$K_s^V = 6674,85 \text{ kN/m}^3$$

Com o coeficiente de reação vertical foi obtido o coeficiente de rigidez da mola vertical à compressão através da equação 3.27.

$$K_Y = K_s^V \cdot A_{base} \quad (3.27)$$

Aplicando a equação 3.27 e utilizando o K_s^V encontrado, chega-se ao seguinte coeficiente de rigidez da mola vertical:

$$K_Y = 15.018,41 \text{ kN/m}$$

Comparando os dois coeficientes encontrados através dos métodos de Pais e Kausel (1988) e Perloff (1975), percebe-se que os valores são bem próximos, o que indica uma boa aproximação para o valor adotado.

3.4.2 Coeficientes de rigidez vertical (tração)

Para simular o coeficiente de mola à tração da fundação, foi construído um gráfico carga x deslocamento onde os pontos de limites elásticos, de falha (10 mm) e de capacidade última foram obtidos através da correlação entre capacidades de projeto e capacidades reais mostradas na tabela 3.9 e no gráfico da figura 3.8.

Nesse caso, foi calculada a resistência de projeto através do método do cone invertido utilizando a equação 3.19, para um ângulo $\Psi = 30^\circ$ (U_{F30}). Os volumes de concreto V_C e solo V_S foram obtidos através das equações 3.20 a 3.24 com os dados do solo e da sapata apresentados no item 3.4. O peso específico do concreto foi considerado de $\gamma_C = 22,56 \text{ kN/m}^3$. Os valores de V_C , V_S e U_{F30} resultaram:

$$V_C = 1,500 \text{ m}^3;$$

$$V_S = 13,484 \text{ m}^3;$$

$$U_{F30} = 245,535 \text{ kN.}$$

Entrando na tabela 3.8 para U_{F30} , obtém-se os fatores de resistência médios para os limites elástico, de trabalho (10 mm) e carga última de 0,9157, 1,2359 e 1,6229, respectivamente. Multiplicado o valor do U_{F30} pelos fatores de resistência médios para cada limite, os valores das cargas destes limites resultam:

Carga para limite elástico = 224,836 kN;

Carga para limite de trabalho = 303,457 kN;

Carga última = 398,479 kN.

Observando o gráfico da figura 3.8, percebemos que não há deslocamento significativo até a carga que corresponde a 20% da carga última que resulta 79,696 kN. O deslocamento elástico é considerado de até 2,1 mm e o deslocamento que corresponde ao limite de trabalho é de 10 mm. Os gráficos das figuras 3.10 e 3.11 mostram o comportamento do solo à tração considerado no trabalho.

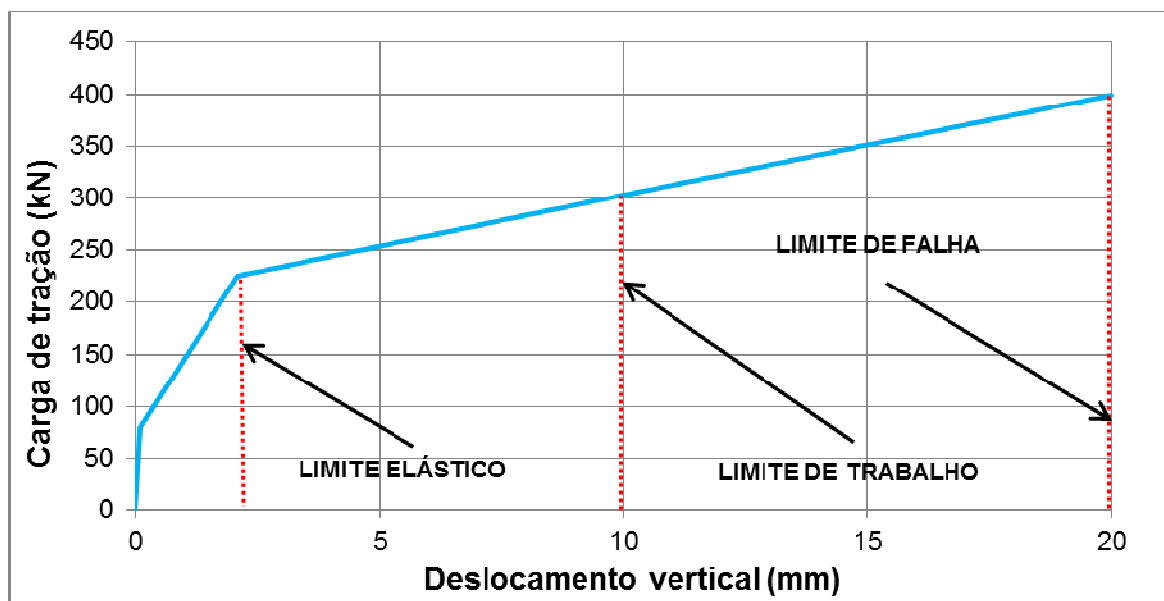


Figura 3.10 – Carga de tração x deslocamento vertical da fundação utilizada

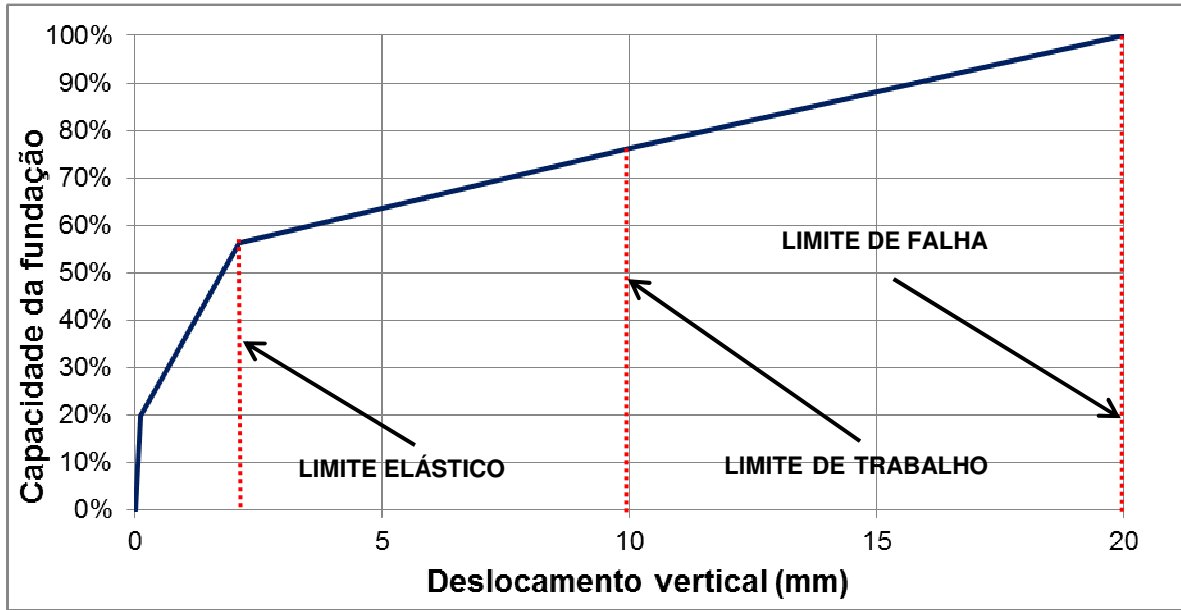


Figura 3.11– Porcentagem da capacidade à tração x deslocamento vertical da fundação utilizada

4 ANÁLISE DINÂMICA DE RUPTURA DE CABOS EM TORRES DE LT

Neste capítulo são apresentados conceitos gerais sobre a ruptura de cabos e a metodologia para a análise dinâmica do problema em torres de LT.

4.1 Ruptura de cabos

O carregamento devido à ação do vento é a principal preocupação no projeto de torres de LT. Porém, cargas provenientes da ruptura de cabos merecem atenção especial, já que elas podem induzir falhas de grandes proporções em LTs, como o efeito cascata que é colapso de torres em sequência. Geralmente o reparo em uma LT devido a uma falha do tipo cascata pode exigir semanas, e os custos envolvidos são proporcionais ao período de interrupção da energia elétrica.

Os procedimentos usuais de análise e projeto de estruturas de LT consideram o carregamento dinâmico devido à ruptura de um cabo condutor (fase) ou pára-raios, através de uma 'carga estática equivalente', aplicada diretamente na torre (sem cabos) na direção longitudinal à LT. Dependendo do tipo de torre, a forma de aplicação desse carregamento é diferente, como exemplo, nas torres de ancoragem, as quais são projetadas para interromper um eventual efeito cascata, e nas torres de final de linha, as cargas devem ser aplicadas em todos os braços, supondo a ruptura de todos os cabos. No caso das torres de suspensão, as quais são projetadas para suspender os cabos e resistir a forças laterais causadas pelo vento, a carga é aplicada em um braço, supondo a ruptura de um único cabo.

A carga devida ao rompimento de um cabo que deve ser aplicada na torre de suspensão, é estabelecida pela tração em regime EDS (*Every Day Stress*) do cabo, a qual para um cabo condutor é da ordem de 20% da sua carga de ruptura à tração UTS (*Ultimate Tension Stress*), considerando também um alívio de 20% nesta força devido ao movimento da cadeia de isoladores. Assim, o valor que deve ser tomado, equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento, é da ordem de 16% da UTS, no caso de um cabo condutor. É bem conhecido no meio dos

projetistas de estruturas de LT que esta hipótese de carga não tem por finalidade evitar o colapso da torre, mas sim fornecer alguma rigidez longitudinal e torsional às torres a fim de evitar o efeito cascata (KAMINSKI *et al.*, 2007).

4.2 Método de integração direta das equações do movimento

Para obter a resposta dinâmica de uma estrutura, no domínio do tempo, pode-se empregar o método de integração numérica direta das equações do movimento.

Uma estrutura com n graus de liberdade pode ter seu comportamento dinâmico representado pela seguinte equação diferencial matricial:

$$[M] \ddot{\vec{q}}(t) + [C] \dot{\vec{q}}(t) + [K] \vec{q}(t) = \vec{F}(t) \quad (4.1)$$

onde: $[M]$, $[C]$ e $[K]$ são as matrizes de massa, amortecimento viscoso (Newtoniano) e rigidez da estrutura, respectivamente, todas de ordem n ;

$\ddot{\vec{q}}(t)$, $\dot{\vec{q}}(t)$ e $\vec{q}(t)$ são vetores de ordem n com as acelerações, velocidades e deslocamentos (ou coordenadas) nodais no instante de tempo t , respectivamente;

$\vec{F}(t)$ é o vetor de forças nodais externas no instante de tempo t , também de ordem n .

Existem dois procedimentos básicos para resolver a integração: métodos explícitos e métodos implícitos.

No caso dos métodos implícitos, a obtenção do resultado do sistema em um instante $(t + \Delta t)$, requer a solução de um sistema de equações. Como exemplo de métodos implícitos tem-se: o método de Wilson- θ e o método de Newmark.

Nos métodos explícitos, após escolher um intervalo de tempo de integração, o estado do sistema num instante $(t + \Delta t)$ pode ser determinado em função do estado do sistema nos instantes anteriores, t , $(t - \Delta t)$, etc., na forma explícita. Como exemplo de métodos explícitos tem-se: o método da aceleração constante e o método das diferenças finitas centrais.

Quando se admite que as massas estejam concentradas nos nós, a matriz de massa $[M]$ do sistema é diagonal, e se for considerado também que a matriz de amortecimento $[C]$ é proporcional a $[M]$, o sistema de equações do movimento pode ser desacoplado, não sendo necessária a montagem ou atualização da matriz de rigidez global $[K]$ da estrutura. Assim, o vetor de coordenadas nodais da estrutura $\vec{q}(t_i)$, em um tempo discreto t_i , é determinado a partir de um conjunto de vetores de coordenadas nodais $\vec{q}(t_{i-k})$ em tempos discretos anteriores t_{i-k} com $k = 1, 2, 3, \dots, i$, e o método é chamado de explícito.

Para obter as coordenadas nodais da estrutura $\vec{q}(t_i)$ em cada tempo t_i , nas direções x , y e z , resolvendo as equações de equilíbrio dinâmico através do método de integração explícita, utilizando diferenças finitas centrais, é utilizada a seguinte expressão:

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \vec{q}(t_i + \Delta t) = \\ & = \vec{F}(t_i) - \left[[K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right] \vec{q}(t_i) - \left[\frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2\Delta t} [C] \right] \vec{q}(t_i - \Delta t) \end{aligned} \quad (4.2)$$

onde: Δt é o intervalo de tempo de integração (em s).

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

Antes de iniciar o processo é necessário especificar as condições iniciais $\vec{q}(0)$ e $\vec{\dot{q}}(0)$. Já que:

$$\vec{q}(0 - \Delta t) = \vec{q}(0) - \Delta t \vec{\dot{q}}(0) + \frac{\Delta t^2}{2} \vec{\ddot{q}}(0) \quad (4.3)$$

onde o vetor $\vec{\ddot{q}}(0)$ pode ser obtido da Equação 4.1, escrita para $t = 0$:

$$\vec{\ddot{q}}(0) = [M]^{-1} \{ \vec{F}(0) - [C] \vec{\dot{q}}(0) - [K] \vec{q}(0) \} \quad (4.4)$$

Quando as matrizes de massa $[M]$ e de amortecimento $[C]$ são diagonais, a matriz resultante que multiplica $\vec{q}(t_i + \Delta t)$ na Equação 4.2 será também diagonal.

Como a integração pode ser efetuada em nível de elemento, não é necessário formar a matriz de rigidez global [K]. Dessa forma, não será necessário utilizar um processo de solução de sistemas de equações algébricas para determinar o vetor $\vec{q}(t_i + \Delta t)$, o que resulta numa significativa redução do esforço computacional. Assim, a expressão das diferenças finitas centrais para calcular os deslocamentos em qualquer nó, nas direções x, y ou z, no tempo $t_i + \Delta t$, fica:

$$q(t_i + \Delta t) = \frac{1}{1 + \frac{c_m \Delta t}{2}} \left[\frac{f(t_i) \Delta t^2}{m} + 2 q(t_i) - \left(1 - \frac{c_m \Delta t}{2}\right) q(t_i - \Delta t) \right] \quad (4.5)$$

onde: q é a coordenada nodal (em m) na direção x, y ou z;

$f(t_i)$ é a componente da força nodal resultante (em N) na direção correspondente no tempo t_i . É composta pelas forças gravitacionais $f_g(t_i)$ (peso próprio e forças nodais externas) e pelas forças axiais $f_a(t_i)$ que surgem em razão das deformações axiais nos elementos de treliça;

$c_m = c/m$ é a constante de proporcionalidade;

m é a massa nodal (em kg);

c é o coeficiente de amortecimento viscoso (em N s/m), proporcional à massa m.

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

Em cada passo de integração, ou seja, na avaliação da Equação 4.5 para todos os nós, em todas as direções, as coordenadas nodais são atualizadas causando deformações axiais dos elementos, os quais reagem com forças axiais f_a que se opõem aos deslocamentos. A força axial em um instante de tempo t_i , para um elemento de rigidez axial (E A) e comprimento L, com comportamento linear, é dada por:

$$f_a(t_i) = E A \frac{L(t_i) - L(0)}{L(0)} \quad (4.6)$$

onde: $L(0)$ é o comprimento inicial (em t = 0) do elemento de treliça;

$L(t_i)$ é o comprimento do elemento de treliça no tempo t_i .

Assim, para obter as componentes da força nodal resultante $f(t_i)$, a força axial $f_a(t_i)$ deve ser multiplicada pelos co-senos diretores do eixo do elemento de treliça no estado deformado, e suas componentes somadas com as respectivas forças gravitacionais $f_g(t_i)$ nas direções x, y e z, atuantes no nó em consideração no tempo t_i .

Uma vez que as coordenadas nodais são atualizadas em cada passo de integração, a não-linearidade geométrica é sempre considerada. Para se considerar a não-linearidade física, basta considerar uma relação não-linear entre a força axial f_a e o deslocamento do elemento, ao invés da relação linear mostrada na Equação 4.6.

Segundo Bathe (1996), como o método é condicionalmente estável, a convergência e a precisão da solução dependem do intervalo de tempo de integração Δt adotado. Assim, para que a estabilidade seja assegurada, é necessário que o intervalo de tempo respeite a seguinte condição:

$$\Delta t \leq \Delta t_{\text{crit}} = \frac{2}{\omega_n} = \frac{2}{2\pi f_n} = \frac{T_n}{\pi} \quad (4.7)$$

onde: ω_n é a maior freqüência angular da estrutura com n graus de liberdade (em rad/s);

f_n é a correspondente freqüência de vibração (em Hz);

T_n é o menor período de vibração da estrutura (em s).

Na determinação de Δt pela Equação 4.7, a maior dificuldade consiste em calcular o T_n , que corresponde ao modo de vibração associado ao maior autovalor da estrutura. No entanto, o intervalo de tempo crítico Δt_{crit} , para estruturas constituídas por elementos de treliça, pode ser determinado de forma aproximada por (Groehs, 2001):

$$\Delta t_{\text{crit}} = \frac{L_{\text{min}}(0)}{\sqrt{E/\rho}} \quad (4.8)$$

onde: $L_{\text{min}}(0)$ é o comprimento inicial (em $t = 0$) da menor barra da treliça (em m);

E é o módulo de elasticidade longitudinal do material (em N/m^2);

ρ é a massa específica do material (em kg/m^3).

A Equação 4.8 serve apenas para dar uma idéia aproximada do valor de Δt . Para se ter certeza da precisão dos resultados, sem calcular o maior autovalor da estrutura, é necessário obter pelo menos duas respostas iguais com dois valores diferentes de $\Delta t \leq \Delta t_{\text{crit}}$.

4.3 Leis constitutivas dos elementos da LT

4.3.1 Cabos condutores e pára-raios

Os cabos são formados pela associação de fios, capazes de suportar apenas forças de tração.

Na maioria dos países europeus, relações lineares são utilizadas para calcular flechas, alongamentos, forças e tensões de tração nos cabos de LT. Já nos países norte-americanos, relações não-lineares são comumente empregadas, tais como aquelas desenvolvidas por Batterman (1967). Neste trabalho foram utilizadas relações lineares para calcular flechas, alongamentos, forças e tensões de tração nos cabos condutores e cabos para-raios, isto é, o diagrama tensão-deformação do cabo, para uma temperatura constante, é uma linha reta. Cabe salientar que os cabos são capazes de suportar apenas forças de tração.

Nas simulações, as seguintes leis constitutivas foram adotadas para os cabos condutores e para-raios, respectivamente:

$$F_{CC} = E_{CC} \cdot A_{CC} \cdot \Delta L_{CC} / L_{O\ CC} \quad (4.9)$$

$$F_{CP} = E_{CP} \cdot A_{CP} \cdot \Delta L_{CP} / L_{O\ CP} \quad (4.10)$$

onde: A_{CC} é a área total do cabo condutor (alumínio + aço);

E_{CC} é o módulo de elasticidade do cabo condutor na tração;

F_{CC} é a força de tração (em N) no cabo condutor;

ΔL_{CC} o alongamento (em m) do cabo condutor;

ϵ_{CC} a deformação longitudinal do cabo condutor, expressa em percentual do comprimento inicial (L_{OCC});

A_{CP} é a área total do cabo pára-raios (aço);

E_{CP} é o módulo de elasticidade do cabo pára-raios na tração;

F_{CP} é a força de tração (em N) no cabo pára-raios;

ΔL_{CP} o alongamento (em m) do cabo pára-raios;

ϵ_{CP} a deformação longitudinal do cabo pára-raios, expressa em percentual do comprimento inicial (L_{OCP}).

Cabos suspensos em linhas de transmissão apresentam a forma de uma catenária. Na condição EDS os cabos condutores são projetados para uma tração em torno de 20% de sua capacidade UTS.

Quando os pontos de suspensão do cabo possuem a mesma altura, a catenária é simétrica em relação ao centro do vão (eixo central), onde se localiza o vértice, que é o ponto onde ocorre a flecha máxima. No caso de suportes com alturas diferentes, a catenária não é simétrica e a flecha máxima f_e não ocorre no centro do vão, como ilustrado na figura 4.1. Essa flecha depende do comprimento do vão, da temperatura e da tração aplicada no cabo quando este é fixado nos suportes.

No início da análise (condição inicial, $t = 0$ s) o cabo deve estar numa posição tal que, após a aplicação da força peso, este fique submetido à força de tração de projeto T_p , equivalente a um percentual da força de ruptura na tração do cabo T_{rup} , com a catenária teórica $f_{teórica}$ e a flecha máxima f_e .

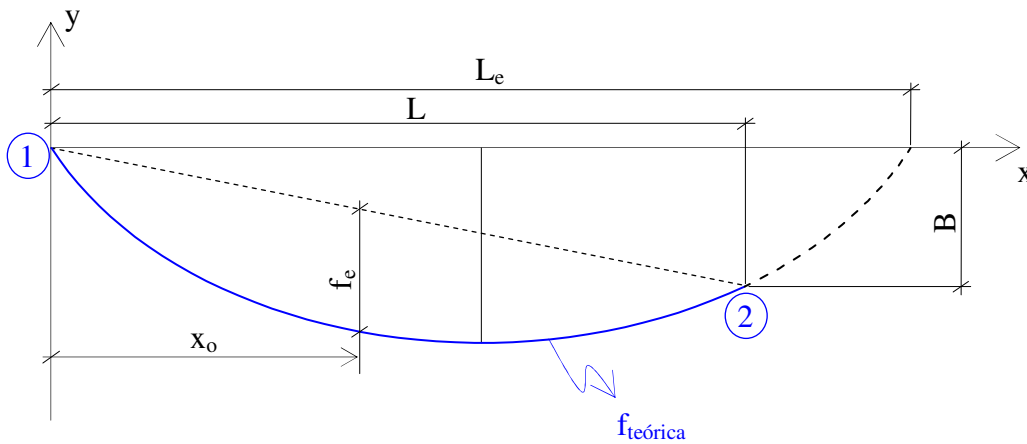


Figura 4.1 – Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes

A formulação apresentada a seguir é utilizada para determinar a catenária teórica $f_{\text{teórica}}$, a flecha máxima f_e , a posição da flecha máxima x_0 e o comprimento teórico do cabo $l_{\text{teórico}}$.

$$T_p = 0,20 T_{rup} \rightarrow \text{para cabos condutores} \quad (4.11)$$

$$C = \frac{T_p}{p} \quad (4.12)$$

$$L_e = L + \frac{2BC}{L} \quad (4.13)$$

$$f_e = \frac{L_e^2}{8C} - B \quad (4.14)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - C \cdot \operatorname{arcosh} \left(\frac{B}{2C \left(\sinh \left(\frac{L}{2C} \right) \right)} \right) \quad (4.15)$$

$$y = C \cdot \left(\cosh \left(\frac{x - x_0}{C} \right) - \cosh \left(\frac{x_0}{C} \right) \right) \quad (4.16)$$

$$l_{teórico} = \sqrt{B^2 + 4 C^2 \cdot \left(\sinh \left(\frac{L}{2 C} \right) \right)^2} \quad (4.17)$$

onde: p é o peso do cabo por metro (em 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 4.1;

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

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

$y(x)$ define a catenária teórica;

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

Na solução do problema dinâmico por integração direta das equações do movimento, de forma explícita, conforme descrito no item 4.2, os cabos devem ser posicionados na chamada condição inicial, isto é, antes da aplicação da força peso (peso próprio), de tal forma que quando o peso próprio é aplicado, o cabo fique disposto na posição teórica, com a força de tração de projeto T_p e a flecha máxima f_e .

Para determinar a posição de um cabo na condição inicial, isto é, antes da aplicação da força peso (peso próprio), é necessário obter a deformação axial ($\varepsilon_{pp} = \Delta L / L_0$) causada por essa força peso.

Para isso, basta colocar na equação constitutiva do cabo o valor da tensão de tração de projeto e então calcular a deformação correspondente (ε_{pp}). Essa deformação deve ser descontada do comprimento teórico do cabo ($l_{teórico}$), obtendo assim o comprimento do cabo na condição inicial ($l_{inicial}$), sem a força peso:

$$l_{inicial} = \frac{l_{teórico}}{1 + \varepsilon_{pp}/100} \quad (4.18)$$

A seguir, a posição do cabo na condição inicial pode ser obtida através da equação 4.19:

$$y_1 = C_1 \cdot \left(\cosh \left(\frac{x - x_{01}}{C_1} \right) - \cosh \left(\frac{x_{01}}{C_1} \right) \right) \quad (4.19)$$

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

$$x_{01} = \frac{L}{2} - C_1 \cdot \operatorname{arcsenh} \left(\frac{B}{2 C_1 \left(\sinh \left(\frac{L}{2 C_1} \right) \right)} \right) \quad (4.20)$$

e C_1 é dado por:

$$C_1 = \sqrt{\frac{L^4}{12 (l^2_{inicial} - B^2 - L^2)}} \quad (4.21)$$

Aplicando o peso próprio na condição inicial, o cabo ficará disposto na posição teórica, com a força de tração de projeto T_p e a flecha máxima f_e . Detalhes adicionais podem ser encontrados em Irvine e Caughey (1974).

Os modelos de LT analisados são com três torres e quatro vãos de cabos. Os cabos estão suspensos por torres espaçadas de 500 metros ($L = 500$ m) e 400 metros ($L = 400$ m), para as torres SS e SY, respectivamente. Em todos os modelos as torres estão na mesma altura ($B = 0$).

Para determinar a força de tração de projeto do cabo para-raios na posição teórica, a qual deve ser calculada para uma flecha máxima da catenária teórica f_e igual a 90% da flecha máxima f_e dos cabos condutores no vão em consideração, foi empregada a equação 4.22 para inicialmente estimar a flecha máxima f_e dos cabos condutores:

$$f_e = \frac{p \cdot L^2}{8 \cdot T_p} \quad (4.22)$$

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

L é o vão entre as torres (em m);

T_p é a força de tração de projeto dos cabos condutores na posição teórica, após a aplicação da força peso (na condição EDS).

Através da equação 4.22 utilizando os dados apresentados nas tabelas 4.1 e 4.2, as quais fornecem as propriedades dos cabos, resultou em flechas de 17,21 m e 11,40 m para os cabos GROSBEAK e IBIS, respectivamente.

Estimada a flecha máxima f_e dos cabos condutores, a flecha f_e dos cabos para-raios deve ser tomada como 90% desse valor. A seguir, utilizando a mesma equação anterior, porém isolando T_p , chega-se ao valor da força de tração de projeto dos cabos para-raios, as quais resultam em 8034,723 N e 7761,705 N que representam respectivamente 11,73 % e 11,33 % da T_{rup} destes cabos.

O cabo condutor IBIS ACSR 26/7 (26 fios externos de alumínio e alma com 7 fios de aço) utilizado nos modelos com torres SS tem as propriedades apresentadas na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Propriedades do cabo condutor IBIS ACSR 26/7

Diâmetro Externo	19,8882 mm
Tração Última	7250,6 daN
Tração de maior duração	1450,12 daN
Peso Unitário	0,797703 daN/m
Coef. Dilatação Térm.	0,0000188 /°C
Mód. Elasticidade	7451,5 daN/mm ²

O cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 (26 fios externos de alumínio e alma com 7 fios de aço) utilizado nos modelos com torres SY tem as propriedades apresentadas na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Propriedades do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7

Diâmetro externo	25,146 mm
Área da seção transversal (alumínio + aço)	374,709 mm ²
Força de tração última	11209,5 daN
Peso por metro	1,27726 daN/m
Módulo de Elasticidade	74,515 daN/mm ² /100

O cabo pára-raios utilizado nos modelos com torres SS e SY é do tipo EHS (*Extra High Strength*), com 7 fios de aço de 3/8 de polegada, e tem as propriedades apresentadas na tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Propriedades do cabo para-raios EHS 7 fios de aço de 3/8 de polegada

Diâmetro externo	9,144 mm
Área da seção transversal (aço)	51,0773 mm ²
Força de tração última	6850,26 daN
Peso por metro	0,398413 daN/m
Módulo de Elasticidade	172,369 daN/mm ² /100

As figuras 4.2 e 4.3 mostram respectivamente as posições dos cabos condutores IBIS ACSR 26/7 fios e para-raios EHS 3/8, na condição inicial (antes da aplicação da força peso) e teórica (após aplicação da força peso), para um vão $L = 500$ m e com $B = 0$ m, utilizados na modelagem dos trechos de LT com torres SS.

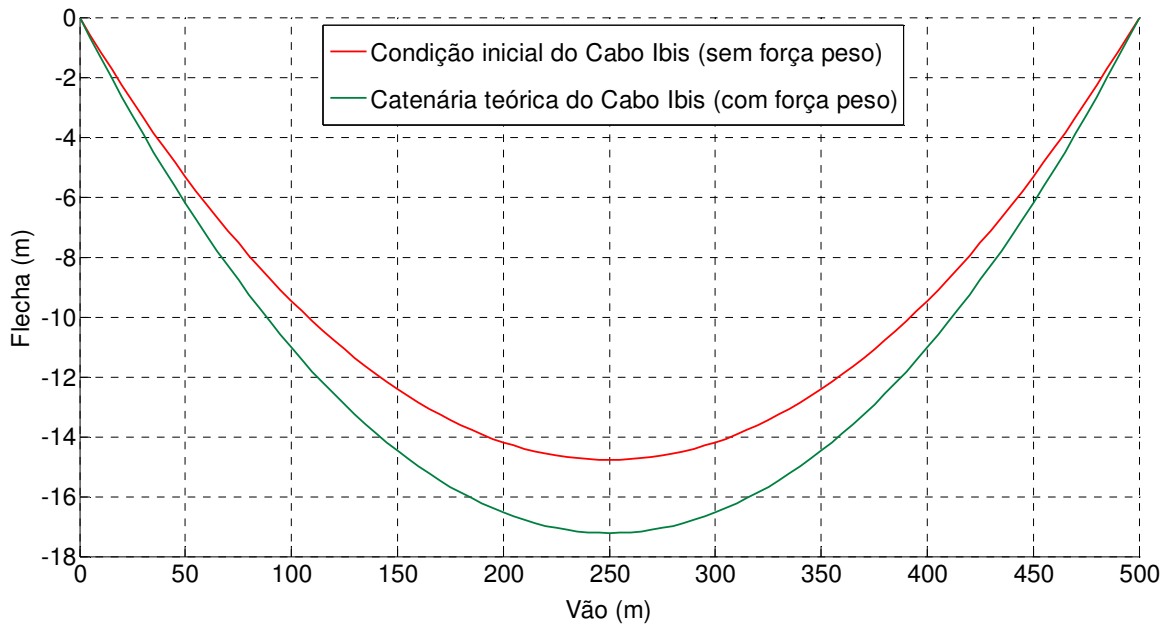


Figura 4.2 – Posições do cabo condutor IBIS ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica, para $L = 500$ m e $B = 0$

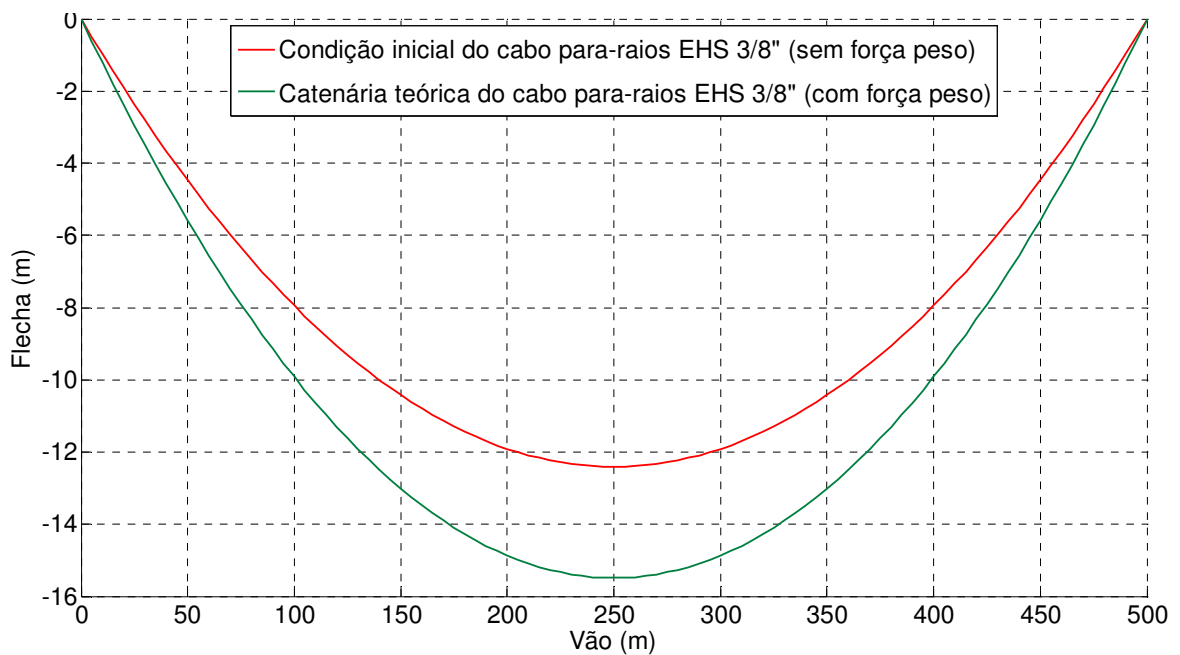


Figura 4.3 – Posições do cabo para-raios EHS 3/8", na condição inicial e teórica, para $L = 500$ m e $B = 0$

As figuras 4.4 e 4.5 mostram respectivamente as posições dos cabos condutores GROSBEAK ACSR 26/7 fios e para-raios EHS 3/8", na condição inicial (antes da aplicação da força peso) e teórica (após aplicação da força peso), para um

vão $L = 400$ m e com $B = 0$ m, utilizados na modelagem dos trechos de LT com torres SY.

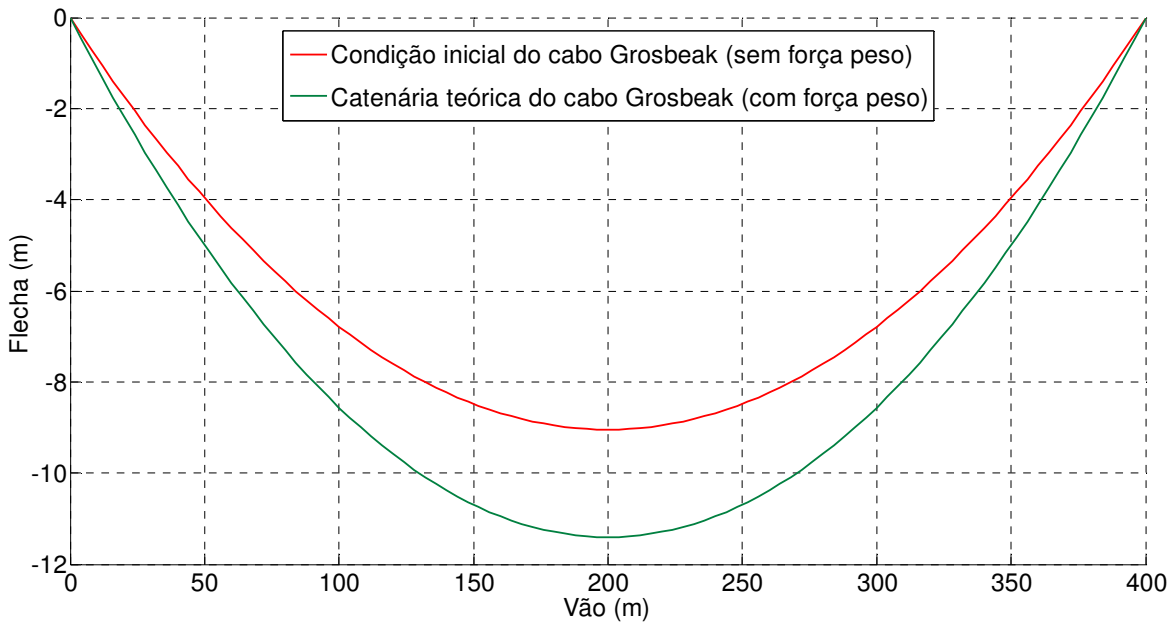


Figura 4.4 – Posições do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica, para $L = 400$ m e $B = 0$

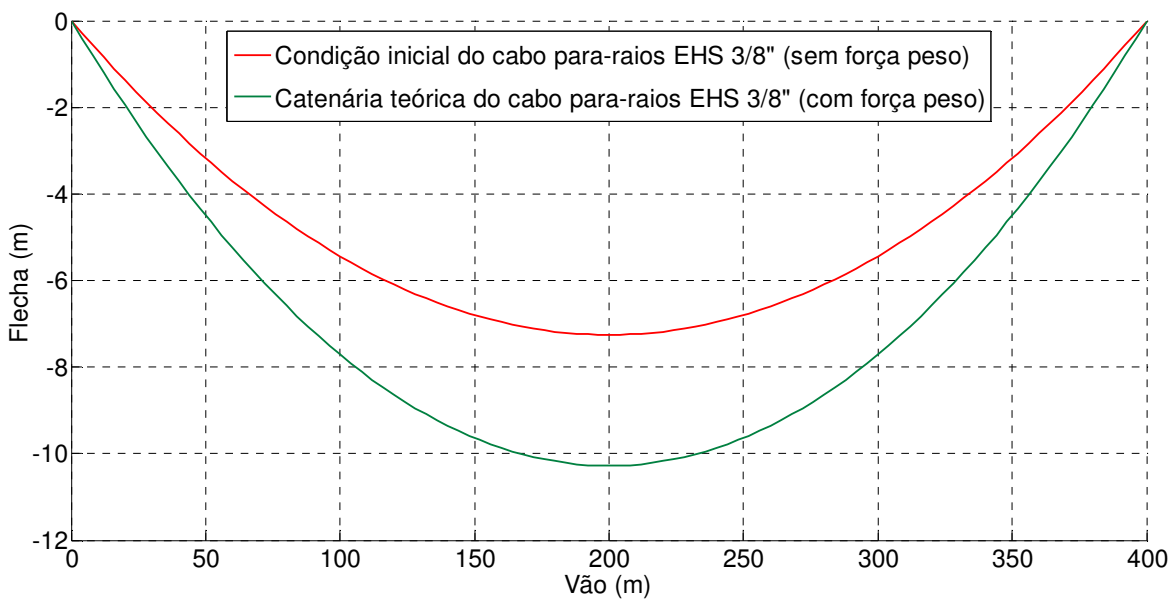


Figura 4.5 – Posições do cabo para-raios EHS 3/8", na condição inicial e teórica, para $L = 400$ m e $B = 0$.

4.3.2 Cadeias de isoladores

As cadeias de isoladores foram modeladas com elementos capazes de suportar apenas forças de tração. Neste trabalho foi utilizada uma relação linear para descrever o comportamento força-deslocamento destes elementos.

Todas as cadeias de isoladores nas torres dos trechos de LT são simples e têm 1,65 m de comprimento. A lei constitutiva adotada para as cadeias de isoladores é a seguinte:

$$F_{Cl} = E_{Cl} A_{Cl} \Delta L_{Cl} / L_{OCl} \quad (4.23)$$

onde: A_{Cl} é a área total da seção transversal da cadeia de isoladores, em m^2 ;

E_{Cl} é o módulo de elasticidade longitudinal do aço que une os isoladores da cadeia, em N/m^2 ;

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

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

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

As propriedades dos elementos de cadeia de isoladores utilizados no modelo mecânico de LT estão apresentadas na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Propriedades dos elementos de cadeia de isoladores

Área da seção transversal das 2 cadeias de isoladores (A_{Cl})	$1,00 \times 10^{-3} \text{ m}^2$
Peso por metro das 2 cadeias de isoladores (ρ)	933,0 N/m
Módulo de Elasticidade longitudinal (E_{Cl})	$2,00 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$

4.3.3 Barras das torres

As barras das torres SS e SY são de aço ASTM A572, com módulo de elasticidade longitudinal $E = 200$ GPa. Na torre SS foram utilizadas barras com aços ASTM graus 50 e 60.

A relação utilizada neste trabalho para descrever o comportamento força x deslocamento das barras das torres, tanto na tração quanto na compressão, é linear. A lei constitutiva adotada é a seguinte:

$$F_{BT} = E_{BT} A_{BT} \Delta L_{BT} / L_{OBT} \quad (4.24)$$

onde: A_{BT} é a área total da seção transversal do elemento de barra da torre, em m^2 ;
 $E_{BT} = 200 \times 10^9$ Pa é o módulo de elasticidade longitudinal do aço ASTM A572 dos perfis (barras das torres);
 F_{BT} é a força de tração ou de compressão no elemento de barra da torre, em N;
 ΔL_{BT} é o alongamento ou o encurtamento do elemento de barra, em metros;
 L_{OBT} é o comprimento inicial do elemento de barra, em metros.

5 METODOLOGIA PARA ANÁLISE DAS TORRES DE LT

As torres metálicas treliçadas de linha de transmissão (LT) selecionadas para este estudo são torres de suspensão, do tipo autoportante, com formato (silhueta) tronco piramidal, denominadas SY e SS e ilustradas nas figuras 5.1 e 5.2, respectivamente. Essas torres foram escolhidas porque apresentam diferenças na simetria. A torre SY é uma torre de circuito duplo e apresenta simetria em relação aos dois planos verticais, enquanto que a torre SS é uma torre de circuito simples e não apresenta simetria em relação ao plano vertical Z-Y.

A torre SY é uma torre de suspensão (ou torre tangente) reforçada, para circuito duplo de 138 kV, com altura total de 33,4 metros e abertura de base de 5 metros. Já a torre SS é uma torre de suspensão, para circuito simples de 138 kV, com altura total de 39 m e abertura de base de 3 m.

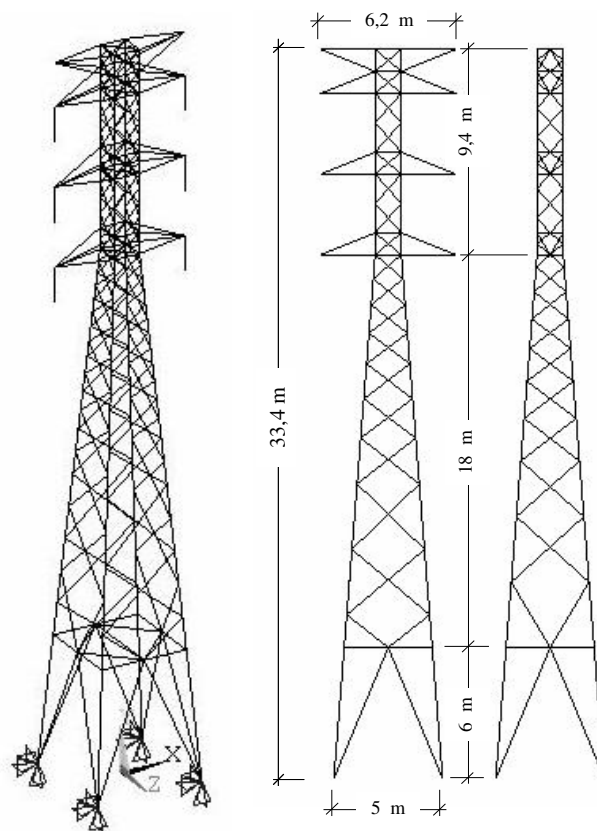


Figura 5.1 – Torre SY – Isométrica e vistas frontal e lateral

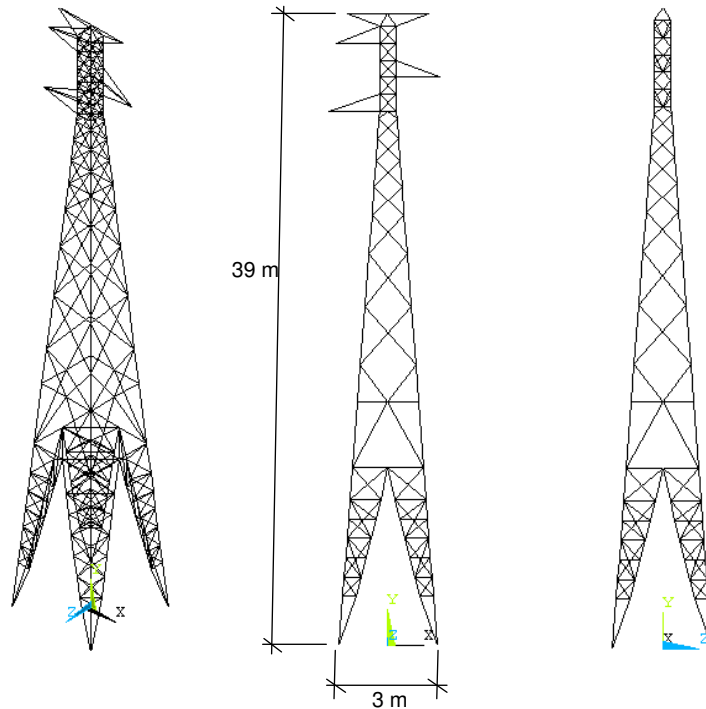


Figura 5.2 – Torre SS – Isométrica e vistas frontal e lateral

Inicialmente, as torres SY e SS são modeladas isoladas, isto é, sem os cabos e os isoladores da LT, e analisadas no programa ANSYS, versão 11, com o propósito de realizar uma análise modal, para determinar as primeiras frequências e modos de vibração. Depois disso, as torres são submetidas a uma análise estática, com as ‘cargas estáticas equivalentes’ de ruptura de um cabo condutor utilizadas em projeto, a fim de avaliar a resposta estática das duas estruturas.

A seguir, as torres são analisadas isoladas pelo método de integração direta, através de uma rotina desenvolvida em FORTRAN (KAMINSKI, 2007) e adaptada para este estudo, aplicando uma carga impulsiva e avaliando a resposta no tempo, a fim de verificar as frequências fundamentais das duas torres, comparando com a análise modal realizada no programa ANSYS.

Por fim, as torres são modeladas dentro de um trecho de LT, ou seja, com os cabos condutores, para-raios e os isoladores e analisadas pelo método de integração direta, através da rotina desenvolvida em FORTRAN, para a carga de ruptura de um cabo condutor, a fim de avaliar a resposta das duas estruturas em termos de deslocamento no topo, reações de apoio e esforços axiais nas barras, comparando com a resposta estática usual no projeto de torres.

Em todas as análises são utilizados modelos com apoios rígidos (indeslocáveis) e modelos com apoios flexíveis (fundação flexível), a fim de avaliar a influência da interação solo-estrutura (ISE) na resposta das torres, para a carga de ruptura de cabo.

A seguir são descritas todas as análises realizadas.

5.1 Modelagem das torres no programa ANSYS

As torres SY e SS foram modeladas no programa ANSYS, versão 11, com o propósito de realizar uma análise modal, para determinar as primeiras frequências e modos de vibração destas estruturas e também para avaliar as respostas em uma análise estática, com as 'cargas estáticas equivalentes' de ruptura de um cabo condutor utilizadas em projeto. Para tal, foram empregados dois modelos, descritos a seguir.

No primeiro modelo, denominado modelo 1, apenas elementos de treliça 3D foram considerados. Neste caso, é necessária a inserção de barras fictícias para evitar hipostaticidades internas no modelo. A área da seção transversal das barras fictícias é bem pequena, a fim de minimizar sua interferência nos resultados.

Em todas as barras das duas torres foram considerados perfis laminados de seção cantoneira (seção "L") de abas iguais, os quais foram definidos no dimensionamento das duas estruturas.

No segundo modelo, denominado modelo 2, as torres foram modeladas com elementos de pórtico 3D nas barras dos montantes e elementos de treliça 3D nas barras diagonais. Em algumas barras horizontais também foram colocados elementos de pórtico 3D para evitar hipostaticidades internas. Neste modelo não são necessárias barras fictícias.

Os dois modelos foram avaliados com apoios indeslocáveis e com fundação flexível.

5.1.1 Dados para a modelagem no ANSYS

Os dados utilizados para a modelagem da torre SS são:

Primeiro modelo:

- Número de nós: 188
- Número de barras reais: 482
- Número de barras fictícias: 154
- Número total de barras: 636

Segundo modelo:

- Número de nós: 188
- Número de barras reais: 482
- Número de barras fictícias: 0
- Número total de barras: 482

Ambos os modelos:

- Módulo de elasticidade longitudinal das barras da torre (N/m^2): $2,0\text{E}+011$
- Perfis cantoneira: conforme Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Propriedades dos perfis utilizados na torre SS

Nº do perfil	Dimensões (mm)	Área da seção transversal (m^2)	Peso por metro (N/m)
Perfis das barras reais			
1	L 40 x 40 x 3	2,350 E-04	18,04
2	L 45 x 45 x 3	2,660 E-04	20,42
3	L 50 x 50 x 3	2,960 E-04	22,85
4	L 50 x 50 x 4	3,890 E-04	29,86
5	2L x 45 x 45 x 3	5,320 E-04	40,84
6	L 60 x 60 x 5	5,820 E-04	44,68
7	L 75 x 75 x 5	7,360 E-04	56,5
8	L 75 x 75 x 6	8,356 E-04	67,17
Barras fictícias			
9	-	2.350E-06	0,07677

Os dados utilizados para a modelagem da torre SY são:

Primeiro modelo:

- Número de nós: 174
- Número de barras reais: 415
- Número de barras fictícias: 308
- Número total de barras: 723

Segundo modelo:

- Número de nós: 174
- Número de barras reais: 415
- Número de barras fictícias: 0
- Número total de barras: 415

Ambos os modelos:

- Módulo de elasticidade longitudinal das barras da torre (N/m^2):
2,0E+011
- Perfis cantoneira: conforme Tabela 5.2.

Tabela 5.2 – Propriedades dos perfis utilizados na torre SY

Nº do perfil	Dimensões (mm)	Área da seção transversal (m^2)	Peso por metro (N/m)
Perfis das barras reais			
1	L 38 x 38 x 3,2	2,320 E-04	17,866
2	L 38 x 38 x 4,8	3,420 E-04	26,337
3	L 44 x 44 x 3,2	2,710 E-04	20,869
4	L 51 x 51 x 4,8	4,580 E-04	35,270
5	L 64 x 64 x 4,8	5,800 E-04	44,665
6	L 76 x 76 x 6,4	9,300 E-04	71,618
7	L 76 x 76 x 7,9	11,500 E-04	88,560
8	L 102 x 102 x 6,4	12,500 E-04	96,261
Barras fictícias			
9	-	2.320E-06	0,03850

Nas torres SS e SY, a área da seção transversal das barras fictícias foi considerada 100 vezes menor que a área da barra com menor seção transversal entre todas as barras das torres.

5.1.2 Análise modal

Depois de modeladas as torres SY e SS isoladas, cada uma é submetida a uma análise modal no programa ANSYS, a fim de determinar as primeiras frequências e os modos naturais de vibração, para posterior comparação com os resultados obtidos na análise dinâmica realizada pelo método de integração direta.

A análise modal das torres é realizada para os modelos 1 e 2. Em todas as análises são utilizados modelos com apoios indeslocáveis e modelos com fundação flexível, a fim de avaliar a influência da flexibilidade da fundação nas características dinâmicas das torres.

5.1.3 Análise estática de ruptura de cabo

A carga devida ao rompimento de um cabo que deve ser aplicada na torre de suspensão é estabelecida em função da tração em regime EDS do cabo, a qual para um cabo condutor é da ordem de 20% da sua carga de ruptura à tração UTS, considerando também um alívio de 20% nesta força devido ao movimento da cadeia de isoladores. Assim, o valor que deve ser tomado, equivalente ao esforço estático residual posterior ao rompimento, é da ordem de 16% da UTS, no caso de um cabo condutor.

É bem conhecido no meio dos projetistas de estruturas de LT que esta hipótese de carga não tem por finalidade evitar o colapso da torre, mas sim fornecer alguma rigidez longitudinal e torsional às torres a fim de evitar o efeito cascata (KAMINSKI *et al.*, 2007).

A análise estática das torres SY e SS para a ruptura de um cabo condutor é realizada para os modelos 1 e 2. Em todas as análises são utilizados modelos com apoios indeslocáveis e modelos com fundação flexível, a fim de avaliar a influência da ISE na resposta deste tipo de estrutura com cargas usuais de ruptura de cabo em projetos e para comparação com a resposta da análise dinâmica.

As tabelas 5.3 e 5.4 mostram as cargas aplicadas na análise estática das torres SS e SY, respectivamente. As tabelas mostram também os valores dos pesos próprios dos cabos, os quais são aplicados como cargas verticais na análise estática, onde o braço da torre que suspende o cabo que rompe fica com metade deste peso.

Tabela 5.3 – Cargas aplicadas na análise estática da torre SS

Cabo	UTS (N)	16% UTS (N)	Peso unitário (N/m)	Peso dos cabos (N)	
				500 m	250 m
IBIS	72506,00	11600,96	7,98	3988,52	1994,26
Cabo para-raios	68502,60	-	3,98	1992,07	-

Tabela 5.4 – Cargas aplicadas na análise estática da torre SY

Cabo	UTS (N)	16% UTS (N)	Peso unitário (N/m)	Peso dos cabos (N)	
				400 m	200 m
Grosbeak	112095,00	17935,20	12,77	5109,04	2554,52
Cabo para-raios	68502,60	-	3,98	1593,65	-

A figura 5.3 apresenta as torres SS e SY, para o modelo 2, onde são mostrados os nós de topo e fundação e as forças aplicadas.

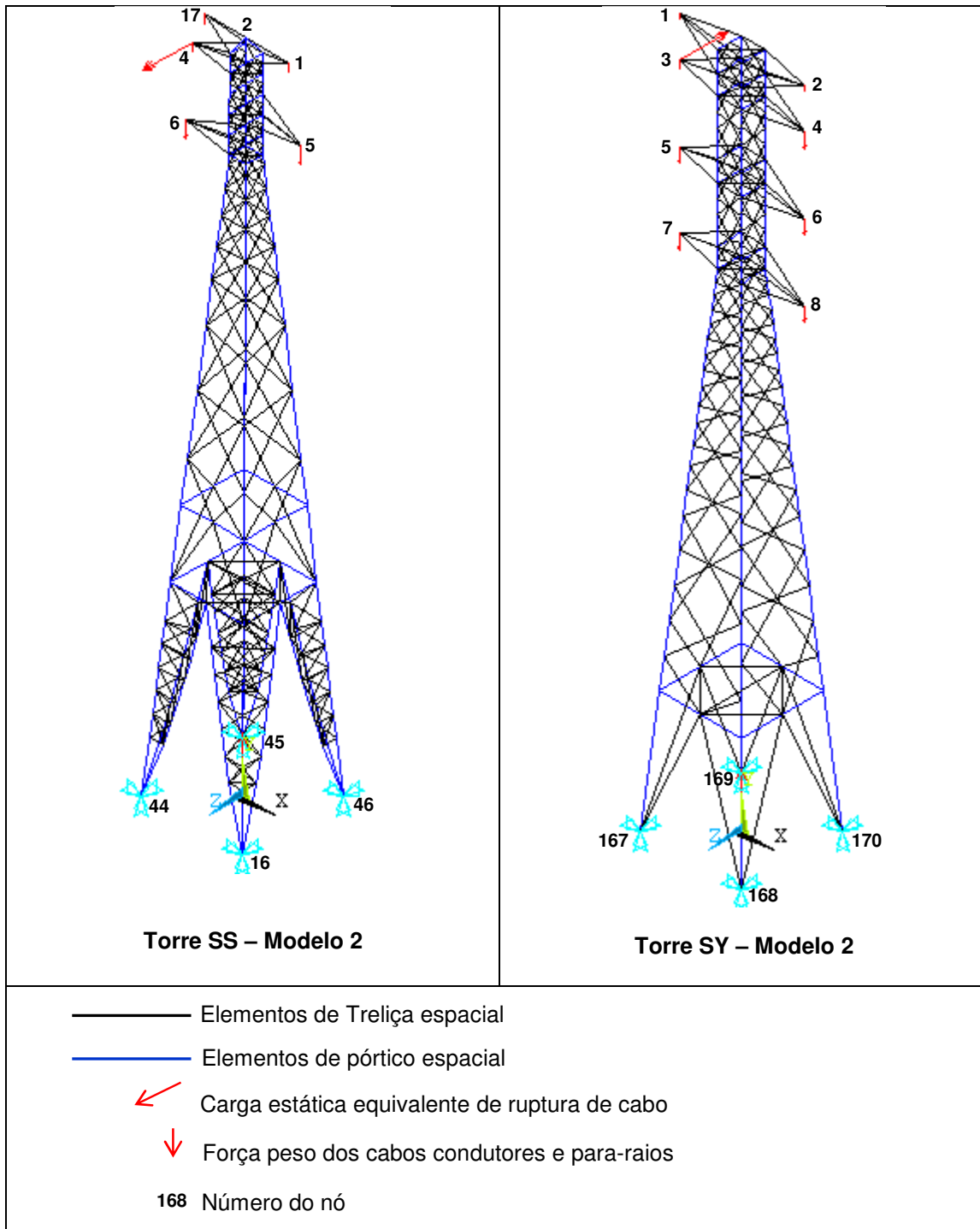


Figura 5.3 – Torres SS e SY, cargas equivalentes (modelo 2)

A nomenclatura utilizada nas análises estáticas está apresentada na tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Nomenclatura das análises estáticas das torres SS e SY

Nomenclatura	Modelo adotado		Condição fundação	
	Modelo 1	Modelo 2	Rígida	Flexível
An.Est. 1	X		X	
An.Est. 2		X	X	
An.Est. 3	X			X
An.Est. 4		X		X

5.2 Análise dinâmica pelo método de integração direta

A integração direta das equações do movimento, de forma explícita, usando o método numérico das diferenças finitas centrais, foi adotada neste trabalho, pois não requer a montagem da matriz de rigidez global da estrutura, uma vez que a integração é realizada em nível de elemento.

O método da integração direta é aplicado na análise das torres isoladas e em trechos de LT, conforme descrito nos itens seguintes.

Da mesma forma que para as demais análises, devem ser feitas para as torres SY e SS, modelos com apoios indeslocáveis e com fundação flexível.

Cabe salientar que a solução por integração direta das equações do movimento, de forma explícita, está desenvolvida para aplicação com elementos de treliça espacial. Assim, o modelo empregado para as torres deve ser o mesmo do modelo 1 utilizado no programa ANSYS.

5.2.1 Análise das torres isoladas

As torres SY e SS são analisadas isoladas pelo método de integração direta, através de uma rotina em FORTRAN, aplicando uma carga impulsiva no topo de cada torre, e avaliando a resposta no tempo, a fim de determinar as primeiras

frequências de vibração das torres, com o propósito de compará-las com a análise modal realizada no programa ANSYS, descrita no item 5.1.2, e validar o modelo numérico.

Na análise de cada torre isolada, o peso próprio deve ser aplicado de forma gradual (de 0 a 100%) em um intervalo de tempo de 5 s, a fim de evitar vibrações indesejáveis. A seguir, uma carga horizontal na direção transversal a LT (direção X), crescente com o tempo, deve ser iniciada, até atingir 100% no tempo $t = 10$ s. Depois disso, o valor da carga é mantido constante por um intervalo de tempo de 5 s, e então a carga é interrompida abruptamente (em $t = 15$ s), fazendo a estrutura vibrar. A análise continua por mais 10 s, até $t = 25$ s. A resposta no tempo para os últimos 10 s é utilizada para determinar a primeira frequência de vibração da torre. O mesmo procedimento deve ser realizado com uma carga na direção longitudinal à LT (direção Z).

Desta forma, as primeiras frequências de vibração de cada torre podem ser determinadas e comparadas com os valores encontrados na análise modal realizada no ANSYS.

Na análise das torres isoladas, são utilizados modelos com apoios indeslocáveis e modelos com fundação flexível, a fim de avaliar a influência da flexibilidade da fundação nas características dinâmicas das torres.

5.2.2 Dados para aplicação do método de integração direta nas torres isoladas

Os dados de entrada das torres são os mesmos utilizados na análise modal e estática realizadas no programa ANSYS, apresentados no item 5.1.1, e acrescidos de alguns valores necessários para a execução do método de integração direta. Para a torre SS, os dados são:

- Amortecimento proporcional à massa aplicado aos nós da torre: 1.000E+000.
- Aceleração da gravidade (m/s^2): 9,810E+000.
- Tempo de aplicação do peso próprio em segundos: 5,000E+000.

- Tempo total de análise em segundos: 2,500E+001.
- Tempo até iniciar (com 0%) a aplicação das forças em segundos: 5,000E+000.
- Tempo até iniciar (com 100%) a aplicação das forças em segundos: 1,000E+001.
- Tempo até encerrar abruptamente a aplicação das forças em segundos: 1,500E+001.
- Nó de controle: 2.
- Número de perfis diferentes nas barras das torres, exceto as barras fictícias: 8.
- Último elemento de perfis da torre: 482.
- Intervalo de tempo de integração em segundos: 1,000E-006 e 5,000E-006.

Já para a torre SY os dados são:

- Amortecimento proporcional à massa aplicado aos nós da torre: 1.000E+000.
- Aceleração da gravidade (m/s^2): 9,810E+000.
- Tempo de aplicação do peso próprio em segundos: 5,000E+000.
- Tempo total de análise em segundos: 2,500E+001.
- Tempo até iniciar (com 0%) a aplicação das forças em segundos: 5,000E+000.
- Tempo até iniciar (com 100%) a aplicação das forças em segundos: 1,000E+001.
- Tempo até encerrar abruptamente a aplicação das forças em segundos: 1,500E+001.
- Nó de controle: 2.
- Número de perfis diferentes nas barras das torres, exceto as barras fictícias: 8.
- Último elemento de perfis da torre: 415.
- Intervalo de tempo de integração em segundos: 1,000E-006 e 5,000E-006.

5.2.3 Análise das torres inseridas em um trecho de LT

O modelo utilizado neste trabalho para a análise dinâmica de ruptura de cabo nas torres SS e SY inclui as torres, as cadeias de isoladores, os cabos condutores e os cabos pára-raios de um trecho de uma LT com três torres e quatro vãos (Figura 5.4), além das molas de fundação quando a flexibilidade da fundação é considerada.

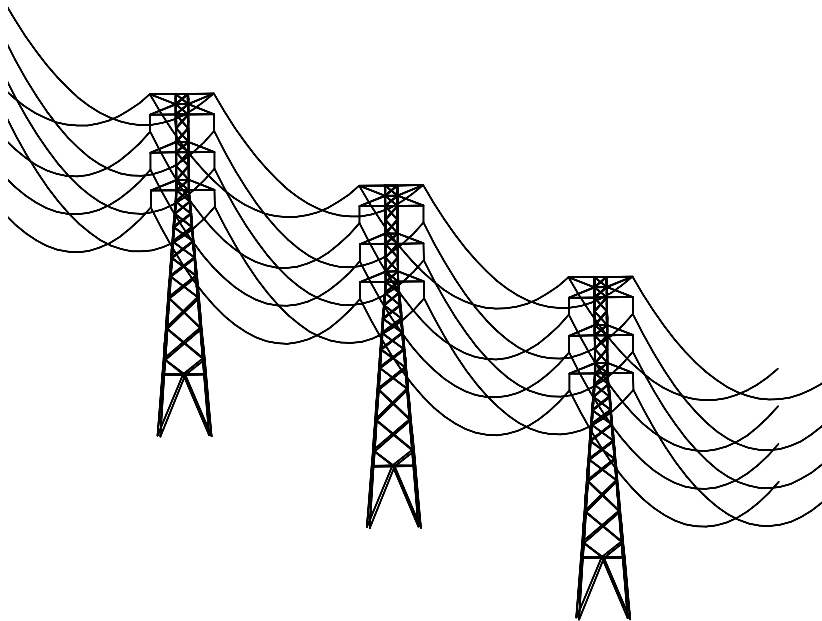


Figura 5.4 – Exemplo de um trecho de LT com três torres SY e quatro vãos

No modelo com torres SY, os cabos condutores são do tipo GROSBEAK standard, de alumínio com reforço de aço (ACSR – *Aluminum Conductor Steel Reinforced*) com 26 fios de alumínio, que irão conduzir a energia elétrica, e 7 fios de aço, que compõe a alma e darão a este cabo resistência mecânica necessária. Os cabos pára-raios são de alta resistência, do tipo EHS com 7 fios de aço de 3/8 de polegada. Já no modelo com torres SS, os cabos condutores são do tipo IBIS, de alumínio com reforço de aço ACSR com 26 fios de alumínio e 7 fios de aço, e os cabos pára-raios são do tipo EHS com 7 fios de aço de 3/8 de polegada.

Os vãos entre as torres, nos modelos com torres SY, são de 500 metros e todas as cadeias de isoladores têm 1,65 metros de comprimento. Para os modelos

com torres SS, os vãos são de 400 metros e as cadeias de isoladores têm 1,65 metros.

A resposta do modelo é obtida com o uso do método de integração direta das equações do movimento, na forma explícita. O tempo total de análise é de 50 s. O peso próprio dos cabos, torres e isoladores é gradualmente aplicado (de 0 a 100%) durante um intervalo de 5 s, a fim de cobrir alguns períodos de vibração da estrutura e evitar amplificações dinâmicas significativas. O intervalo de tempo de 5 s a 20 s é consumido para amortecer qualquer vibração induzida. No instante $t = 25$ s o elemento de cabo selecionado rompe e os 25 s restantes são usados para a análise dos resultados.

A ruptura do cabo no modelo numérico é introduzida simplesmente fazendo com que a força axial $f_a(t)$ no elemento de cabo selecionado para romper seja nula a partir do tempo $t = 25$ s.

As análises foram realizadas para fundação rígida e considerando a flexibilidade com o objetivo de analisar a influência desta na análise.

As figuras 5.5 e 5.6 mostram os elementos de cabos que foram selecionados para romper nas torres SS e SY, respectivamente.

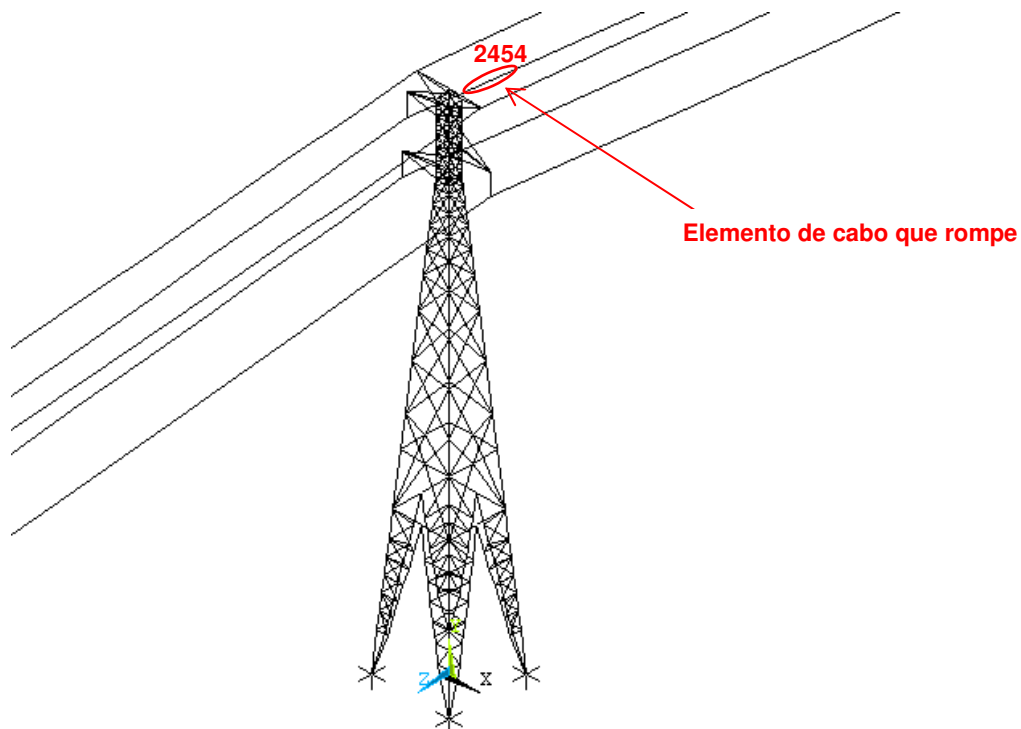


Figura 5.5 – LT com torre SS: Elemento de cabo selecionado para romper

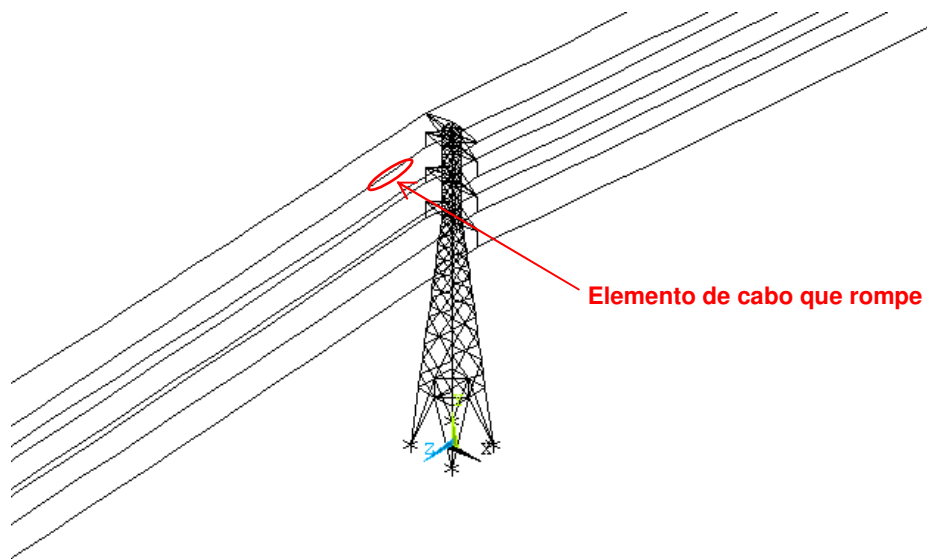


Figura 5.6 – LT com torre SY: Elemento de cabo selecionado para romper

A nomenclatura das análises segue as características apresentadas na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Nomenclatura das análises dinâmicas dos trechos de LT para as torres SS e SY

Nomenclatura	Modelo adotado		Fundação	
	Modelo 1	Modelo 2	Rígida	Flexível
An.din. 1	X		X	
An.din. 2	X			X

5.2.4 Validação do método de integração direta

Para a validação do método da integração direta, aplicada através da rotina desenvolvida em FORTRAN (KAMINSKI, 2007) e adaptada para este estudo, os resultados encontrados na análise modal realizada no ANSYS, descrita no item 5.1.2, foram comparados com os resultados encontrados na análise dinâmica

da torre isolada descrita no item 5.2.1, comparando-se as primeiras frequências e modos de vibração das torres SY e SS.

Todas as análises através do método da integração direta realizadas neste trabalho foram testadas pelo menos duas vezes com valores diferentes de $\Delta t \leq \Delta t_{crit}$, com a finalidade de confirmar os resultados.

Para a determinação dos intervalos de tempo de integração Δt das torres SS e SY foram calculados os Δt_{crit} para as barras de cada torre utilizando as equações 4.7 e 4.8. As tabelas 5.7 e 5.8 apresentam os resultados do cálculo dos Δt_{crit} para as torres SY e SS.

Tabela 5.7 – Cálculo Δt para as barras da torre SY

Tipo de Barra	L_{min} (m)	E (N/m ²)	ρ (kg/m ³)	Δt_{crit} (s)
Torre	0,50	2,0 E+11	7850,0	9,906 E-05
Fundações	1,00	2,0 E+11	23,65	1,087 E-05
Fictícias	1,30	2,0 E+11	78,50	2,576 E-05

Tabela 5.8 – Cálculo Δt para as barras da torre SS

Tipo de Barra	L_{min} (m)	E (N/m ²)	ρ (kg/m ³)	Δt_{crit} (s)
Torre	0,50	2,0 E+11	7850,0	9,906 E-05
Fundações	1,00	2,0 E+11	23,65	1,087 E-05
Fictícias	0,525	2,0 E+11	78,50	1,040 E-05

Dessa forma os seguintes valores para Δt_{crit} foram adotados para as análises realizadas nas torres SY e SS:

- $\Delta t_1 = 1,00 \text{ E} - 06 \text{ seg}$
- $\Delta t_2 = 5,00 \text{ E} - 06 \text{ seg}$

6 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo os resultados encontrados em todas as análises são apresentados e discutidos.

6.1 Análise modal e análise dinâmica no domínio do tempo das torres isoladas

Neste item os resultados encontrados nas análises modais realizadas no ANSYS e nas análises dinâmicas no domínio do tempo das torres isoladas através da rotina de integração direta em FORTRAN são apresentados e comparados. Estas análises foram realizadas para as torres SS e SY, com apoios rígidos e com apoios flexíveis.

As tabelas 6.1 e 6.2 apresentam os resultados da análise modal no programa ANSYS para as torres SS e SY, respectivamente, mostrando as frequências para os modelos 1 e 2 com apoios rígidos e flexíveis.

Tabela 6.1 – Frequências encontradas na análise modal para a torre SS (apoios rígidos e flexíveis)

Modelo	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	
		Apoios rígidos	Apoios flexíveis
1	Transversal (X)	2,821	2,167
	Longitudinal (Z)	2,829	2,170
2	Transversal (X)	2,826	2,168
	Longitudinal (Z)	2,836	2,172

Tabela 6.2 – Frequências encontradas na análise modal para a torre SY (apoios rígidos e flexíveis)

Modelo	Modo de Vibração	Frequência (Hz)	
		Apoios rígidos	Apoios flexíveis
1	Transversal (X)	2,919	2,093
	Longitudinal (Z)	2,913	2,095
2	Transversal (X)	2,931	2,095
	Longitudinal (Z)	2,919	2,097

Os resultados da análise modal realizada no programa ANSYS para as torres SS e SY isoladas mostram que os valores das frequências encontradas para os modelos 1 e 2 são muito próximos e que, as frequências nos modelos com apoios flexíveis são menores que os valores obtidos nos modelos com apoios rígidos, como era de se esperar.

Os resultados da análise dinâmica das torres SS e SY isoladas submetidas a forças impulsivas nas direções X e Z (transversal e longitudinal), realizada através da rotina de integração direta desenvolvidas em FORTRAN, são plotados em gráficos com valores dos deslocamentos no topo *versus* tempo, a fim de determinar as frequências de vibração das torres. As análises foram realizadas com apoios rígidos, utilizando dois intervalos de tempo de integração (Δt_1 e Δt_2) menores que Δt_{crit} , descritos no capítulo 5, e com apoios flexíveis para o intervalo de tempo de integração (Δt_2), com o objetivo de validar o modelo adotado na rotina de integração direta.

Para a determinação das frequências de vibração das torres foram escolhidas cinco oscilações completas a partir do tempo 15 segundos, tempo no qual a torre começa a vibrar. Assim, foram determinados os períodos de vibração (T) para cada caso, onde a frequência f é igual a $1/T$. As tabelas 6.3 a 6.5 apresentam os valores das frequências de vibração da torre SS na direção X (transversal), para os modelos com apoios rígidos, utilizando Δt_1 e Δt_2 , e para os modelos com apoios flexíveis, utilizando Δt_2 , obtidas a partir da média de 5 oscilações sucessivas.

Tabela 6.3 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_1 – Direção X

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,093	15,456	0,363	2,758
2	15,456	15,813	0,357	2,803
3	15,813	16,177	0,364	2,746
4	16,177	16,538	0,361	2,770
5	16,538	16,904	0,366	2,734
		Média	0,3620	2,762

Tabela 6.4 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_2 – Direção X

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,093	15,456	0,363	2,758
2	15,456	15,813	0,357	2,803
3	15,813	16,177	0,364	2,746
4	16,177	16,538	0,361	2,770
5	16,538	16,904	0,366	2,734
		Média	0,362	2,762

Tabela 6.5 – Frequências de vibração da torre SS com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção X.

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,110	15,575	0,464	2,153
2	15,575	16,020	0,445	2,246
3	16,020	16,476	0,456	2,193
4	16,476	16,950	0,474	2,111
5	16,950	17,417	0,467	2,141
		Média	0,4613	2,169

A figura 6.1 apresenta o gráfico dos valores dos deslocamentos no topo versus tempo para a direção X, nos modelos com apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SS.

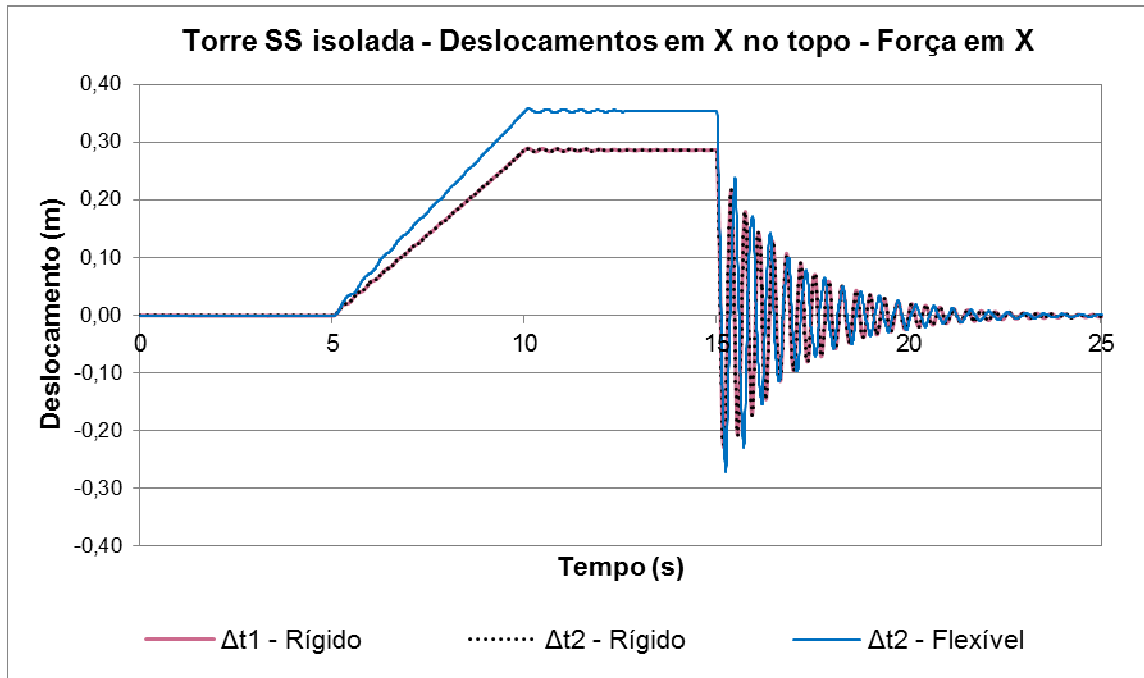


Figura 6.1 – Torre SS isolada - Deslocamentos em X no topo - Força em X

Os resultados encontrados para a análise das torres isoladas com força impulsiva na direção X (transversal) para a torre SS mostram que os valores das frequências de vibração nos modelos com apoios rígidos são iguais quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 e menores nos modelos com apoios flexíveis. Tais valores são bastante próximos dos valores encontrados nas respectivas análises modais (tabela 6.1).

Além da frequência, foram calculados também os valores do decremento logarítmico (d_{log}) da amplitude, outro parâmetro da vibração livre de um sistema com amortecimento viscoso.

O decremento logarítmico d_{log} representa a taxa na qual a amplitude de vibração de um sistema livremente amortecido cai. É definido como o logaritmo natural da relação de quaisquer duas amplitudes de oscilações sucessivas.

$$d_{\log} = \ln\left(\frac{x_n}{x_{n+1}}\right) = \zeta \cdot \omega_n \cdot T_{nd} \quad (6.1)$$

Com o valor do decremento logarítmico, é possível calcular o valor da razão de amortecimento crítico ζ :

$$\zeta = \frac{d_{\log}}{\sqrt{(2\pi)^2 + d_{\log}^2}} \quad (6.2)$$

Considerando m ciclos sucessivos tem-se:

$$d_{\log} = \ln\left(\frac{x_n}{x_{n+m}}\right) = \zeta \cdot \omega_n \cdot m \cdot T_{nd} \quad (6.3)$$

$$\zeta = \frac{d_{\log}}{\sqrt{(2\pi m)^2 + d_{\log}^2}} \quad (6.4)$$

Em cada caso, foram calculados os valores do decremento logarítmico para oito pares de amplitudes de oscilações sucessivas diferentes. O d_{\log} foi determinado a partir da média destes oito valores. A seguir, foi calculado o valor da razão de amortecimento crítico ζ para cada caso. A tabela 6.6 apresenta os resultados da média dos d_{\log} e a razão de amortecimento crítico ζ para a direção X, nos modelos com os apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SS.

Tabela 6.6 – Média dos d_{\log} calculados a partir de dois ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SS – Direção X

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logarítmico d_{\log}	0,182	0,182	0,240
Razão de amortecimento crítico ζ	0,029	0,029	0,038

Os valores do d_{\log} , para cada caso, também foram determinados com m ciclos sucessivos, com $m = 3$. Foram calculados cinco valores do d_{\log} com $m = 3$ ciclos sucessivos diferentes, então, o d_{\log} de cada caso foi determinado a partir da média destes cinco valores. A seguir, foi calculado o valor da razão de amortecimento crítico ζ para cada caso. A tabela 6.7 apresenta os resultados da média dos d_{\log} com $m = 3$ ciclos sucessivos e a razão de amortecimento crítico ζ para a direção X, nos modelos com os apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SS.

Tabela 6.7 – Média dos d_{\log} calculados a partir de três ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SS – Direção X.

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logarítmico d_{\log}	0,543	0,543	0,729
Razão de amortecimento crítico ζ	0,029	0,029	0,039

Os resultados encontrados para a análise da torre SS isolada, com força impulsiva na direção X (transversal) mostram que os valores da razão de amortecimento crítico ζ são iguais nos modelos com apoios rígidos quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 e maiores nos modelos com apoios flexíveis.

As análises descritas anteriormente para a torre SS, na direção X, foram realizadas também para a direção Z.

As tabelas 6.8 a 6.10 apresentam os valores das frequências de vibração da torre SS na direção Z (longitudinal), para os modelos com apoios rígidos, utilizando Δt_1 e Δt_2 , e para os modelos com apoios flexíveis, utilizando Δt_2 .

Tabela 6.8 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_1 – Direção Z

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,093	15,456	0,363	2,755
2	15,456	15,815	0,359	2,788
3	15,815	16,177	0,362	2,761
4	16,177	16,533	0,356	2,809
5	16,533	16,896	0,363	2,756
		Média	0,361	2,774

Tabela 6.9 – Frequências de vibração da torre SS com apoios rígidos para Δt_2 – Direção Z.

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,093	15,456	0,363	2,755
2	15,456	15,815	0,359	2,788
3	15,815	16,177	0,362	2,761
4	16,177	16,533	0,356	2,809
5	16,533	16,896	0,363	2,756
		Média	0,361	2,774

Tabela 6.10 – Frequências de vibração da torre SS com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção Z

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,110	15,572	0,463	2,161
2	15,572	16,022	0,450	2,223
3	16,022	16,480	0,458	2,183
4	16,480	16,954	0,474	2,111
5	16,954	17,420	0,466	2,146
		MÉDIAS	0,462	2,165

A figura 6.2 apresenta o gráfico dos valores dos deslocamentos no topo versus tempo para a direção Z, nos modelos com apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SS.

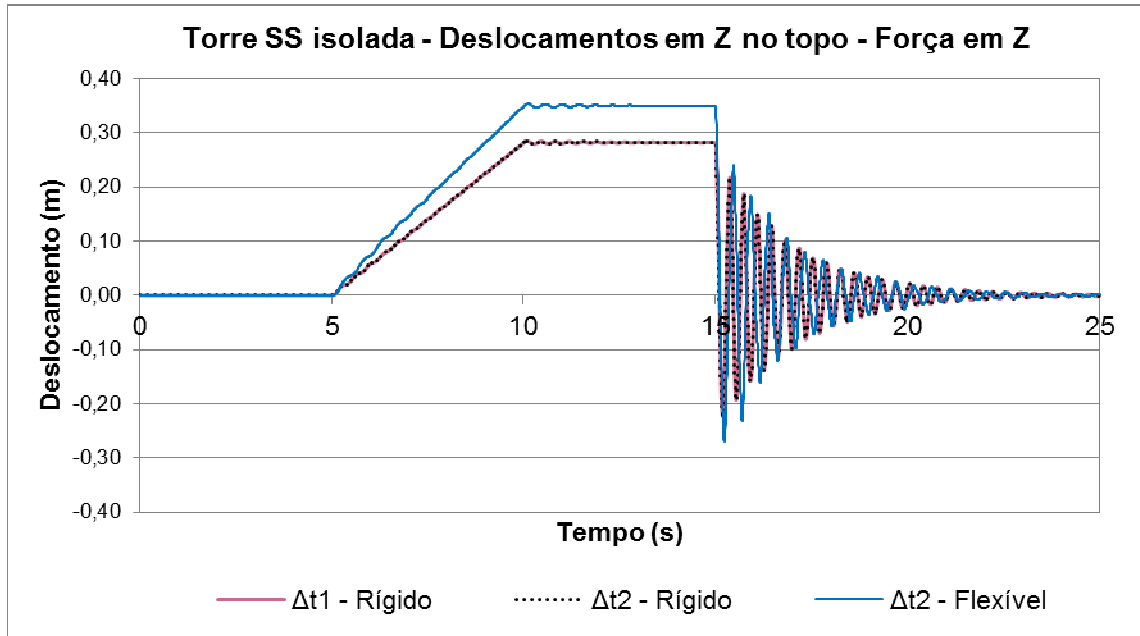


Figura 6.2 – Torre SS isolada - Deslocamentos em Z no topo - Força em Z

Os resultados encontrados para a análise da torre SS isolada, com força impulsiva na direção Z (longitudinal) mostram que os valores das frequências de vibração nos modelos com apoios rígidos são iguais quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 e menores nos modelos com apoios flexíveis. Tais valores são bastante próximos dos valores encontrados nas respectivas análises modais (tabela 6.1), validando os modelos utilizados na rotina de integração direta.

A tabela 6.11 apresenta os resultados da média dos d_{log} , calculados a partir de dois ciclos sucessivos, e a razão de amortecimento crítico ζ para a direção Z, nos modelos com os apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2) para a torre SS. Já a tabela 6.12 apresenta os mesmos resultados, porém para os d_{log} calculados a partir de m ciclos sucessivos, com $m = 3$.

Tabela 6.11 – Média dos d_{\log} calculados a partir de dois ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SS – Direção Z

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logaritmo d_{\log}	0,189	0,189	0,237
Razão de amortecimento crítico ζ	0,030	0,030	0,038

Tabela 6.12 – Média dos d_{\log} calculados a partir de três ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SS – Direção Z

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logaritmo d_{\log}	0,535	0,535	0,750
Razão de amortecimento crítico ζ	0,028	0,028	0,040

Os resultados encontrados para a análise da torre SS isolada com força impulsiva na direção Z (longitudinal) mostram que os valores da razão de amortecimento crítico ζ são iguais nos modelos com apoios rígidos quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 , e maiores nos modelos com apoios flexíveis.

As análises descritas anteriormente para a torre SS nas direções X e Z, também foram realizadas para a torre SY. Os resultados são mostrados a seguir.

As tabelas 6.13 a 6.15 apresentam os valores das frequências de vibração da torre SY na direção X (transversal), para os modelos com apoios rígidos, utilizando Δt_1 e Δt_2 , e para os modelos com apoios flexíveis, utilizando Δt_2 .

Tabela 6.13 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_1 – Direção X

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,091	15,440	0,349	2,869
2	15,440	15,786	0,347	2,883
3	15,786	16,131	0,344	2,904
4	16,131	16,473	0,343	2,919
5	16,473	16,820	0,347	2,883
		Média	0,346	2,892

Tabela 6.14 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_2 – Direção X

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,091	15,440	0,349	2,869
2	15,440	15,786	0,347	2,883
3	15,786	16,131	0,344	2,904
4	16,131	16,473	0,343	2,919
5	16,473	16,820	0,347	2,883
		Média	0,346	2,892

Tabela 6.15 – Frequências de vibração da torre SY com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção X

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,115	15,580	0,465	2,149
2	15,580	16,052	0,472	2,118
3	16,052	16,522	0,470	2,128
4	16,522	17,005	0,482	2,072
5	17,005	17,495	0,491	2,037
		Média	0,476	2,101

A figura 6.3 apresenta o gráfico dos valores dos deslocamentos no topo versus tempo para a direção X, nos modelos com apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SY.

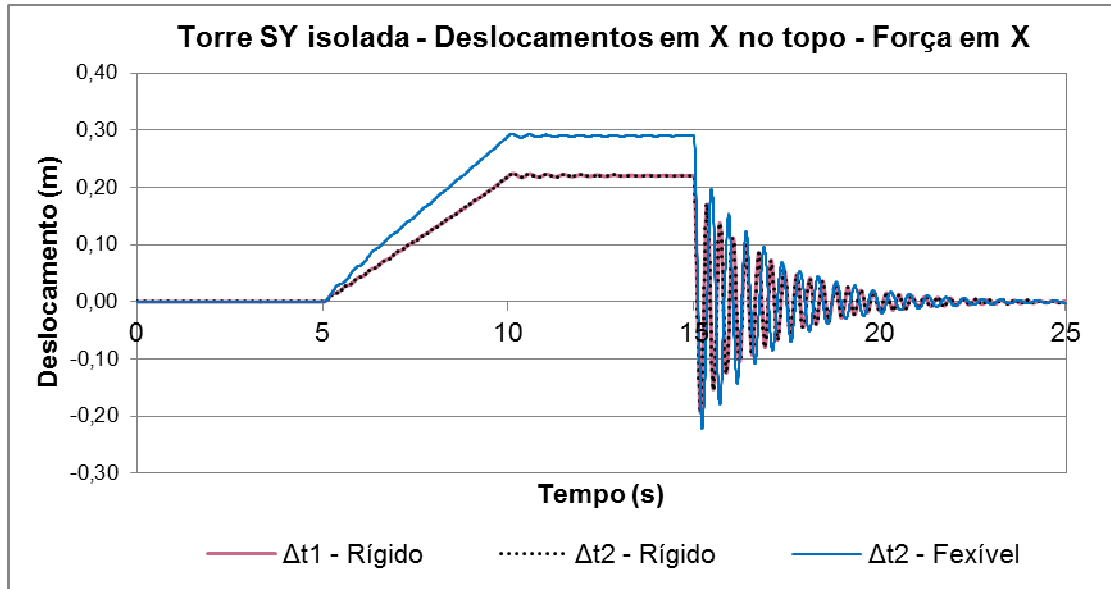


Figura 6.3 – Torre SY isolada - Deslocamentos em X no topo - Força em X

A tabela 6.16 apresenta os resultados da média dos d_{\log} , calculados a partir de dois ciclos sucessivos, e a razão de amortecimento crítico ζ para a direção X, nos modelos com os apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2) para a torre SY. Já a tabela 6.17 apresenta os mesmos resultados, porém para os d_{\log} calculados a partir de m ciclos sucessivos, com $m = 3$.

Tabela 6.16 – Média dos d_{\log} calculados a partir de dois ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SY – Direção X

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logarítmico d_{\log}	0,177	0,177	0,244
Razão de amortecimento crítico ζ	0,028	0,028	0,039

Tabela 6.17 – Média dos d_{\log} calculados a partir de três ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SY – Direção X.

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logaritmo d_{\log}	0,514	0,514	0,730
Razão de amortecimento crítico ζ	0,027	0,027	0,039

As tabelas 6.18 a 6.20 apresentam os valores das frequências de vibração da torre SY na direção Z (longitudinal), para os modelos com apoios rígidos, utilizando Δt_1 e Δt_2 , e para os modelos com apoios flexíveis, utilizando Δt_2 .

Tabela 6.18 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_1 – Direção Z.

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,090	15,434	0,344	2,907
2	15,434	15,778	0,345	2,900
3	15,778	16,121	0,342	2,920
4	16,121	16,468	0,348	2,877
5	16,468	16,813	0,345	2,899
	Média		0,345	2,901

Tabela 6.19 – Frequências de vibração da torre SY com apoios rígidos para Δt_2 – Direção Z

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,090	15,434	0,344	2,907
2	15,434	15,778	0,345	2,900
3	15,778	16,121	0,342	2,920
4	16,121	16,468	0,348	2,877
5	16,468	16,813	0,345	2,899
	Média		0,345	2,901

Tabela 6.20 – Frequências de vibração da torre SY com apoios flexíveis para Δt_2 – Direção Z

Oscilação	Tempo (s)		Período (s)	Frequência (Hz)
	Inicial	Final		
1	15,115	15,579	0,464	2,156
2	15,579	16,054	0,475	2,103
3	16,054	16,517	0,463	2,160
4	16,517	16,996	0,479	2,086
5	16,996	17,491	0,495	2,021
		Média	0,475	2,105

A figura 6.4 apresenta o gráfico dos valores dos deslocamentos no topo versus tempo para a direção Z, nos modelos com apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2), para a torre SY.

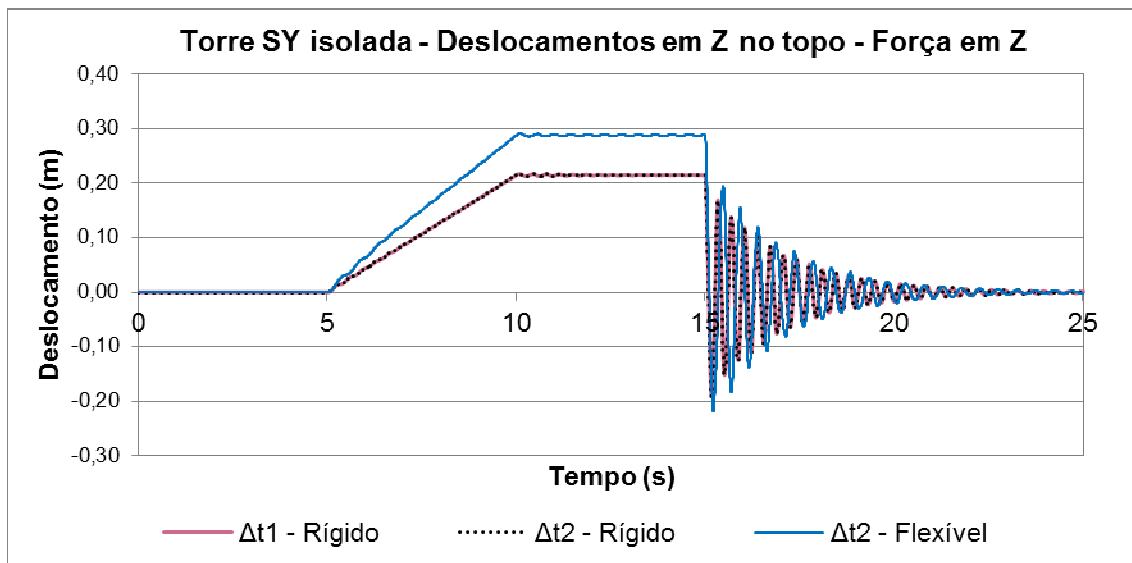


Figura 6.4 – Torre SY isolada - Deslocamentos em Z no topo - Força em Z

A tabela 6.21 apresenta os resultados da média dos d_{log} , calculados a partir de dois ciclos sucessivos, e a razão de amortecimento crítico ζ para a direção Z, nos modelos com os apoios rígidos (Δt_1 e Δt_2) e com apoios flexíveis (Δt_2) para a torre SY. Já a tabela 6.22 apresenta os mesmos resultados, porém para os d_{log} calculados a partir de m ciclos sucessivos, com $m = 3$.

Tabela 6.21 – Média dos d_{\log} calculados a partir de dois ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SY – Direção Z

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logaritmo d_{\log}	0,176	0,176	0,248
Razão de amortecimento crítico ζ	0,028	0,028	0,039

Tabela 6.22 – Média dos d_{\log} calculados a partir de três ciclos sucessivos e razão de amortecimento crítico ζ para a torre SY – Direção Z

	Apoios rígidos		Apoios flexíveis
	Δt_1	Δt_2	Δt_2
Média do decremento logaritmo d_{\log}	0,523	0,523	0,736
Razão de amortecimento crítico ζ	0,028	0,028	0,039

As mesmas comparações realizadas para as frequências de vibração e razão de amortecimento crítico ζ na torre SS, são feitas para a torre SY:

- Os resultados encontrados para a análise da torre SY isolada com força impulsiva nas direções X e Z (transversal e longitudinal) mostram que os valores das frequências de vibração nos modelos com apoios rígidos são iguais quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 e menores nos modelos com apoios flexíveis. Tais valores são bastante próximos dos valores encontrados nas respectivas análises modais (tabela 6.2), validando os modelos utilizados na rotina de integração direta.
- Os resultados encontrados para a análise da torre SY isolada com força impulsiva nas direções X e Z (transversal e longitudinal) mostram que os valores da razão de amortecimento crítico ζ são iguais nos modelos com apoios rígidos quando utilizados os intervalos de tempo de integração Δt_1 e Δt_2 , e maiores nos modelos com apoios flexíveis.

Cabe salientar que os resultados encontrados para a razão de amortecimento crítico ζ dependem da constante de proporcionalidade c_m (equação 4.5) fornecida nos dados de entrada de cada torre, ou seja, c_m foi calibrado para que ζ resulte um valor compatível com este tipo de estrutura.

6.2 Comparação entre a análise estática e a análise dinâmica das torres submetidas à ruptura de cabo

A seguir são apresentados os resultados encontrados na análise estática de ruptura de cabo, com 'forças estáticas equivalentes', realizadas no programa ANSYS, conforme apresentado no item 5.1.3, e os resultados da análise dinâmica das torres SS e SY inseridas em um trecho de LT e submetidas à ruptura de cabo, conforme apresentado no item 5.2.3.

Nas análises estática e dinâmica foram selecionadas 40 barras diagonais e 32 barras de montantes para avaliação dos esforços axiais. As análises foram realizadas com apoios rígidos e flexíveis, a fim de avaliar a influência da flexibilidade da fundação na distribuição dos esforços nas barras, nas reações nos apoios (fundações), bem como nos deslocamentos no topo.

As figuras 6.5 e 6.6 mostram as barras de montantes e diagonais selecionadas para as análises das torres SS e SY, respectivamente.

- (99, 100, 101 e 102)
- (175, 176 177 e 178)

- (131, 132, 133 e 134)
- (191, 192, 193 e 194)

- (151, 152, 153 e 154)
- (207, 208, 209 e 210)

- (159, 160, 161 e 162)
- (215, 216, 217 e 218)

- (167, 168, 169 e 170)
- (223, 224, 225 e 226)

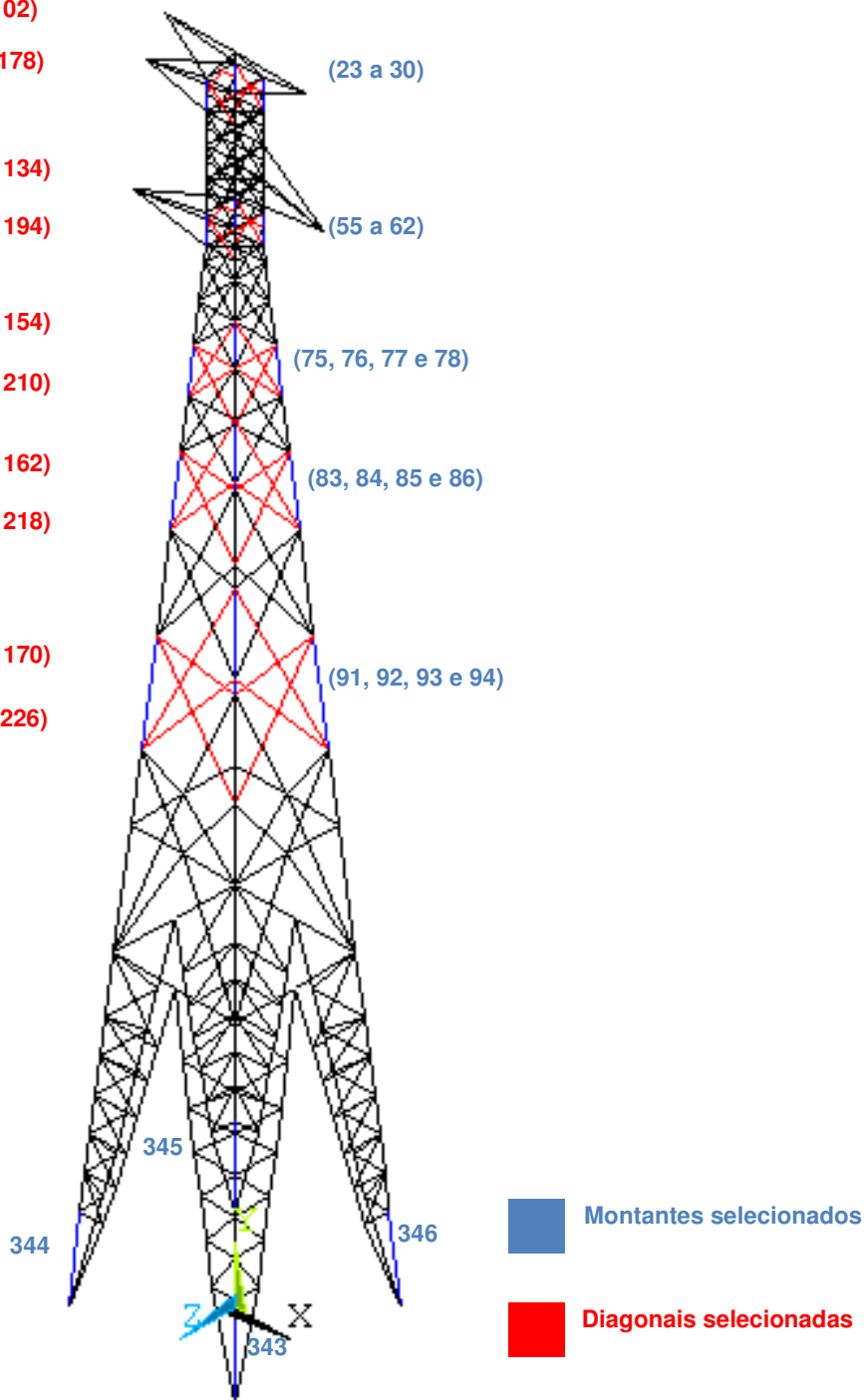


Figura 6.5 – Barras de montantes e diagonais selecionadas para a torre SS

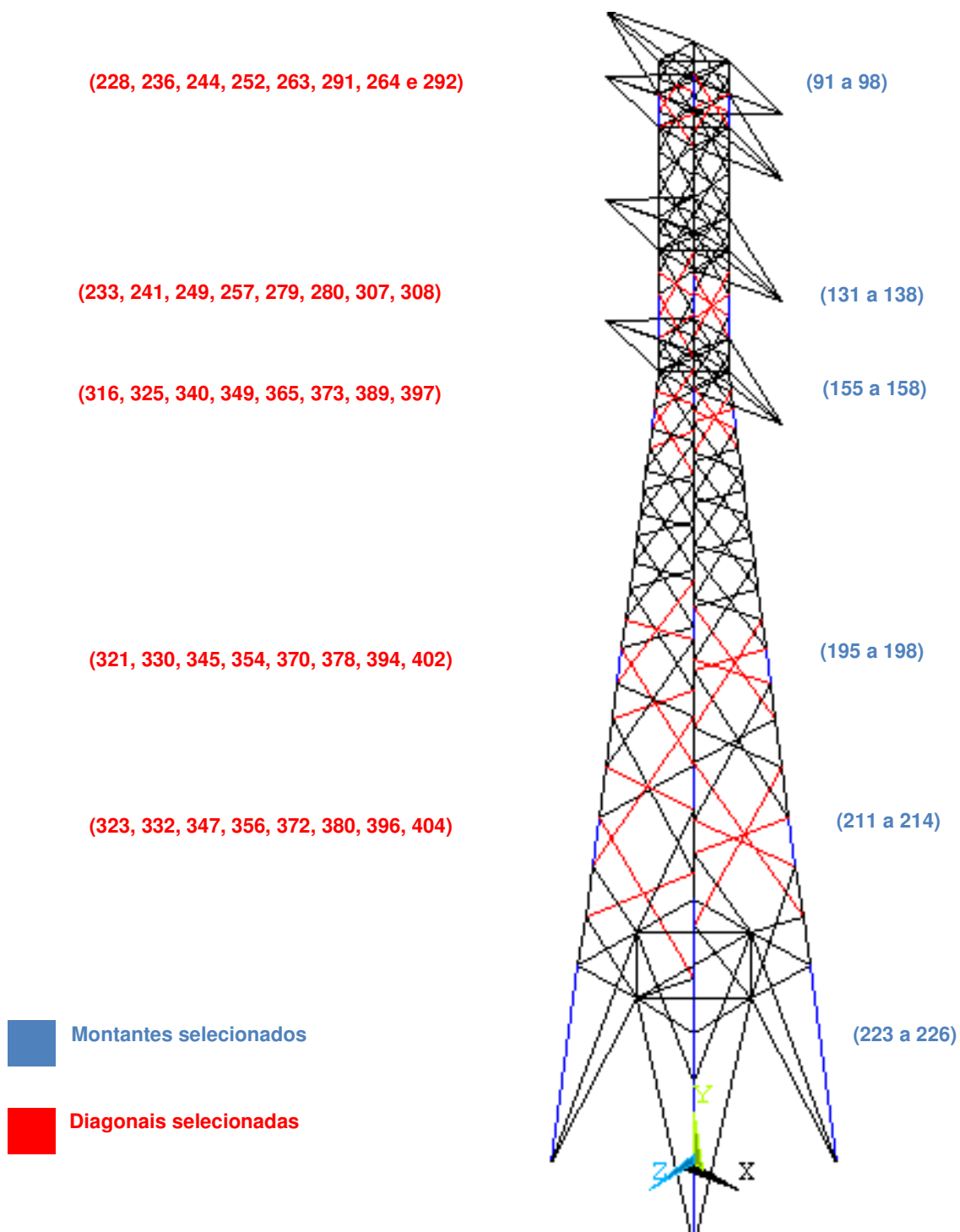


Figura 6.6 – Barras de montantes e diagonais selecionadas para a torre SY

Os resultados das análises estática e dinâmica realizadas nas torres SS e SY estão apresentados nos anexos A e B, respectivamente, onde a denominação de cada análise está indicada nas tabelas 5.5 e 5.6.

A seguir todos os resultados são comentados.

6.2.1 Resultados dos esforços axiais nas barras de montantes selecionados

Foram analisados os esforços axiais em 32 barras de montantes para cada torre, onde os resultados são apresentados nos anexos A.1 e B.1 para as torres SS e SY, respectivamente. As figuras A.1 a A.8 e B.1 a B.8 apresentam os gráficos das análises e as tabelas A.1, A.2, B.1 e B.2 apresentam os resumos dos resultados dos esforços axiais nas barras de montantes e as comparações entre as análises, todas realizadas com relação à An. Est. 2, a qual é normalmente utilizada no projeto de torres. As comparações foram realizadas apenas para as barras que obtiveram resultados para os esforços axiais na An. Est. 2 superiores a 20% das suas respectivas capacidades (resistência de projeto) à compressão e à tração, uma vez que barras com esforços axiais muito pequenos não são significativas para fins de projeto.

Os resultados mostram uma pequena variação entre os esforços axiais nos montantes das torres SS e SY encontrados nas análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 3 e An. Est. 4) em comparação com a An. Est. 2.

Para as torres SS e SY as médias das relações An. Est. 1 / An. Est. 2, An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 para os esforços axiais nos montantes foram muito próximas de 1, com coeficientes de variação (CVs) próximos de 1%, mostrando que a flexibilidade das fundações tem pouca influência nos resultados da análise estática para as torres estudadas.

Nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) os picos dos esforços axiais nos montantes são consideravelmente maiores que os valores encontrados nas análises estáticas. Para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 e An. Din. 2 (pico) / An. Est. 2 resultaram 1,47 e 1,27, com CVs de 10% e 6%. Para a torre SY as médias destas mesmas relações resultaram 1,64 e 1,41, com CVs de 8% e 6%, respectivamente, indicando uma redução nos picos dos esforços axiais nos montantes quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica das torres.

Os valores dos esforços axiais finais nos montantes, isto é, após a estrutura parar de vibrar, são na maioria dos casos menores nas análises dinâmicas em comparação com a análise estática. No caso da torre SS, a média das relações An. Din. 1 (final) / An. Est. 2 para esses esforços é de 0,86 e 0,83 para as relações An. Din. 2 (final) / An. Est. 2, com CVs de 11 e 12%, respectivamente. Já para a torre SY as médias destas mesmas relações são de 0,72 e 0,65, com CVs de 14% e 18%, respectivamente, indicando um pequeno alívio nos esforços axiais nos montantes quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica das torres.

6.2.2 Resultados dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas

Para as diagonais das torres SS e SY foram selecionadas 40 barras em cada torre e os resultados são apresentados nos anexos A.2 e B.2, respectivamente. As figuras A.9 a A.18 e B.9 a B.18 apresentam os gráficos das análises e as tabelas A.3, A.4, B.3 e B.4 apresentam os resumos dos resultados dos esforços axiais nas barras diagonais e as comparações entre as análises, todas realizadas em relação à An. Est. 2, a qual é a análise usual no projeto de torres. As comparações foram realizadas apenas para as barras diagonais com resultados para os esforços axiais na An. Est. 2 superiores a 20% das suas respectivas capacidades (resistência de projeto) à compressão e à tração.

Da mesma forma que nos montantes, os resultados mostram que as respostas das análises estáticas para os esforços axiais nas barras diagonais selecionadas para as torres SS e SY (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) são muito próximos. As médias das relações An. Est. 1 / An. Est. 2, An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 para os esforços axiais nas diagonais das torres SS e SY foram muito próximas de 1, com coeficientes de variação (CVs) próximos de 8%, mostrando que os resultados destas análises são muito próximos.

Da mesma forma que nos montantes, as análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) apresentam picos dos esforços axiais nas diagonais consideravelmente maiores que os valores encontrados nas análises estáticas.

Para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 destes esforços foi de 1,50 e 1,43 para as relações An. Din. 2 (pico) / An. Est. 2, com CVs de 14%. Para a torre SY as médias destas mesmas relações resultaram 1,69 e 1,60, com CVs de 7% e 13%, respectivamente, indicando uma pequena redução nos picos dos esforços axiais das diagonais quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica das torres.

Os valores dos esforços axiais finais nas diagonais, isto é, após a estrutura parar de vibrar, são na maioria dos casos menores nas análises dinâmicas em comparação com a análise estática. No caso da torre SS a média das relações An. Din. 1 (final) / An. Est. 2 para esses esforços resultou 0,95 e 0,94 para as relações An. Din. 2 (final) / An. Est. 2, com coeficientes de variação de 14% e 15%, respectivamente. Já para a torre SY as médias destas mesmas relações são de 0,77 e 0,78, com CVs de 4% e 8%, respectivamente, indicando que os esforços axiais nas diagonais praticamente não se alteram quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica.

6.2.3 Resultados para as reações de apoio

Os anexos A.3 e B.3 apresentam os resultados encontrados para as reações de apoio nas direções X, Y e Z para as torres SS e SY, respectivamente. As figuras A.19 a A.21 e B.19 a B.21 apresentam os gráficos das análises e as tabelas A.5, A.6, B.5 e B.6 apresentam os resumos dos resultados das reações de apoio e as comparações entre as análises, todas realizadas com relação à An. Est. 2.

Os resultados das reações na direção X (transversal à LT) para as torres SS e SY mostram que os valores encontrados para as análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) são muito próximos.

Para as torres SS e SY as médias das relações An. Est. 1 / An. Est. 2, An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 das reações na direção X (transversal à LT) foram muito próximas de 1, com CVs em torno de 1%, mostrando que os resultados destas análises são muito próximos. Os picos encontrados nas análises

dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) apresentam valores consideravelmente maiores que os resultados das análises estáticas. Para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 resultou 1,64 e 2,08 para as relações An. Din. 2(pico) / An. Est. 2, com CVs de 10% e 37%, respectivamente. Para a torre SY as médias destas mesmas relações foram de 1,88 e 1,96, com CVs de 13% e 39%, respectivamente, indicando um aumento das reações horizontais na direção X quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica das torres.

Os resultados das reações verticais (direção Y) para as torres SS e SY mostram que os valores encontrados para as análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) são muito próximos.

Para as torres SS e SY as médias das relações An. Est. 1 / An. Est. 2, An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 das reações verticais (direção Y) foram próximas de 1, com CVs em torno de 1%, mostrando que os resultados destas análises são muito próximos. Os picos encontrados nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) apresentam valores consideravelmente maiores que os resultados das análises estáticas. Para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 resultou 1,42 e 1,46 para as relações An. Din. 2 (pico) / An. Est. 2, com CVs de 52% e 41%, respectivamente. Para a torre SY as médias destas mesmas relações resultaram 1,70 e 1,86, com CVs de 22% e 5%, respectivamente.

Os resultados das reações horizontais na direção Z (longitudinal à LT) para as torres SS e SY mostram que os valores encontrados para as análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) são muito próximos.

Para as torres SS e SY as médias das relações An. Est. 1 / An. Est. 2, An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 das reações horizontais na direção Z (longitudinal à LT) resultaram próximas de 1, com CVs menores que 1% para a torre SS e em torno de 7% para a torre SY, mostrando que os resultados destas análises são muito próximos. Os picos encontrados nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) apresentam valores consideravelmente maiores que os resultados das análises estáticas. Para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 resultou 1,58 e 1,80 para as relações An. Din. 2 (pico) / An. Est. 2, com CVs de 2% e 3%, respectivamente. Para a

torre SY as médias destas mesmas relações resultaram 1,87 e 2,03, com CVs de 11% e 31%, respectivamente, indicando um aumento das reações horizontais na direção Z quando a flexibilidade das fundações é considerada na análise dinâmica das torres.

6.2.4 Resultados dos deslocamentos no topo das torres

Os resultados dos deslocamentos no topo das torres estão apresentados nos anexos A.4 e B.4 para as torres SS e SY, respectivamente. As figuras A.22 a A.23 e B.22 a B.23 apresentam os gráficos das análises e as tabelas A.7, A.8, B.7 e B.8 apresentam os resumos dos resultados dos deslocamentos no topo e as comparações entre as análises, todas realizadas em relação à An. Est. 2.

Analisando os resultados dos deslocamentos no topo das torres SS e SY, pode-se observar que os valores encontrados nas análises estáticas com fundações rígidas para os modelos 1 e 2 (An. Est. 1 e An. Est. 2) são muito próximos. Para as torres SS e SY a média das relações An. Est. 1 / An. Est. 2 foram muito próximas de 1, com CVs menores que 1%. Comparando os resultados das análises estáticas que consideram a flexibilidade das fundações (An. Est. 3 e An. Est. 4) em relação à An. Est. 2 para a torre SS, as médias das relações An. Est. 3 / An. Est. 2 e An. Est. 4 / An. Est. 2 resultaram 1,27, com CVs de 5% e 4%, respectivamente. Para a torre SY essas mesmas relações resultaram em torno de 1,40 com CVs de 9%, indicando que os deslocamentos no topo das torres aumentam consideravelmente nos modelos com apoios flexíveis, como era de se esperar.

Os resultados das análises dinâmicas para os deslocamentos no topo das torres apresentam picos consideravelmente maiores que os resultados encontrados nas análises estáticas. Na torre SS as médias relações An. Din. 1 (pico) / An. Est. 2 resultou 1,51 e 1,82 para as relações An. Din. 2 (pico) / An. Est. 2, com CVs de 4% e 8%, respectivamente. O mesmo ocorre para a torre SY, onde essas relações resultam 1,64 e 2,08 com CVs de 6% e 12%, indicando que os deslocamentos no topo das torres são maiores quando a flexibilidade das fundações é considerada.

Os deslocamentos finais, isto é, após a estrutura parar de vibrar, na An. Din. 1 são menores que na An. Est. 2, sendo que para a torre SS a média das relações An. Din. 1 (final) / An. Est. 2 resultou em 0,85 com CV de 2%, e para a torre SY a mesma relação resultou em 0,71 com CV de 4%, indicando que a presença dos cabos faz com que esses deslocamentos sejam reduzidos após as torres pararem de vibrar.

Os mesmos valores para a An. Din. 2 são um pouco maiores que na An. Est. 2, sendo que para a torre SS a média das relações An. Din. 2 (final) / An. Est. 2 resultou em 1,12 com CV de 4%, já para a torre SY a média desta mesma relação resulta em 1,02, com CV de 7%.

7 CONCLUSÕES

Nesse trabalho foi avaliada a influência da flexibilidade das fundações na resposta de duas torres metálicas treliçadas de LT submetidas à ruptura de cabo, através da comparação da análise estática com 'forças estáticas equivalentes', usual no projeto de torres, com a análise dinâmica no domínio do tempo em torres inseridas em uma LT, incluindo nos modelos todos os componentes de um trecho de LT, isto é, as torres, os cabos condutores, os cabos para-raios, os isoladores e as fundações. Em todos os casos foram analisados modelos com fundações flexíveis e com apoios indeslocáveis (rígidos), e verificada a influência da flexibilidade das fundações nos esforços axiais de uma quantidade considerável de barras de montantes e diagonais selecionadas, nas reações de apoio e nos deslocamentos no topo das torres.

As primeiras frequências naturais de vibração das duas torres autoportantes, denominadas SS e SY, foram avaliadas através da análise modal, realizada no programa ANSYS com dois modelos diferentes (modelo 1 e modelo 2), e da análise dinâmica no domínio do tempo das torres isoladas com forças impulsivas. Estas frequências foram comparadas a fim de verificar a validade dos modelos utilizados na análise dinâmica, além da influência da flexibilidade da fundação nas frequências de vibração das torres.

Os resultados da análise modal para as torres SS e SY com apoios rígidos apresentaram valores muito próximos para as frequências de vibração nos modelos 1 e 2, indicando que o modelo 1 (apenas com elementos de treliça espacial e barras fictícias) pode ser utilizado na análise dinâmica no domínio do tempo com o método de integração direta (desenvolvido para o uso com elementos de treliça espacial). As frequências de vibração encontradas na análise modal das torres com apoios flexíveis também foram muito próximos para os modelos 1 e 2, e seus valores resultaram menores que os encontrados nas análises com apoios rígidos, como era de se esperar, uma vez que as estruturas com fundações flexíveis são menos rígidas que as estruturas com apoios indeslocáveis e, por consequência, apresentam frequências de vibração menores.

As frequências de vibração encontradas nas análises dinâmicas no domínio do tempo, para as torres SS e SY isoladas, com força impulsiva nas direções X (transversal à LT) e Z (longitudinal à LT), tanto nos modelos com apoios rígidos quanto nos modelos com apoios flexíveis, foram muito próximas para os dois intervalos de tempo de integração utilizados (Δt_1 e Δt_2), indicando a convergência do método de integração direta em todos os casos e validando os resultados encontrados.

Os resultados das análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) para os esforços axiais nas barras de montantes selecionados resultaram muito próximos, tanto na torre SS quanto na torre SY, o que indica que a flexibilidade das fundações exerce pouca influência nestes esforços, para a análise estática de ruptura de cabos das torres estudadas. Nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2), foram encontrados picos com valores de esforços axiais das barras de montantes consideravelmente maiores que os encontrados nas análises estáticas, demonstrando a importância da análise dinâmica no problema de ruptura de cabo em LTs. Os picos encontrados na análise dinâmica onde a flexibilidade da fundação é considerada (An. Din. 2) são menores que os encontrados na análise dinâmica com fundação rígida (An. Din. 1), indicando que a consideração da flexibilidade das fundações na análise dinâmica reduz os esforços máximos nas barras dos montantes.

Os resultados encontrados para os esforços axiais nas barras de diagonais selecionadas, tanto na torre SS quanto na torre SY, apresentam as mesmas conclusões que para as barras de montantes: pequenas diferenças entre as análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4); picos encontrados nas análises dinâmicas consideravelmente maiores que os valores encontrados nas análises estáticas; picos encontrados na análise dinâmica onde a flexibilidade da fundação é considerada (An. Din. 2) são um pouco menores que os encontrados na análise dinâmica com fundação rígida (An. Din. 1).

Com relação às reações horizontais de apoios das torres (direções X e Z), os resultados das análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4) resultaram muito próximos, mostrando que há pouca influência da flexibilidade de fundações na resposta estática das reações de apoio horizontais das torres. Já nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) os valores de pico das reações

horizontais são consideravelmente maiores que os resultados das análises estáticas, mostrando a importância da análise dinâmica na hipótese de ruptura de cabos em LTs. Os valores de pico das reações horizontais nas análises onde é considerada a flexibilidade da fundação resultaram maiores que os correspondentes valores nos modelos com apoios rígidos.

As reações verticais de apoio das torres (direção Y) não apresentaram diferenças significativas entre as análises estáticas (An. Est. 1, An. Est. 2, An. Est. 3 e An. Est. 4), indicando que a flexibilidade das fundações teve pouca influência na resposta estática para estas reações. Nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) os valores de pico das reações verticais resultaram consideravelmente maiores que os resultados das análises estáticas para as reações positivas (compressão) e alcançam os resultados das análises estáticas para reações negativas (tração). Os resultados finais, isto é, após a estrutura parar de vibrar, são praticamente iguais entre as duas análises.

Os deslocamentos encontrados no topo das torres SS e SY na direção Z (longitudinal à LT) nas análises estáticas (An. Est. 1 e An. Est. 2) são praticamente iguais, o que indica uma boa aproximação entre os modelos 1 e 2. Para as análises onde a flexibilidade da fundação é considerada (An. Est. 3 e An. Est. 4), os resultados também foram muito próximos, porém, consideravelmente maiores que os encontrados nas análises com apoios rígidos (An. Est. 1 e An. Est. 2), o que mostra que a flexibilidade das fundações altera significativamente os deslocamentos horizontais no topo das torres para o caso de ruptura de cabos. Novamente, nas análises dinâmicas (An. Din. 1 e An. Din. 2) os picos dos deslocamentos horizontais no topo resultaram consideravelmente maiores que os correspondentes valores nas análises estáticas. Os picos encontrados nas respostas da análise An. Din. 2, onde a flexibilidade da fundação é considerada, foram bastante superiores aos encontrados na An. Din. 1, onde os apoios são indesejáveis.

Por fim, os resultados encontrados neste trabalho apontam para a necessidade de mais estudos a respeito da hipótese de carga de ruptura de cabos em torres de LT, visto que as diferenças encontradas em termos de valores de pico entre a análise dinâmica das torres inseridas em uma LT, tanto nas fundações rígidas como nas flexíveis, e a análise estática das torres isoladas são significativas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Novas torres de emergência. In: Revista Furnas. 2007, ano 33, n. 339, p.13. Disponível em:<http://www.furnas.com.br/arqtrab/ddppg/revistaonline/linhadireta/rf339_torres.pdf>. Acesso em: 05/03/2011.

ALONSO, U.R. **Exercícios de fundações**. 12ª reim. São Paulo: E. Blücher, 2001. 201 p.

AQUINO, R. D.; **Análise não-linear geométrica de edifícios 3D considerando a deformabilidade do solo**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto, MG, Brasil, 2008.

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

ASHCAR, R. **Recomendações e informações técnicas sobre fundações de linhas de transmissão**. In: *VIII ERLAC* – Encontro Regional Latino-Americano da Cigré. Foz do Iguaçu, Paraná, 1999.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6489: Prova de carga direta sobre o terreno de fundação**. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – **NBR-6122: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.

BOWLES, J.E. **Foundation Analysis and Design**. 4nd ed. New York: McGraw-Hill, 1988.

BRANDI, J. L. G. **Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole**. 2004. 182f. Dissertação (Mestrado em Construção Civil) – Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

BUCKLEY, M. B. **Reability based design of OHL foundations**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques - CIGRÉ, Report 22-203, 1994.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ÉLECTRIQUES (CIGRÉ). **Probabilistic design of transmission line structure foundations**. Report 22-99 (Working Group 07), 1999.

_____. **Reliability based calibration of foundation Strength factor using full-scale test data. A guide for design engineers**. Brochure 363 (Working Group B2.07), 2008.

_____. **The design of transmission line support foundations - An overview -** Brochure 206 (Working Group B2.07), 2002.

CAD/TQS. **Manuais do sistema CAD/TQS**. Versão 14. São Paulo: TQS Informática, 2007.

CERNICA, J.N. **Geotechnical Engineering: Foundation Design**. New York: John Wiley and Sons, 1995. 453p.

CRESPO, V.A.S. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. 2004. 108f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Rio de Janeiro, 2004.

DANZIGER, F.A.B. **Curso de Introdução ao Projeto de Fundações para Linhas de Transmissão**. Rio de Janeiro: Cigré, 2010.

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

GROEHS, A. G. **Mecânica Vibratória**. São Leopoldo: Editora Unisinos, 2001.

KAMINSKI Jr., J.; MIGUEL, L.F.F.; MENEZES, R.C.R.; MIGUEL, L.F.F.; ALVA, G.M.S. **Análise do comportamento de torres de um segmento de LT submetido à carga dinâmica de ruptura de cabo**. Cordoba: Mecânica Computacional, v.26, p.247-257, 2007a.

KAMINSKI Jr., J. **Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão**. 2007. 362f. *Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Porto Alegre, RS, 2007b.*

LABEGALINI, P. R.; LABEGALINI, J. A.; FUCHS, R.D.; ALMEIDA, M.T. **Projetos mecânicos das linhas aéreas de transmissão**. 2. ed. São Paulo: E. Blücher, 2005. 528 p.

MINDLIN, R. D. **Force at a point in the interior of a semi-infinite solid**. J. Physics, v.7, p.195-202, 1936.

MORAES, M.C. **Estruturas de fundações**. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

MORRISON, Nelson (1993). **Interacción suelo-estructuras: semi-espacio de Winkler**. Universidad Politécnica de Cataluna, Barcelona-Espanha.

MORS, H. **Methods of dimensioning for uplift foundations of transmission line towers**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques - CIGRÉ, n. 210, 1964.

PAIS, A.; KAUSEL, E. **Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 7, p. 213-227, 1988.

PERLOFF, W.H. **Pressure distribution and settlement**. In: WINTERKORN, H.F.; FANG, H.Y. Foundation engineering handbook. New York: Van Nostrand Reinhold, 1975. p. 148-196.

PORTO, T.B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação**. 2010. 243f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

POULOS, H.G. **Stresses and displacements in an elastic layer underlain by rough rigid base**. Géotechnique, v.17, p. 378-410, 1967.

POULOS, H.G.; DAVIS, E.H. **Elastic solutions for soil and rock mass**. New York: John Wiley and Sons, 1974, 535p.

SCHMIDT, B. **Tower-foundation interaction**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques (CIGRÉ) - Report 22-97 (WG07), 1997.

SOUZA R.A.; REIS J.H.C. **Interação solo: estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. Maringá, v. 30, n. 2, p. 161-171, 2008.

SHUKLA, S.N. **"A Simplified Method for Design of Mats on Elastic Foundations"**. ACI Structural Journal, 1984, p.469-475.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH et al. (eds.). **Fundações: Teoria e Prática**. São Paulo: Pini. Cap.7, p.227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**. Geotechnique, London, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

VELOSO, L. T. **Metodização do estudo das fundações para suporte de linhas de transmissão**. 2010. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontífica Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

VELLOSO, D.A.; LOPES, F.R. **Fundações**. 2. ed. Edição, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2004.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F.R. **Fundações: Critérios de Projeto, Investigações do Subsolo e fundações superficiais**. 3. ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, v. 1, 2002.

WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizitat und Festigkeit**. Domicius. Prag, 1867.

WOLF, J. P. **Foundation vibration analysis using simple physical models**. New Jersey: Prentice-Hall, 1994.

ANEXOS

Anexo A – Resultados torre SS
Anexo A.1 – Resultados dos esforços nas barras de montantes da torre SS
para a ruptura de cabo

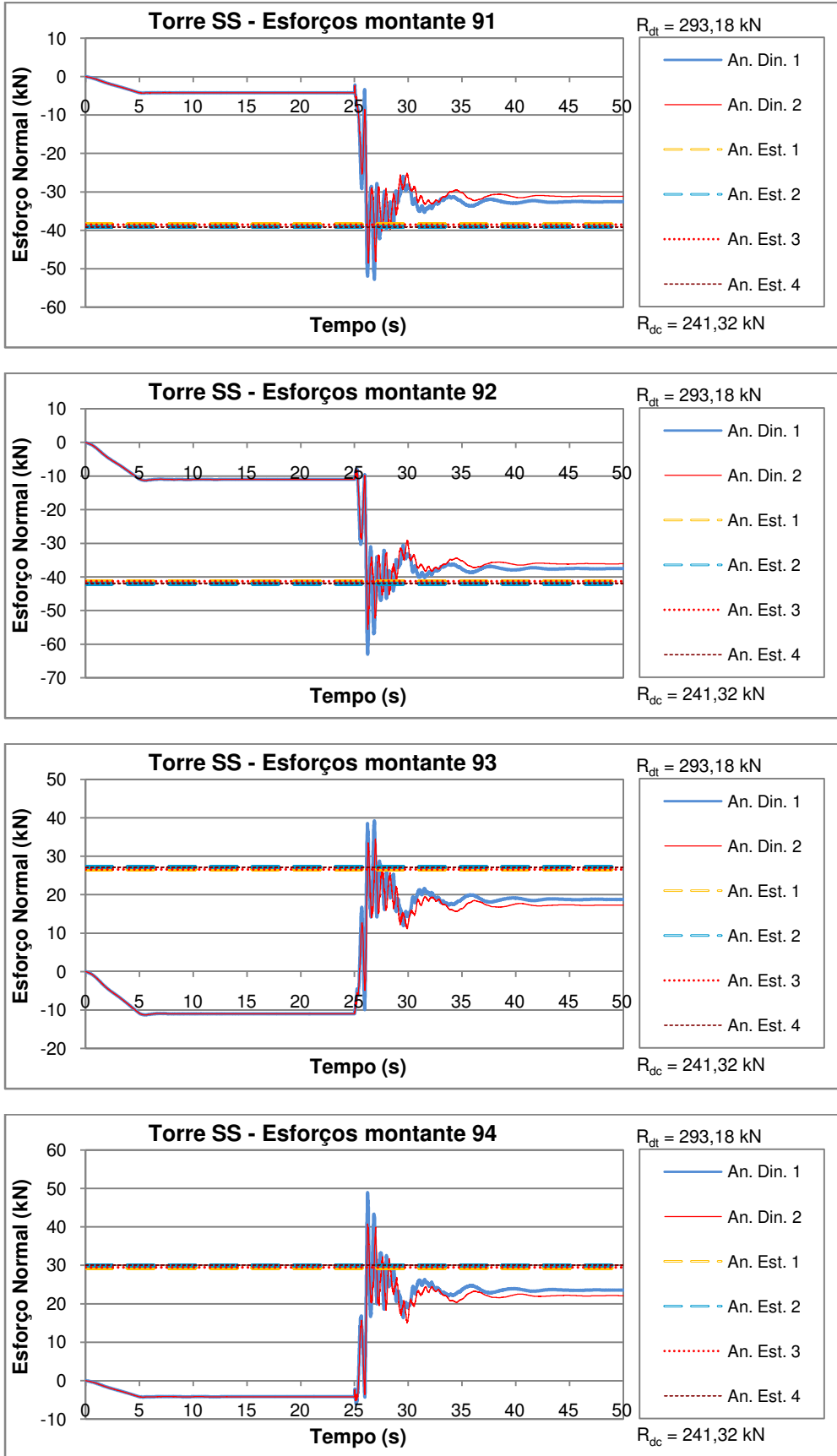


Figura A.1 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 91, 92, 93 e 94 da Torre SS para a ruptura de cabo

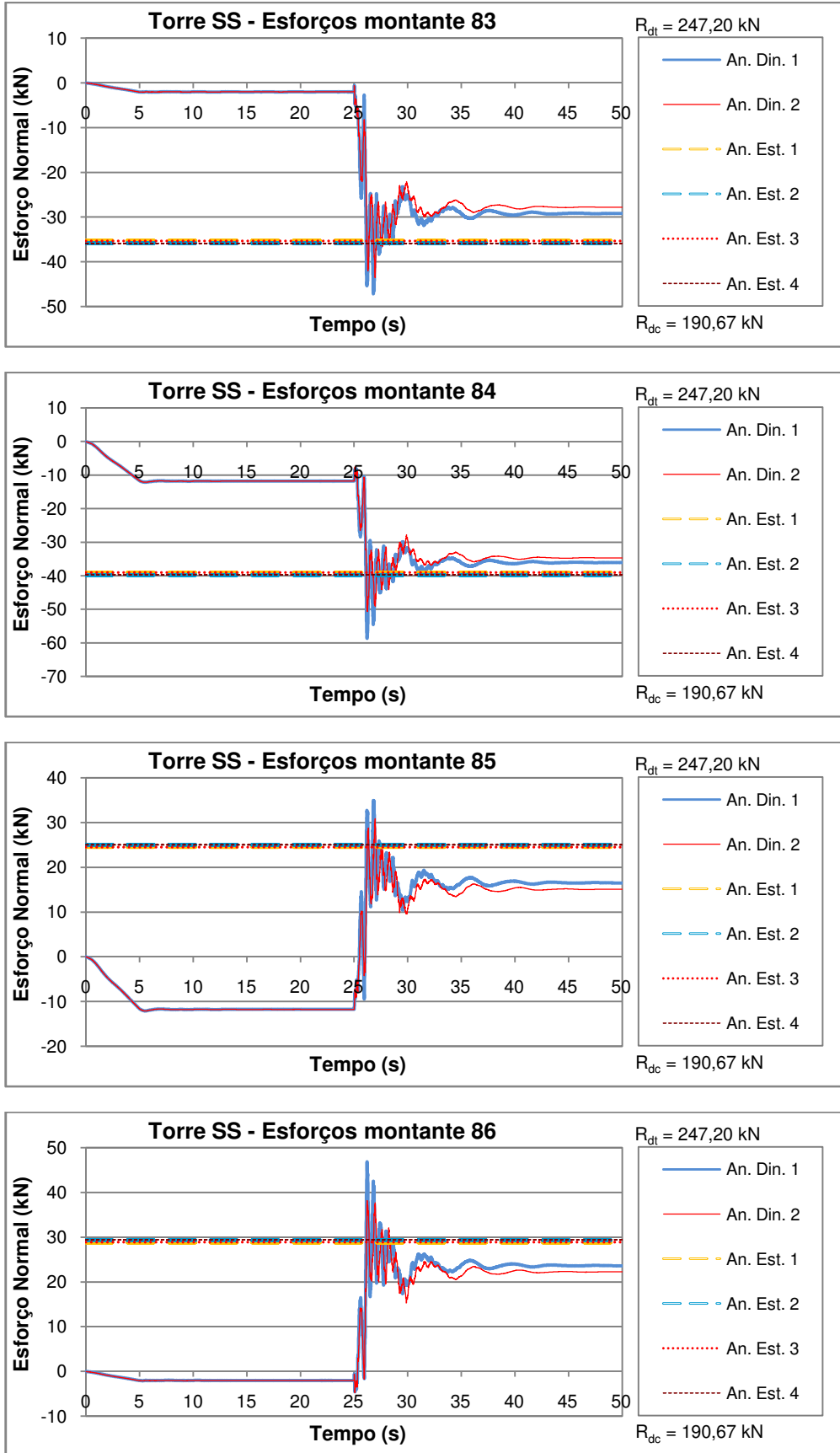


Figura A.2 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 83, 84, 85 e 86 da Torre SS para a ruptura de cabo

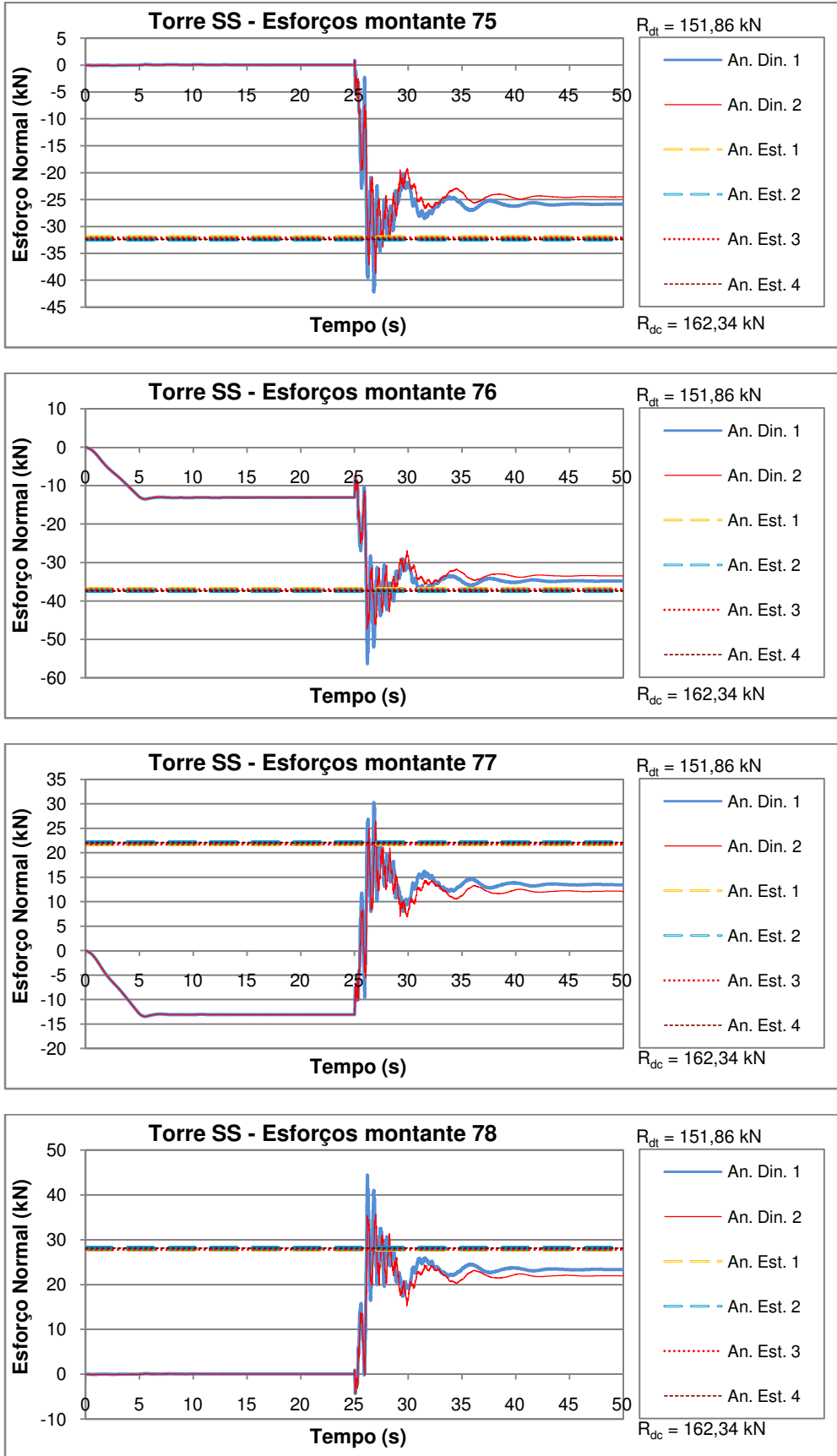


Figura A.3 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 75, 76, 77 e 78 da Torre SS para a ruptura de cabo

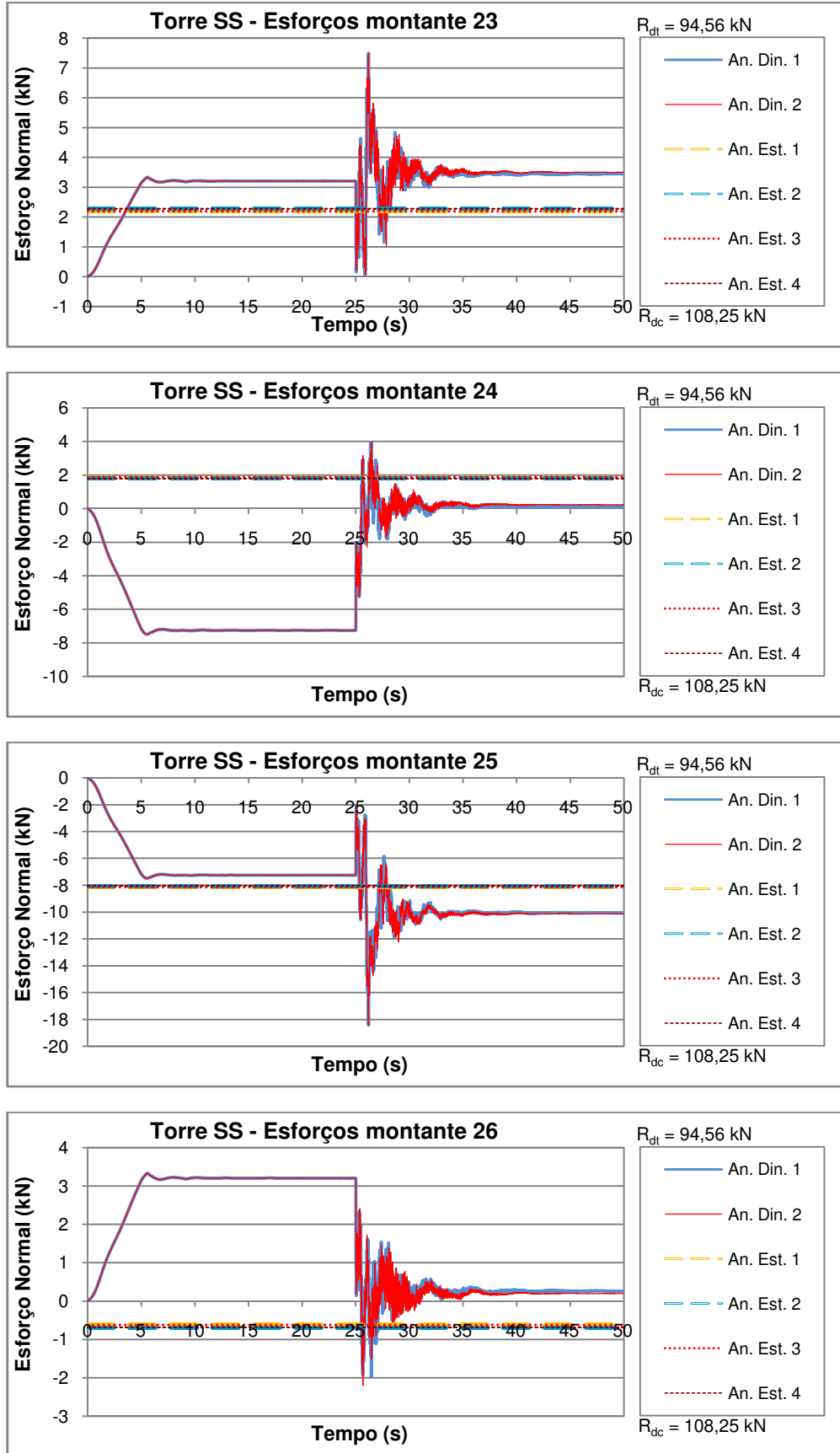


Figura A.4 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 23, 24, 25 e 26 da Torre SS para a ruptura de cabo.

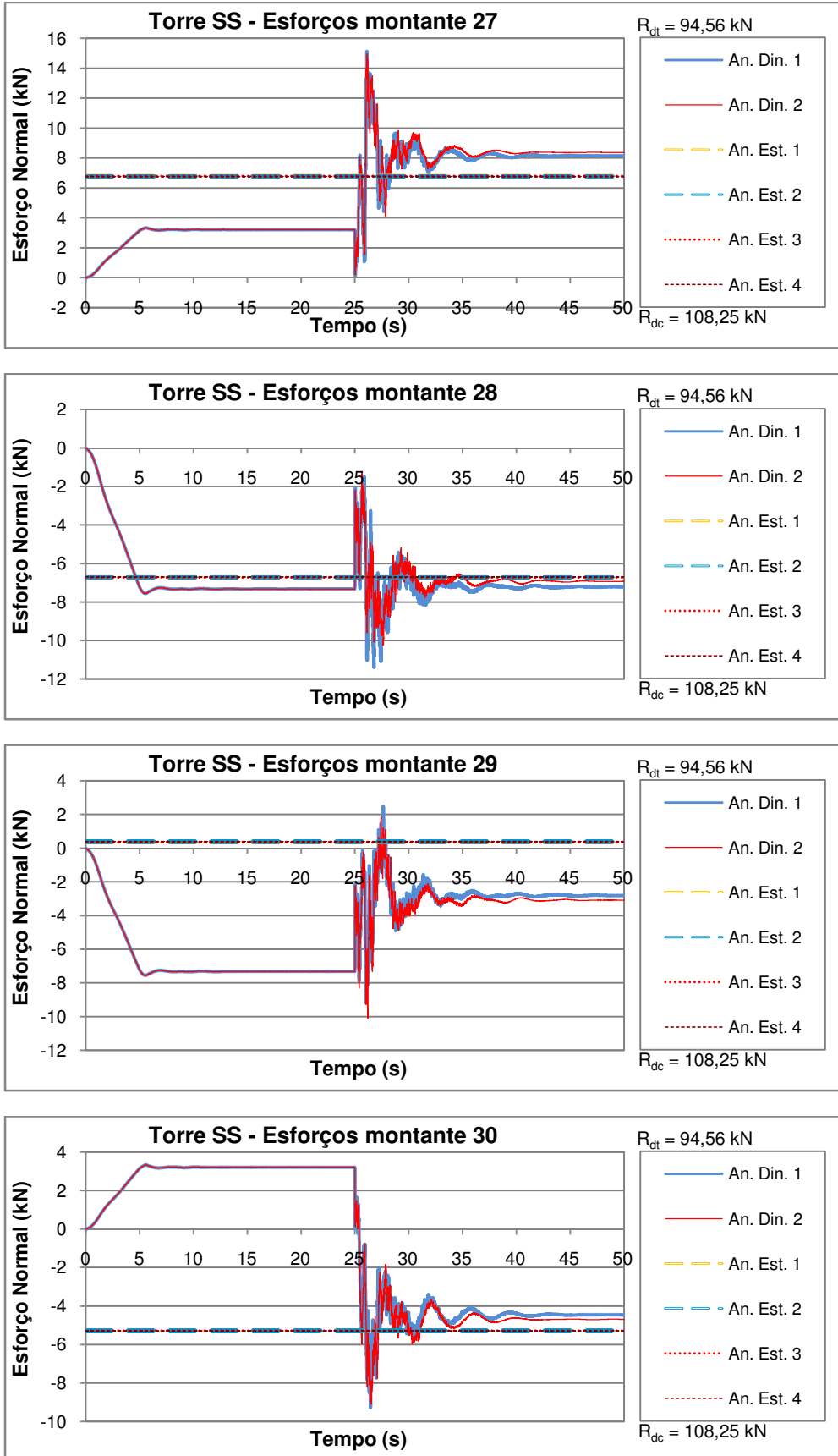


Figura A.5 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 27, 28, 29 e 30 da Torre SS para a ruptura de cabo

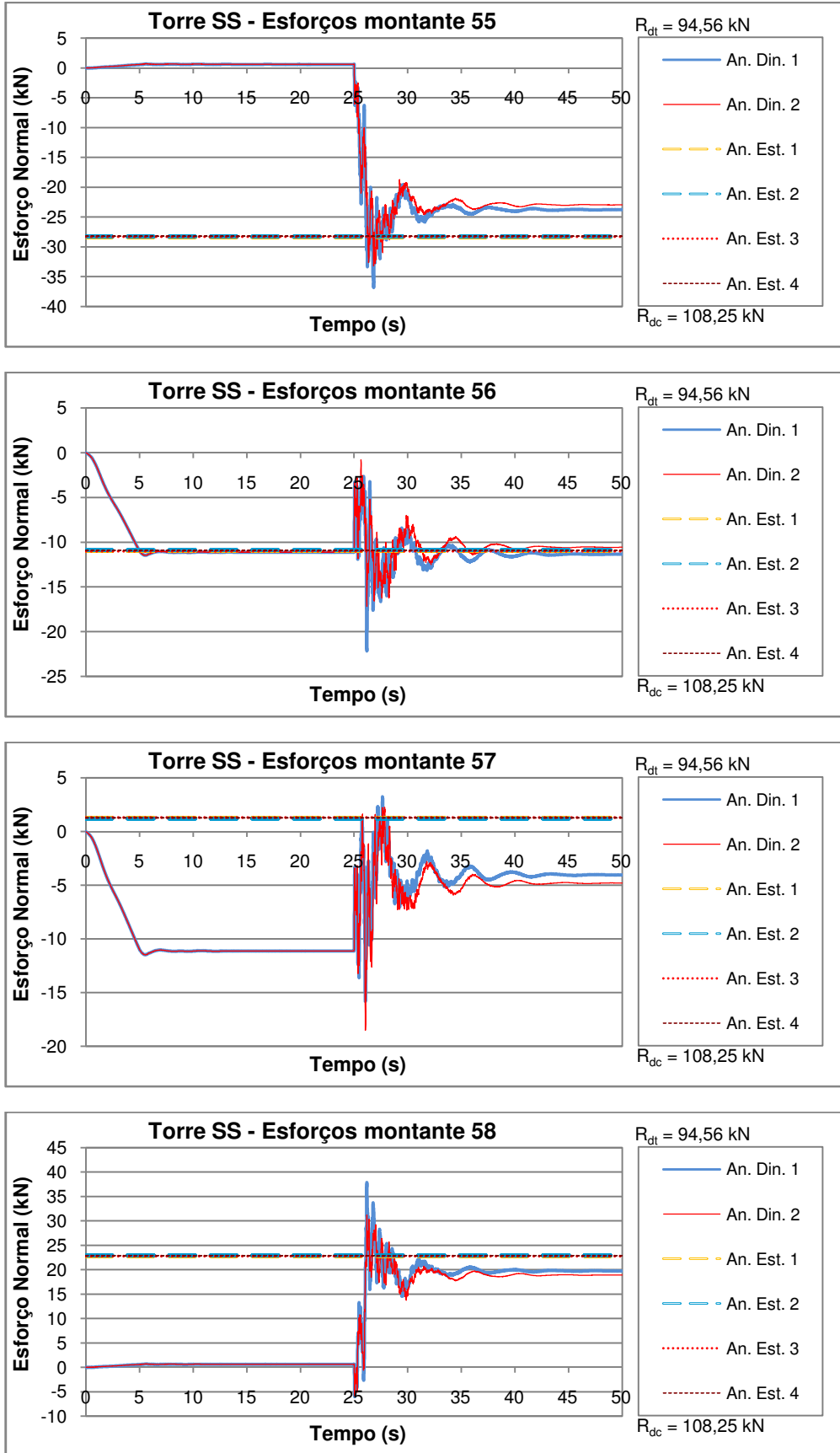


Figura A.6 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 55, 56, 57 e 58 da Torre SS para a ruptura de cabo

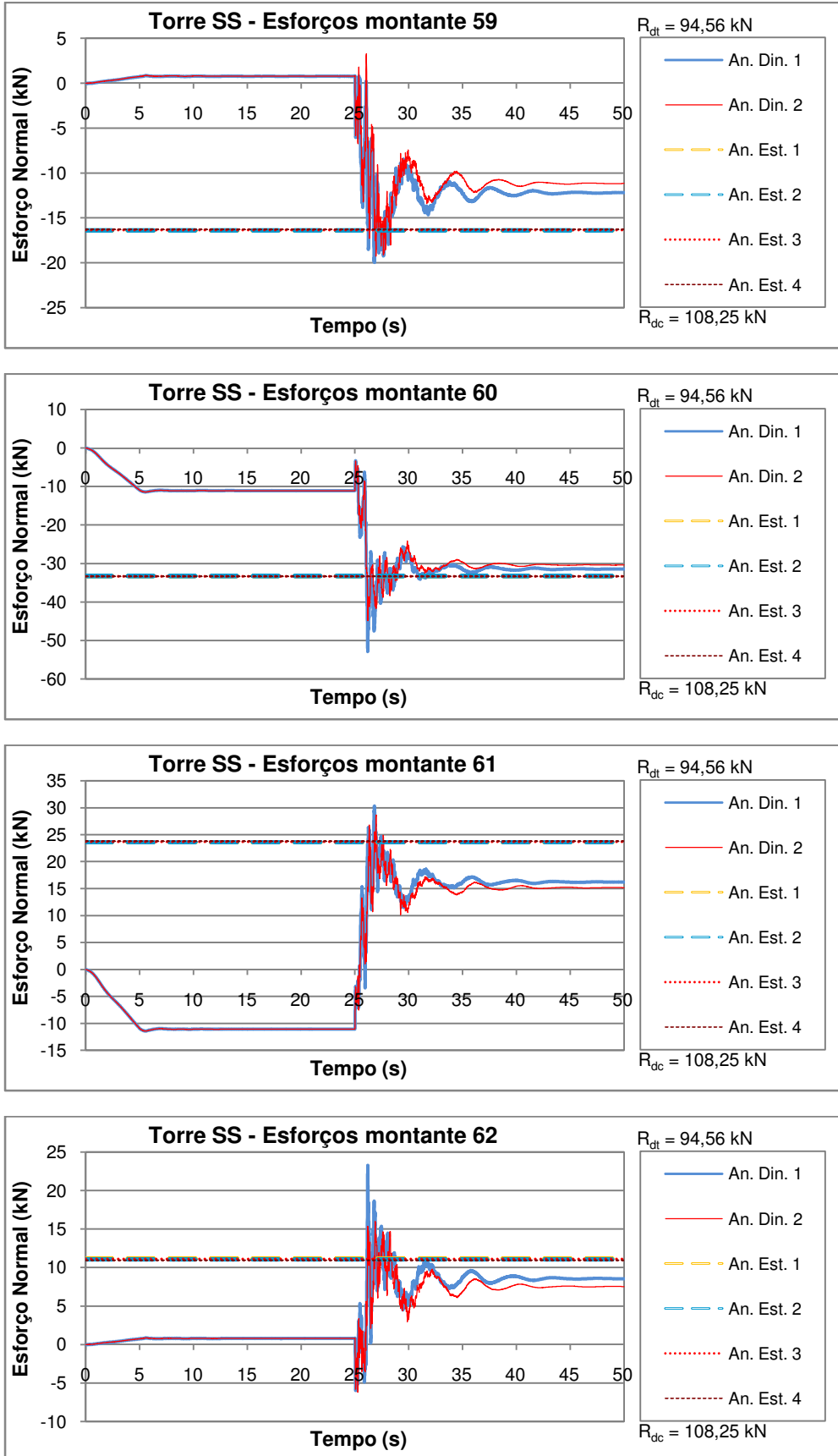


Figura A.7 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 59, 60, 61 e 62 da Torre SS para a ruptura de cabo

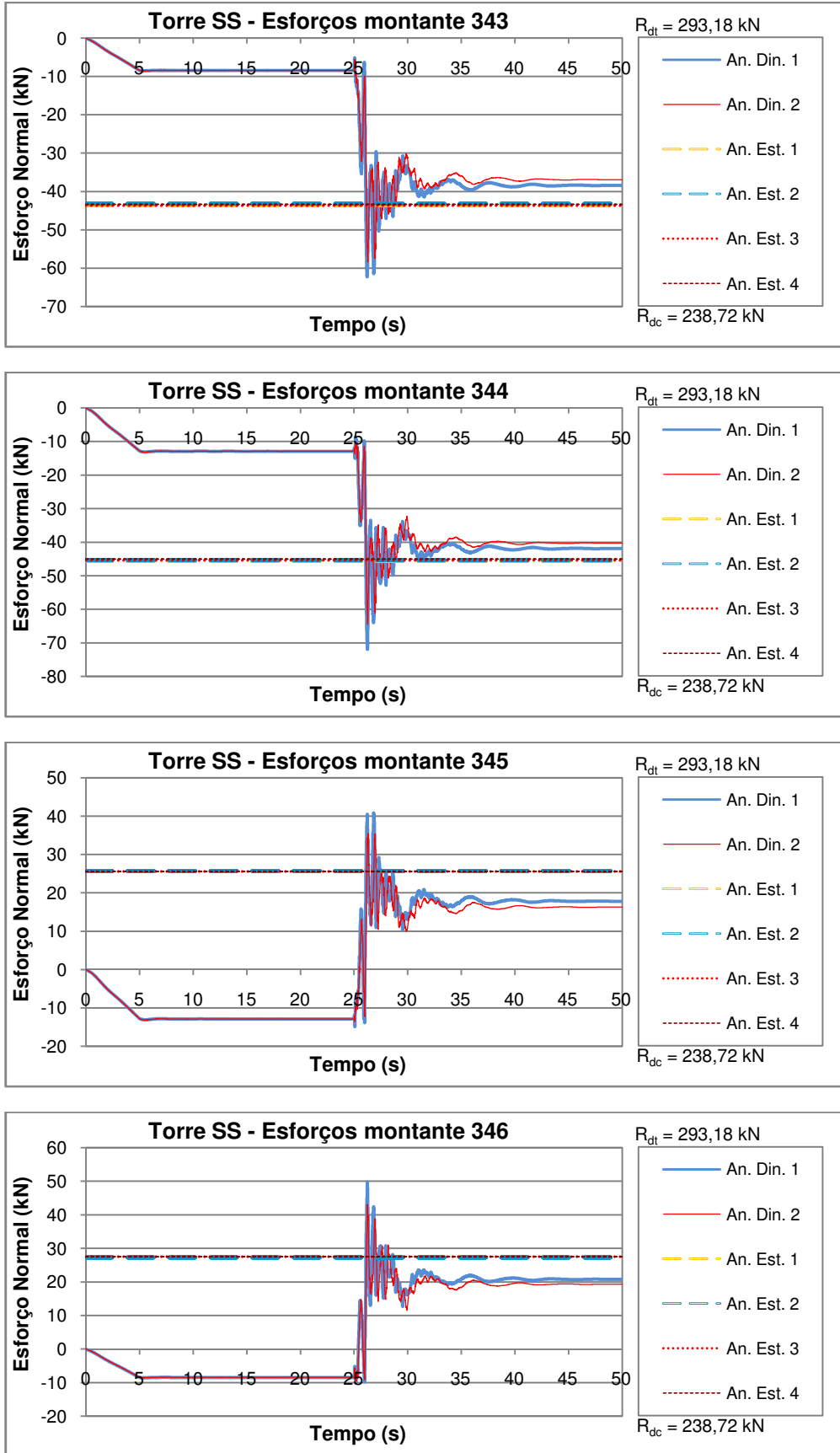


Figura A.8 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 343, 344, 345 e 346 da Torre SS para a ruptura de cabo

Tabela A.1 – Resumo dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SS

Montante	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1 (kN)	An. Est. 2 (kN)	An. Est. 3 (kN)	An. Est. 4 (kN)	An. Est. 2/Rd	Rdc (kN)	Rdt (kN)
	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)							
91	0,00	-52,77	-32,55	0,00	-48,54	-31,13	-38,44	-39,03	-38,55	-39,15	0,16	241,32	293,18
92	0,00	-63,01	-37,51	0,00	-55,60	-36,07	-41,37	-41,97	-41,27	-41,85	0,17	241,32	293,18
93	39,24	-11,26	18,77	34,51	-11,26	17,29	26,66	27,22	26,56	27,09	0,09	241,32	293,18
94	48,98	-6,12	23,55	40,81	-5,22	22,10	29,37	29,96	29,47	30,09	0,10	241,32	293,18
83	0,00	-47,16	-29,17	0,00	-43,56	-27,80	-35,26	-35,85	-35,32	-35,92	0,19	190,67	247,20
84	0,00	-58,67	-36,03	0,00	-50,65	-34,64	-39,13	-39,77	-39,07	-39,69	0,21	190,67	247,20
85	34,97	-12,10	16,52	30,91	-12,10	15,10	24,57	25,08	24,51	25,01	0,10	190,67	247,20
86	46,85	-4,59	23,64	38,17	-4,72	22,24	28,84	29,35	28,90	29,43	0,12	190,67	247,20
75	0,87	-42,16	-25,82	0,85	-38,73	-24,50	-32,04	-32,39	-32,06	-32,41	0,20	162,34	151,86
76	0,00	-56,33	-34,77	0,00	-47,23	-33,43	-36,99	-37,42	-36,97	-37,40	0,23	162,34	151,86
77	30,32	-13,50	13,48	26,44	-13,49	12,13	21,77	22,13	21,75	22,11	0,15	162,34	151,86
78	44,42	-4,32	23,31	35,64	-4,30	21,97	27,81	28,13	27,83	28,15	0,19	162,34	151,86
23	7,47	0,00	3,45	7,49	0,00	3,51	2,19	2,28	2,19	2,28	0,02	108,25	94,56
24	3,94	-7,49	0,16	3,99	-7,49	0,23	1,88	1,80	1,88	1,80	0,02	108,25	94,56
25	0,00	-18,41	-10,06	0,00	-18,43	-10,13	-8,14	-8,05	-8,14	-8,05	0,07	108,25	94,56
26	3,33	-1,97	0,26	3,33	-2,21	0,20	-0,62	-0,69	-0,62	-0,69	0,01	108,25	94,56
27	15,12	0,00	8,16	14,98	0,00	8,38	6,80	6,78	6,80	6,78	0,07	108,25	94,56
28	0,00	-11,41	-7,21	0,00	-10,25	-6,93	-6,73	-6,71	-6,72	-6,71	0,06	108,25	94,56
29	2,49	-9,21	-2,81	1,87	-10,12	-3,09	0,36	0,39	0,36	0,39	0,00	108,25	94,56
30	3,35	-9,27	-4,46	3,35	-9,10	-4,69	-5,28	-5,29	-5,28	-5,28	0,05	108,25	94,56
55	0,69	-36,83	-23,75	0,70	-33,15	-22,94	-28,31	-28,26	-28,26	-28,20	0,26	108,25	94,56
56	0,00	-22,16	-11,33	0,00	-17,18	-10,56	-10,97	-10,87	-11,02	-10,94	0,10	108,25	94,56
57	3,25	-15,81	-4,04	2,28	-18,51	-4,80	1,26	1,22	1,31	1,29	0,01	108,25	94,56
58	37,86	-6,03	19,75	31,27	-5,87	18,92	22,86	22,94	22,81	22,87	0,24	108,25	94,56
59	0,86	-19,95	-12,18	3,28	-19,28	-11,17	-16,41	-16,37	-16,35	-16,28	0,15	108,25	94,56
60	0,00	-52,86	-31,42	0,00	-44,84	-30,38	-33,23	-33,25	-33,30	-33,34	0,31	108,25	94,56
61	30,33	-11,43	16,20	28,67	-11,43	15,17	23,63	23,68	23,70	23,77	0,25	108,25	94,56
62	23,28	-5,97	8,56	16,00	-6,21	7,53	11,20	11,04	11,13	10,95	0,12	108,25	94,56
343	0,00	-62,27	-38,40	0,00	-58,39	-36,90	-43,46	-43,17	-43,65	-43,37	0,18	238,72	293,18
344	0,00	-71,90	-41,84	0,00	-64,51	-40,29	-45,59	-45,26	-45,41	-45,08	0,19	238,72	293,18
345	40,84	-14,92	17,80	35,53	-13,60	16,28	25,78	25,72	25,60	25,54	0,09	238,72	293,18
346	49,81	-10,15	20,77	43,17	-9,64	19,34	27,34	27,29	27,52	27,48	0,09	238,72	293,18

Tabela A.2 – Comparações entre esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SS

Montante	An. Est. 1/	An. Est. 3/	An. Est. 4/	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /
	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est.2	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (final)	An. Est. 2 (final)
84	0,98	0,98	1,00	1,48	1,27	0,91	0,87
76	0,99	0,99	1,00	1,51	1,26	0,93	0,89
55	1,00	1,00	1,00	1,30	1,17	0,84	0,81
58	1,00	0,99	1,00	1,65	1,36	0,86	0,83
60	1,00	1,00	1,00	1,59	1,35	0,95	0,91
61	1,00	1,00	1,00	1,28	1,21	0,68	0,64
Média	0,99	0,99	1,00	1,47	1,27	0,86	0,83
Desvio Padrão	0,01	0,01	0,00	0,15	0,07	0,10	0,10
Coef. Variação	1%	1%	0%	10%	6%	11%	12%

**Anexo A.2 – Resultados dos esforços nas barras diagonais da torre SS para a
ruptura de cabo**

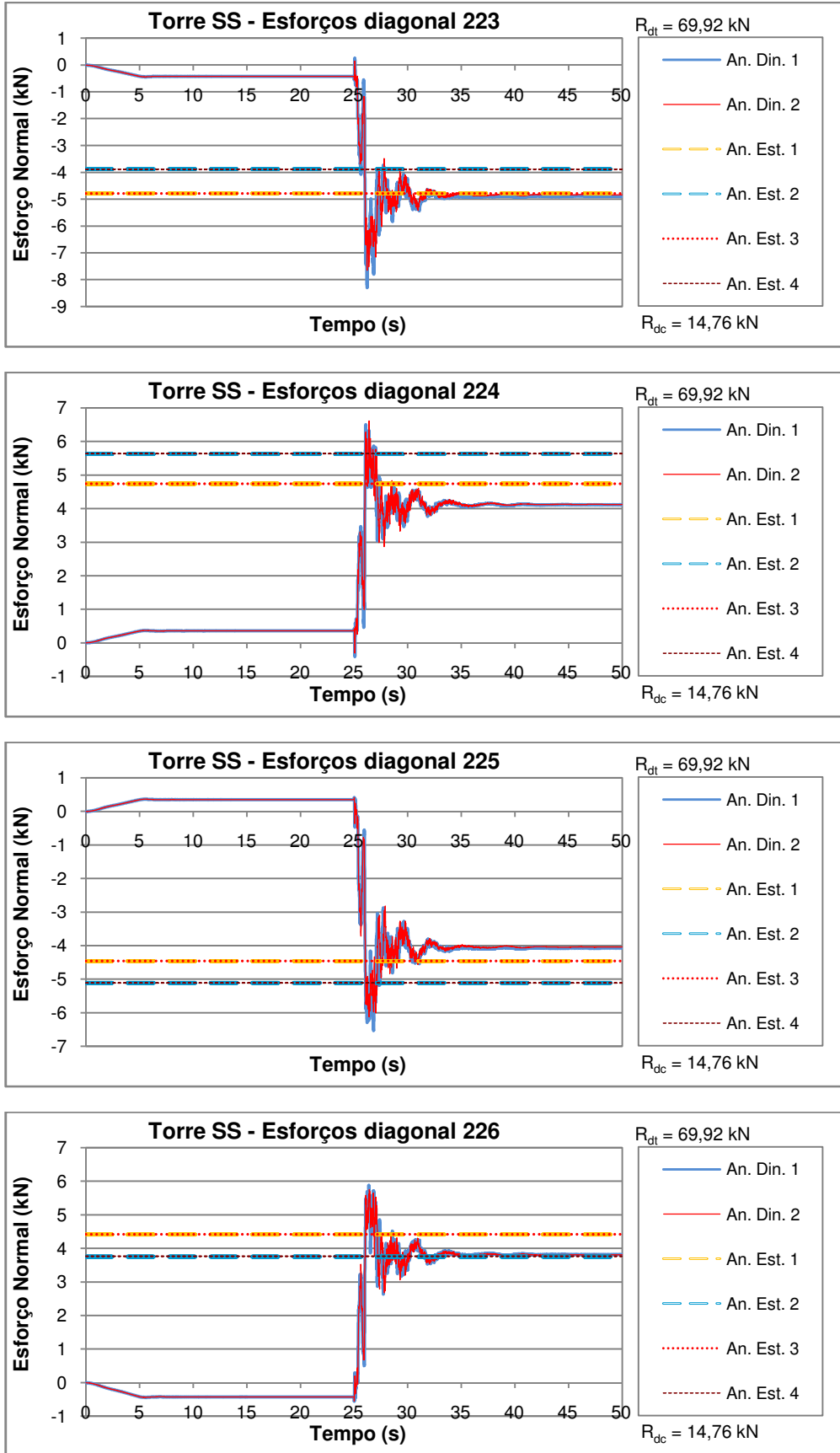


Figura A.9 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 223, 224, 225 e 226 da Torre SS para a ruptura de cabo

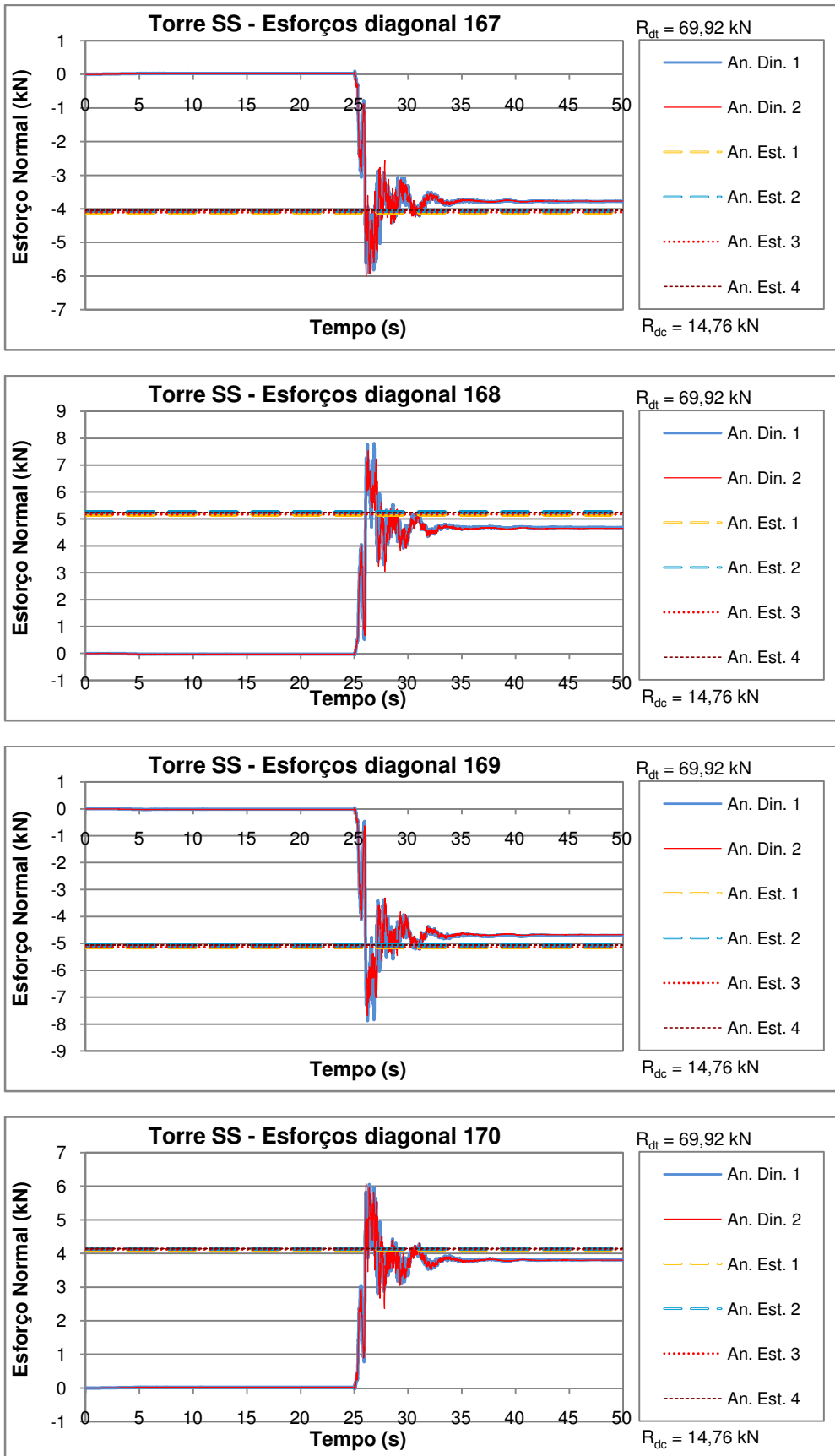


Figura A.10 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 167, 168, 169 e 170 da Torre SS para a ruptura de cabo

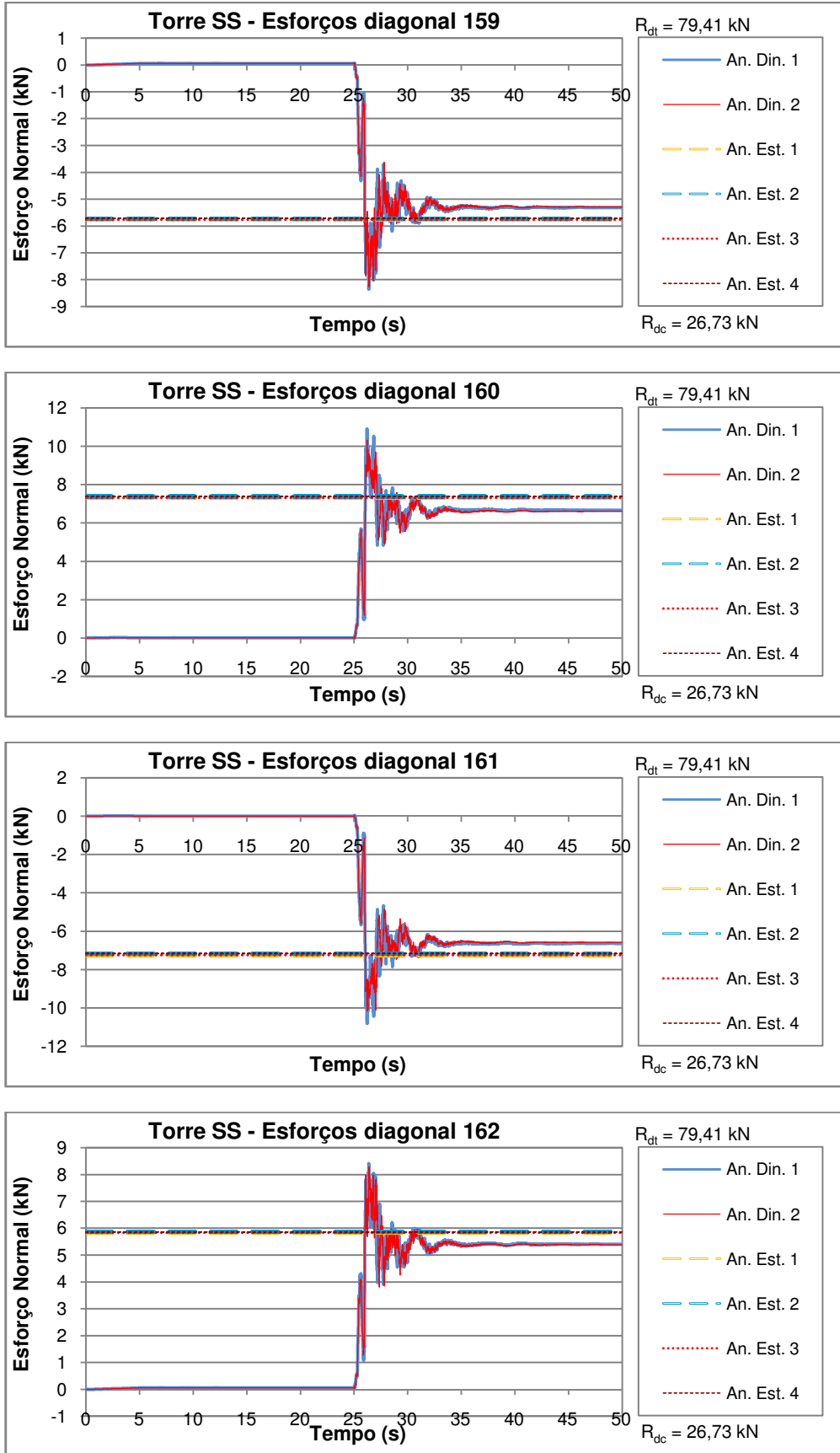


Figura A.11 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 159, 160, 161 e 162 da Torre SS para a ruptura de cabo

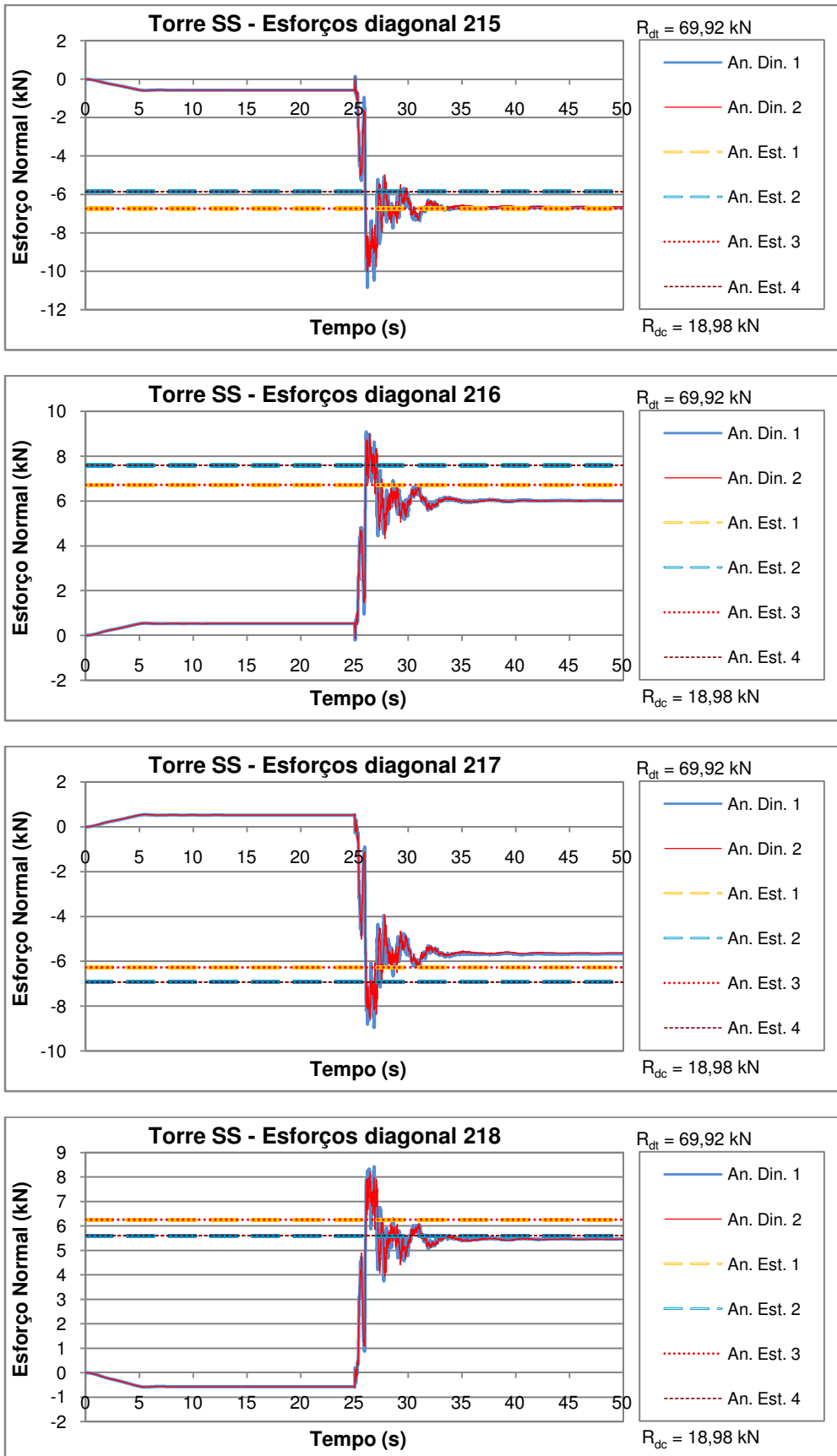


Figura A.12 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 215, 216, 217 e 218 da Torre SS para a ruptura de cabo

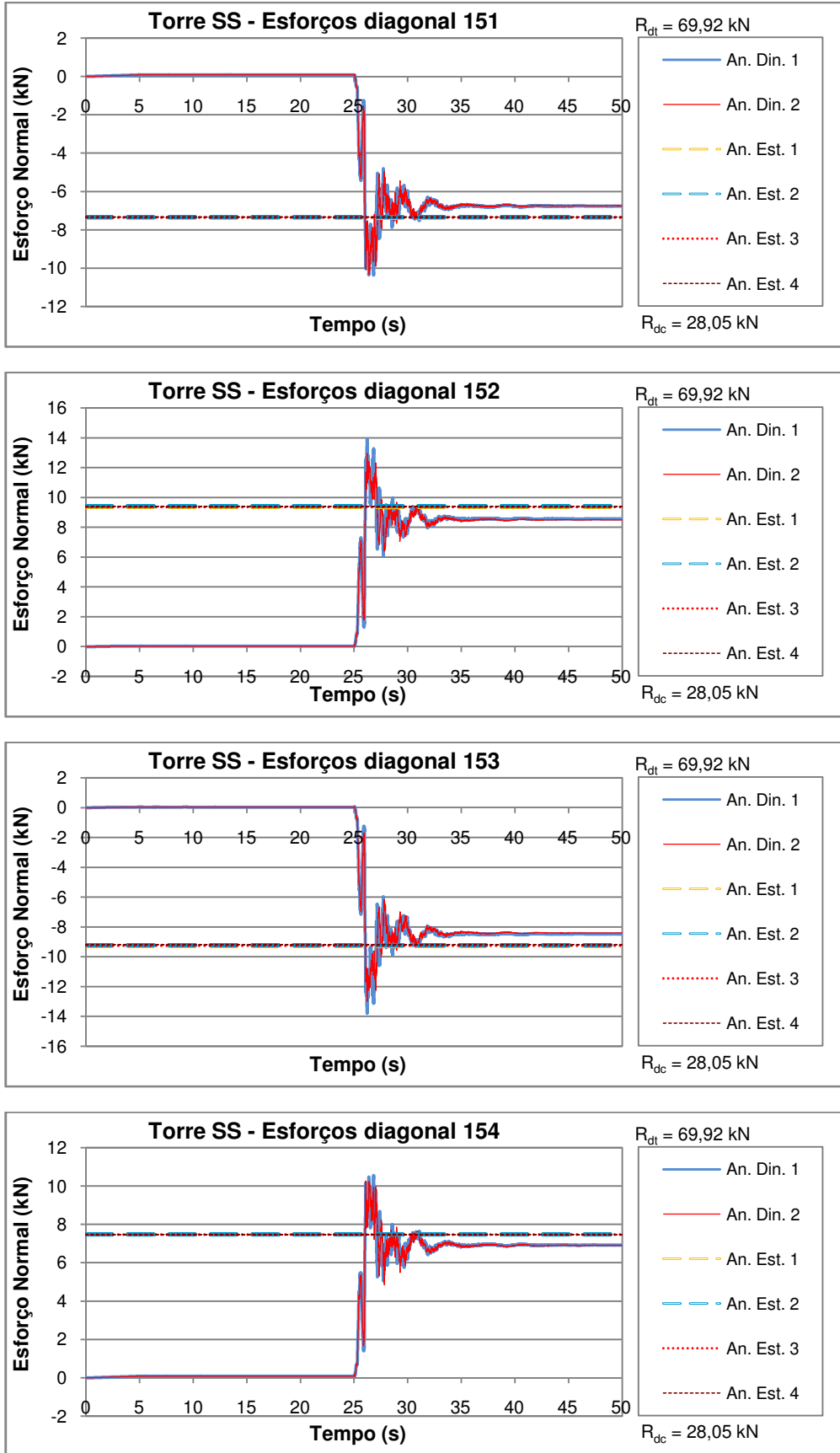


Figura A.13 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 151, 152, 153 e 154 da Torre SS para a ruptura de cabo

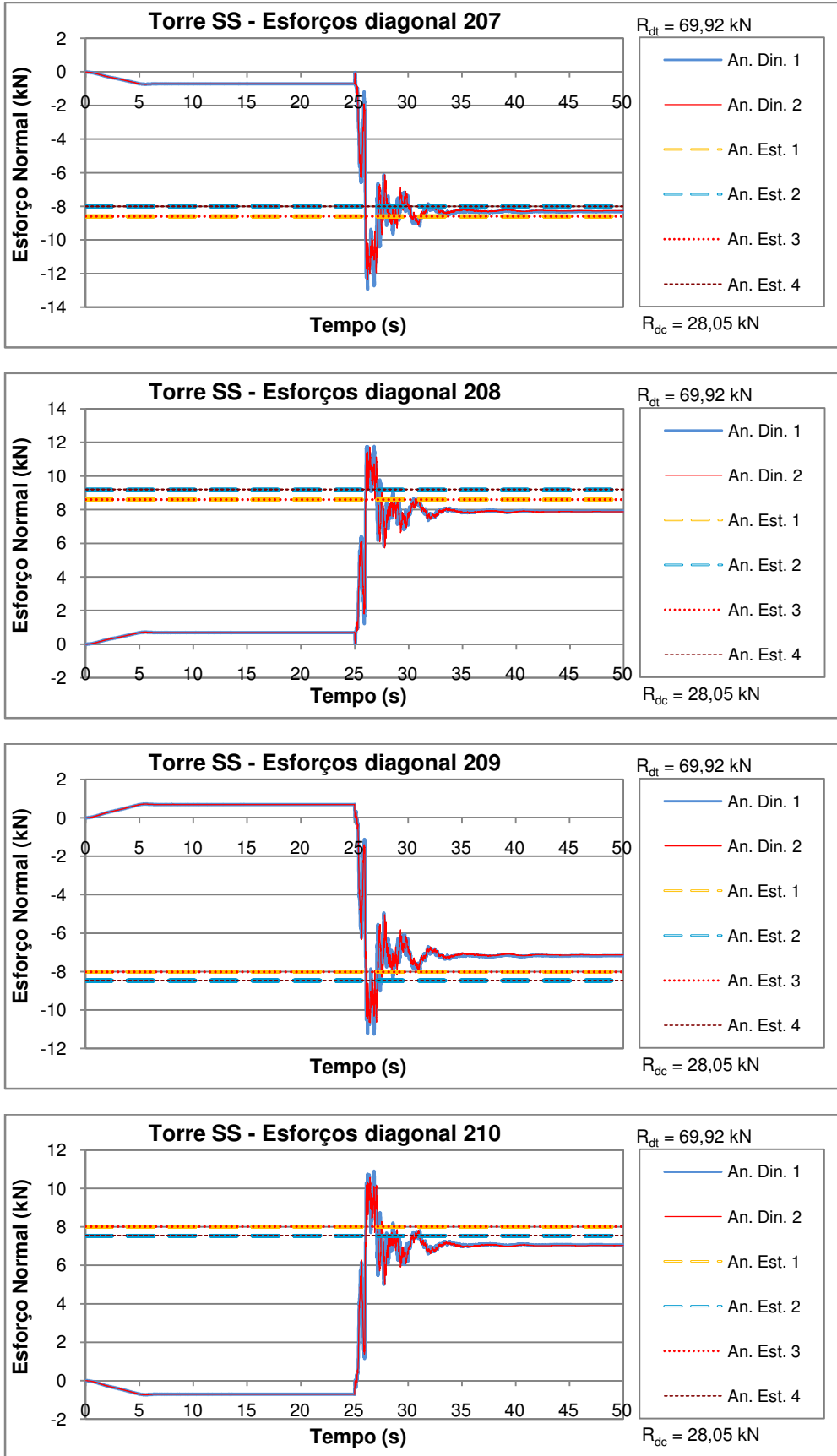


Figura A.14 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 207, 208, 209 e 210 da Torre SS para a ruptura de cabo

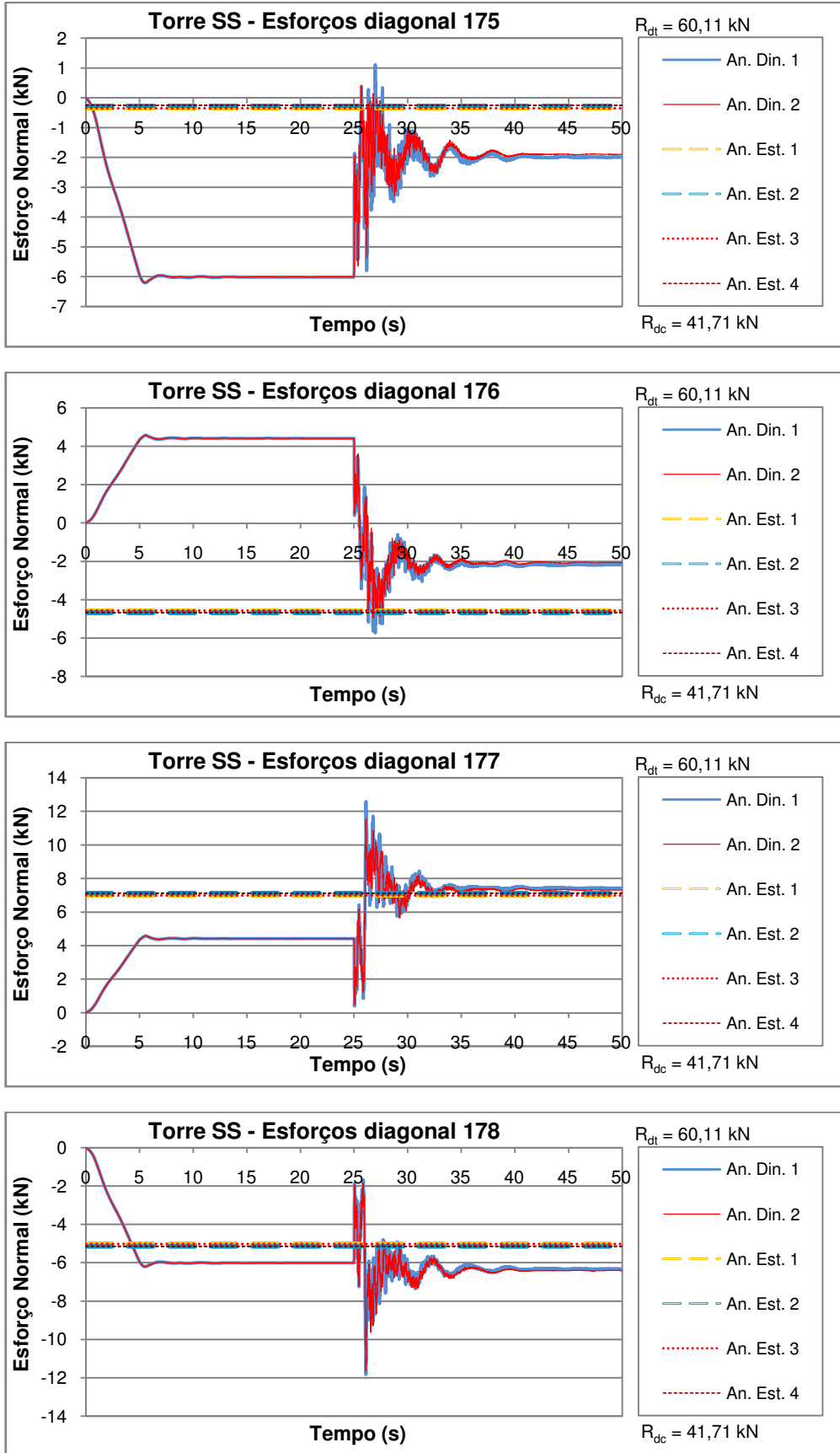


Figura A.15 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 175, 176, 177 e 178 da Torre SS para a ruptura de cabo

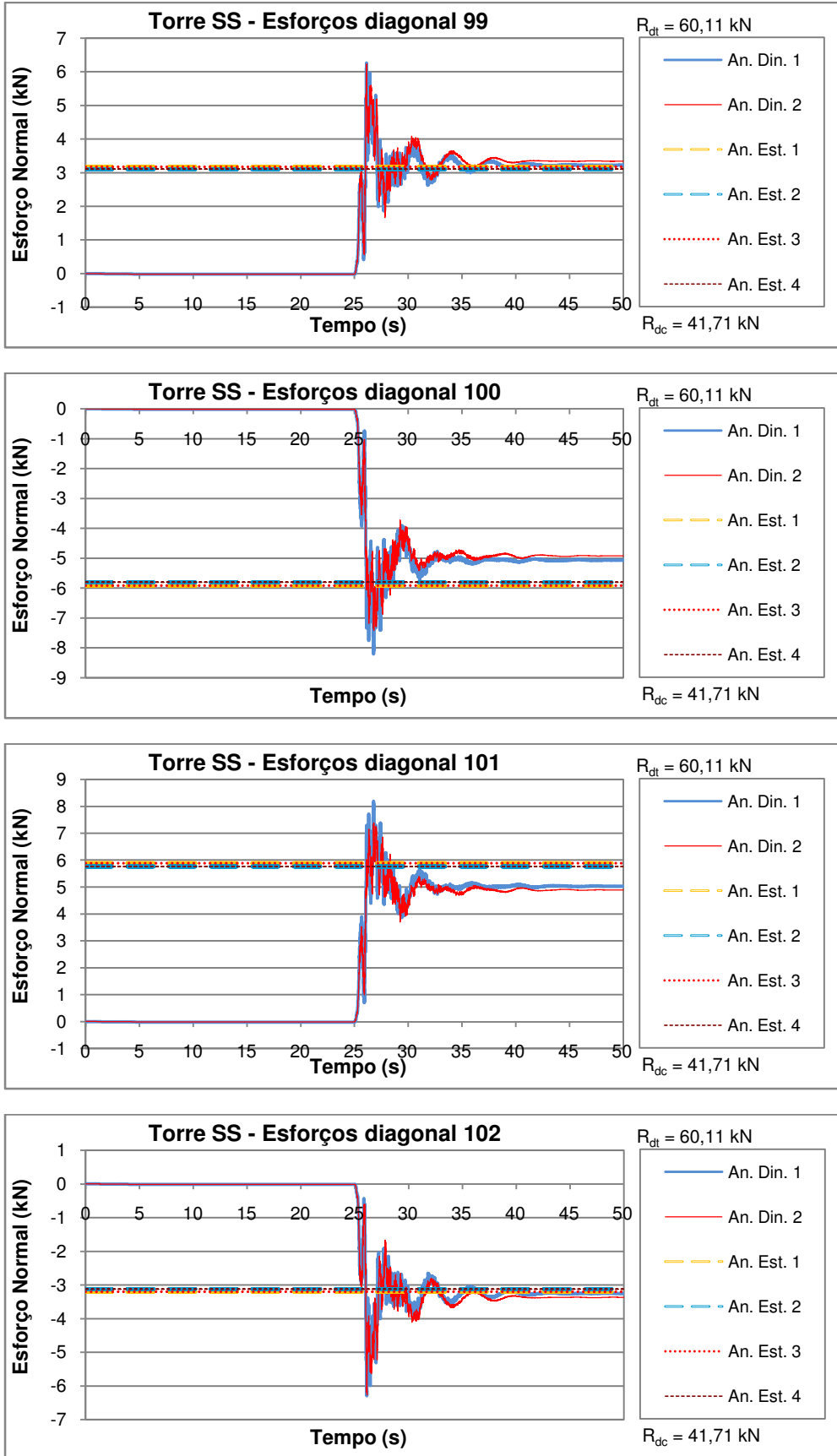


Figura A.16 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 99, 100, 101 e 102 da Torre SS para a ruptura de cabo

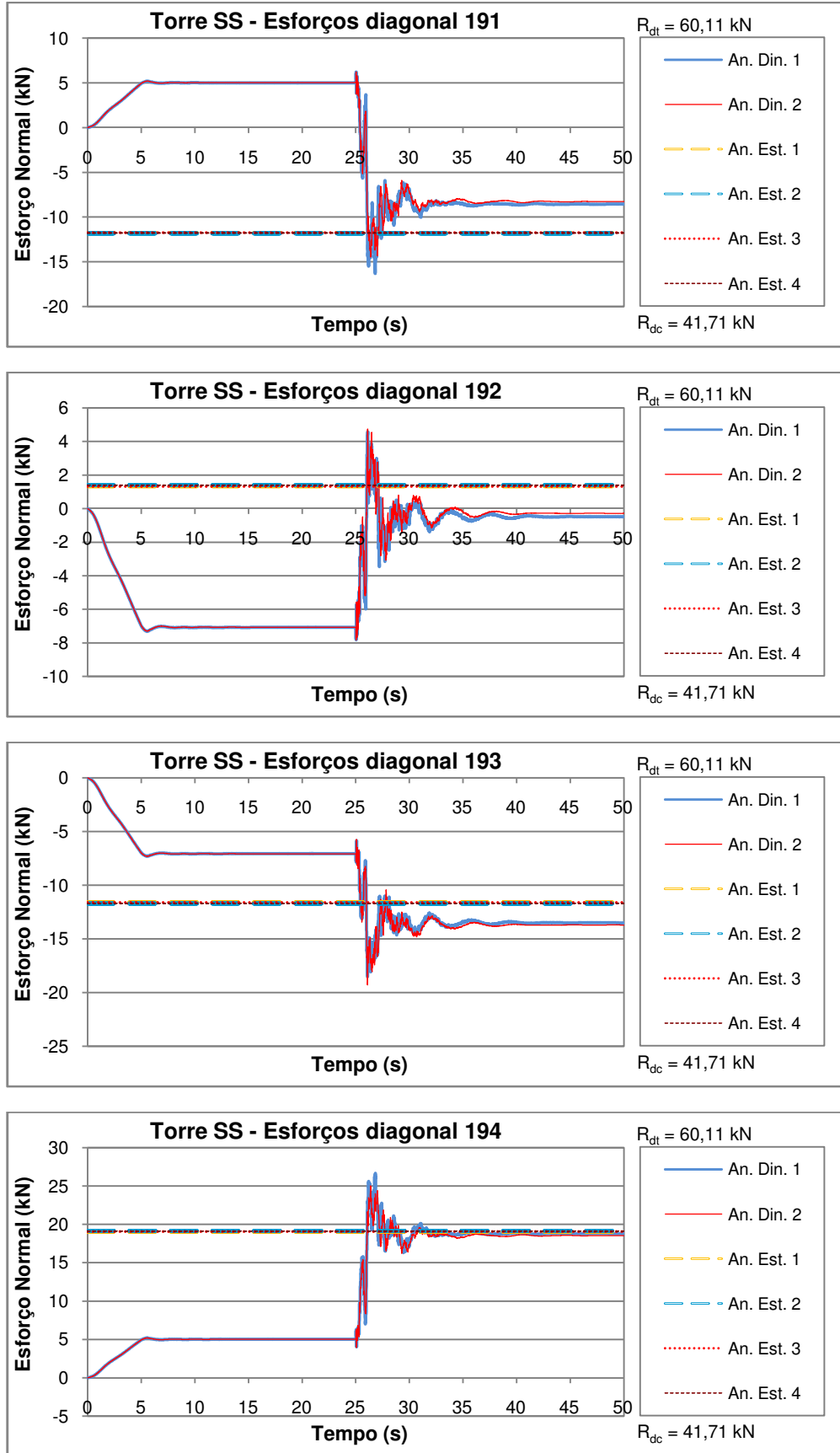


Figura A.17 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 191, 192, 193 e 194 da Torre SS para a ruptura de cabo

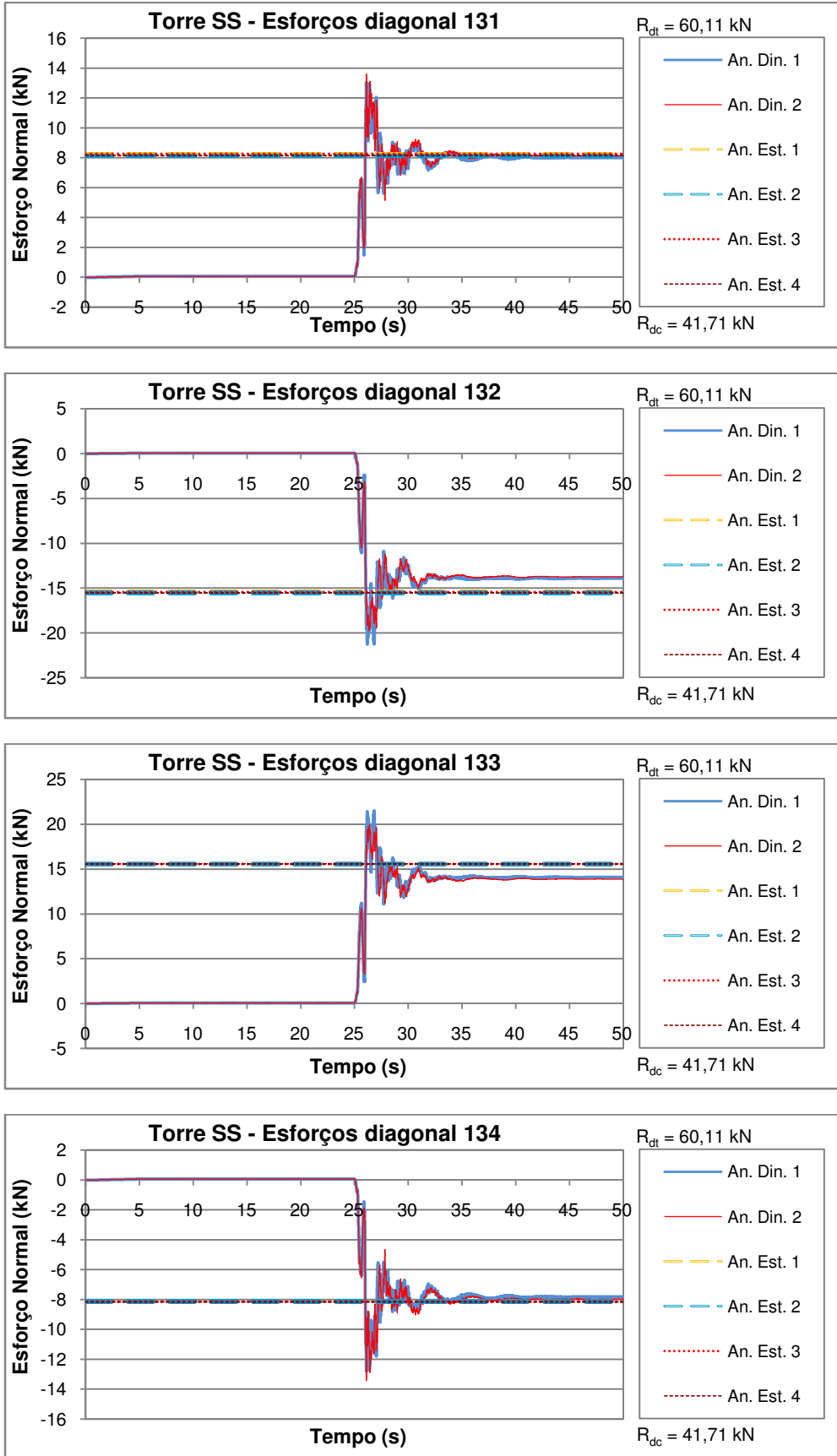


Figura A.18 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 131, 132, 133 e 134 da Torre SS para a ruptura de cabo

Tabela A.3 – Resumo dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SS

Diagonal	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1 (kN)	An. Est. 2 (kN)	An. Est. 3 (kN)	An. Est. 4 (kN)	An. Est. 2/ Rd	Rdc (kN)	Rdt (kN)
	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)							
223	0,25	-8,29	-4,89	0,15	-7,66	-4,84	-4,78	-3,88	-4,79	-3,89	0,26	14,76	69,92
224	6,50	-0,41	4,12	6,62	-0,31	4,13	4,74	5,63	4,75	5,64	0,08	14,76	69,92
225	0,42	-6,53	-4,07	0,42	-6,12	-4,04	-4,45	-5,11	-4,46	-5,11	0,35	14,76	69,92
226	5,88	-0,55	3,82	5,76	-0,55	3,81	4,42	3,76	4,42	3,76	0,05	14,76	69,92
168	7,80	-0,04	4,69	7,55	-0,04	4,65	5,18	5,24	5,17	5,24	0,07	14,76	69,92
169	0,04	-7,88	-4,71	0,04	-7,69	-4,68	-5,15	-5,07	-5,14	-5,07	0,34	14,76	69,92
167	0,09	-5,90	-3,78	0,09	-6,01	-3,77	-4,10	-4,05	-4,09	-4,05	0,27	14,76	69,92
170	6,05	-0,02	3,81	6,08	-0,02	3,80	4,13	4,15	4,12	4,14	0,06	14,76	69,92
159	0,07	-8,35	-5,31	0,07	-8,27	-5,29	-5,77	-5,73	-5,76	-5,72	0,21	26,73	79,41
162	8,40	0,00	5,41	8,29	0,00	5,39	5,85	5,87	5,84	5,86	0,07	26,73	79,41
160	10,89	0,00	6,67	10,34	-0,02	6,62	7,33	7,39	7,32	7,38	0,09	26,73	79,41
161	0,05	-10,81	-6,63	0,05	-10,17	-6,58	-7,25	-7,17	-7,24	-7,16	0,27	26,73	79,41
215	0,14	-10,84	-6,70	0,08	-10,03	-6,63	-6,73	-5,85	-6,74	-5,85	0,31	18,98	69,92
216	9,08	-0,21	6,01	9,03	-0,14	6,01	6,71	7,59	6,72	7,60	0,11	18,98	69,92
217	0,55	-8,96	-5,67	0,55	-8,57	-5,63	-6,27	-6,92	-6,28	-6,93	0,36	18,98	69,92
218	8,42	-0,60	5,47	8,21	-0,60	5,45	6,25	5,60	6,26	5,61	0,08	18,98	69,92
151	0,09	-10,36	-6,77	0,09	-10,33	-6,75	-7,36	-7,34	-7,35	-7,33	0,26	28,05	69,92
154	10,55	0,00	6,92	10,27	0,00	6,90	7,49	7,48	7,48	7,47	0,11	28,05	69,92
152	13,91	0,00	8,57	12,96	0,00	8,50	9,38	9,41	9,37	9,40	0,13	28,05	69,92
153	0,06	-13,78	-8,46	0,06	-12,99	-8,40	-9,25	-9,20	-9,24	-9,19	0,33	28,05	69,92
207	0,00	-12,93	-8,32	0,00	-12,36	-8,26	-8,59	-7,99	-8,60	-8,00	0,28	28,05	69,92
208	11,77	0,00	7,91	11,74	0,00	7,89	8,59	9,18	8,60	9,20	0,13	28,05	69,92
209	0,72	-11,25	-7,18	0,72	-10,66	-7,13	-8,00	-8,46	-8,01	-8,47	0,30	28,05	69,92
210	10,90	-0,73	7,07	10,59	-0,73	7,03	8,01	7,54	8,02	7,55	0,11	28,05	69,92
175	1,11	-6,20	-1,98	0,41	-6,20	-1,89	-0,35	-0,26	-0,35	-0,25	0,01	41,71	60,11
176	4,59	-5,74	-2,18	4,59	-4,97	-2,06	-4,56	-4,67	-4,56	-4,67	0,11	41,71	60,11
177	12,59	0,00	7,44	11,54	0,00	7,31	6,99	7,12	6,99	7,12	0,12	41,71	60,11
178	0,00	-11,83	-6,33	0,00	-11,64	-6,41	-5,01	-5,14	-5,01	-5,14	0,12	41,71	60,11
99	6,25	-0,02	3,23	6,24	-0,02	3,34	3,18	3,11	3,18	3,11	0,05	41,71	60,11
100	0,00	-8,20	-5,06	0,00	-7,41	-4,92	-5,92	-5,80	-5,92	-5,80	0,14	41,71	60,11
101	8,19	-0,02	5,03	7,39	-0,02	4,89	5,89	5,76	5,89	5,76	0,10	41,71	60,11
102	0,00	-6,28	-3,26	0,00	-6,27	-3,37	-3,21	-3,13	-3,21	-3,13	0,07	41,71	60,11
191	6,21	-16,30	-8,55	6,23	-14,49	-8,28	-11,76	-11,81	-11,74	-11,79	0,28	41,71	60,11
192	4,59	-7,80	-0,47	4,74	-7,83	-0,28	1,34	1,41	1,32	1,39	0,02	41,71	60,11
193	0,00	-18,52	-13,51	0,00	-19,28	-13,70	-11,61	-11,71	-11,59	-11,69	0,28	41,71	60,11
194	26,66	0,00	18,80	25,05	0,00	18,54	19,07	19,16	19,05	19,14	0,32	41,71	60,11
131	13,04	0,00	8,01	13,62	0,00	8,15	8,25	8,13	8,26	8,15	0,14	41,71	60,11
132	0,06	-21,25	-13,91	0,06	-19,71	-13,72	-15,43	-15,53	-15,44	-15,55	0,37	41,71	60,11
133	21,51	0,00	14,08	19,95	0,00	13,89	15,55	15,56	15,56	15,58	0,26	41,71	60,11
134	0,08	-12,80	-7,82	0,08	-13,43	-7,96	-8,13	-8,13	-8,15	-8,15	0,20	41,71	60,11

Tabela A.4 – Comparações dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SS

Diagonal	An. Est. 1/	An. Est. 3/	An. Est. 4/	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /
	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est.2	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2(final)	An. Est. 2(final)
223	1,23	1,23	1,00	2,13	1,97	1,26	1,25
225	0,87	0,87	1,00	1,28	1,20	0,80	0,79
169	1,01	1,01	1,00	1,55	1,51	0,93	0,92
167	1,01	1,01	1,00	1,46	1,48	0,93	0,93
159	1,01	1,01	1,00	1,46	1,44	0,93	0,92
161	1,01	1,01	1,00	1,51	1,42	0,92	0,92
215	1,15	1,15	1,00	1,85	1,72	1,15	1,13
217	0,91	0,91	1,00	1,29	1,24	0,82	0,81
151	1,00	1,00	1,00	1,41	1,41	0,92	0,92
153	1,01	1,00	1,00	1,50	1,41	0,92	0,91
207	1,07	1,08	1,00	1,62	1,55	1,04	1,03
209	0,95	0,95	1,00	1,33	1,26	0,85	0,84
191	1,00	0,99	1,00	1,38	1,23	0,72	0,70
193	0,99	0,99	1,00	1,58	1,65	1,15	1,17
194	1,00	0,99	1,00	1,39	1,31	0,98	0,97
132	0,99	0,99	1,00	1,37	1,27	0,90	0,88
133	1,00	1,00	1,00	1,38	1,28	0,90	0,89
Média	1,01	1,01	1,00	1,50	1,43	0,95	0,94
Desvio Padrão	0,08	0,08	0,00	0,22	0,20	0,14	0,14
Coef. Variação	8,12%	8,14%	0,14%	14,34%	14,30%	14,34%	14,71%

Anexo A.3 – Resultados das reações de apoio da torre SS para a ruptura de cabo

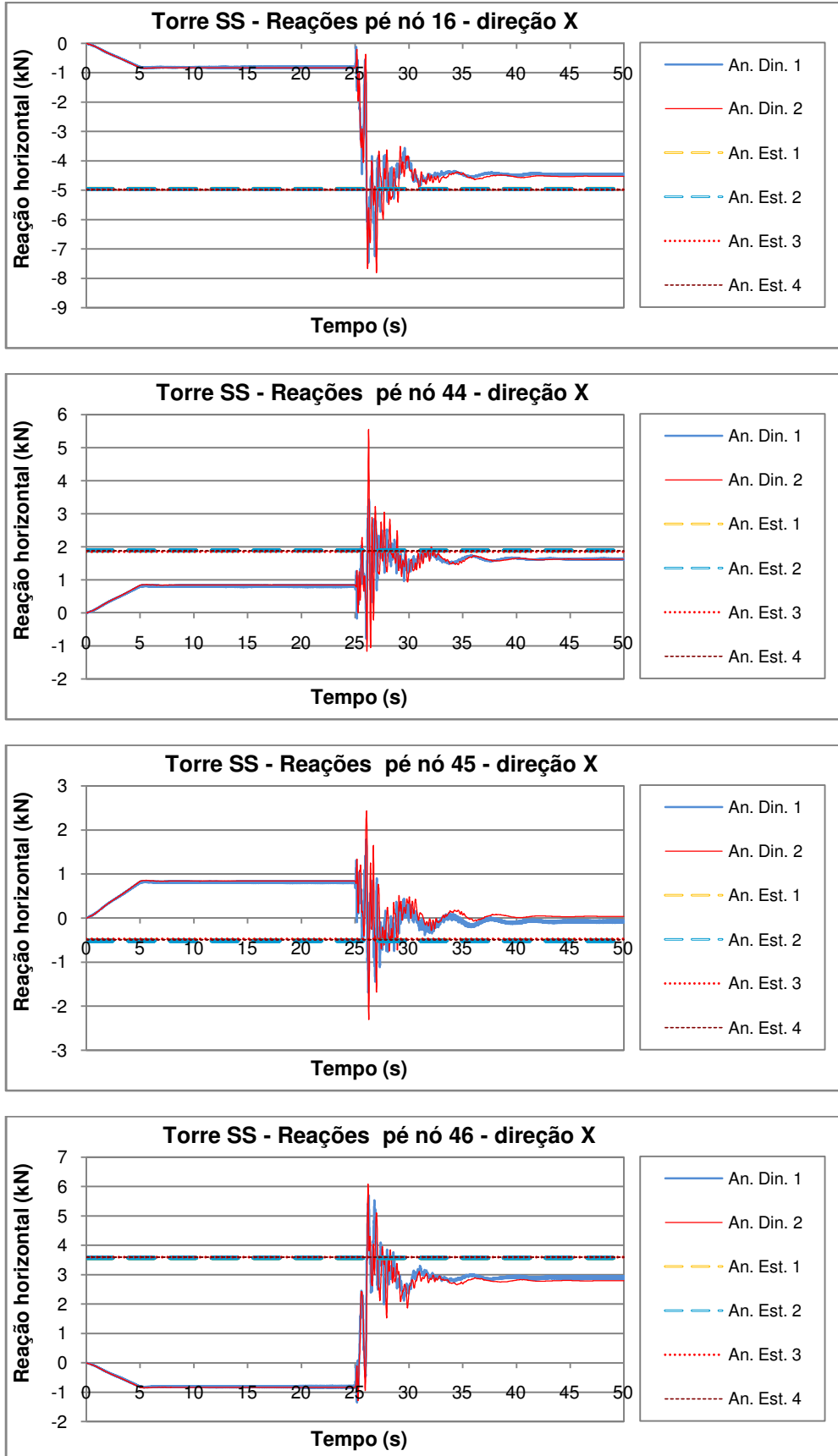


Figura A.19 – Reações horizontais (kN) na direção X nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo

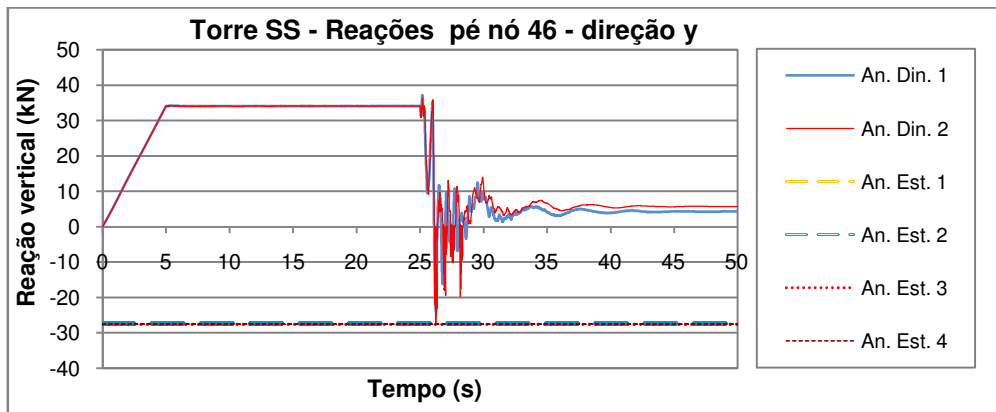
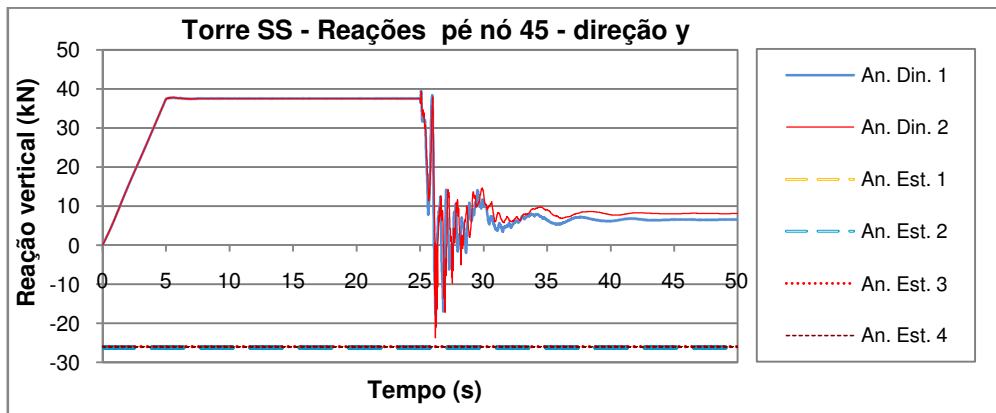
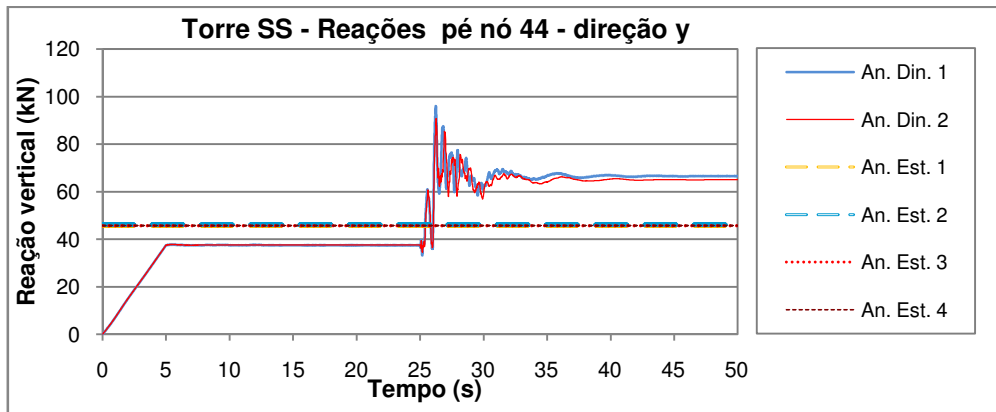
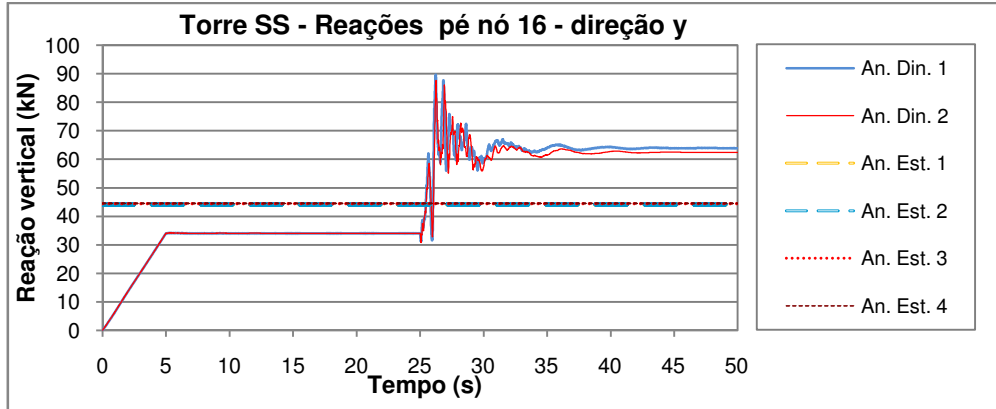


Figura A.20 – Reações verticais (kN) na direção X nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo

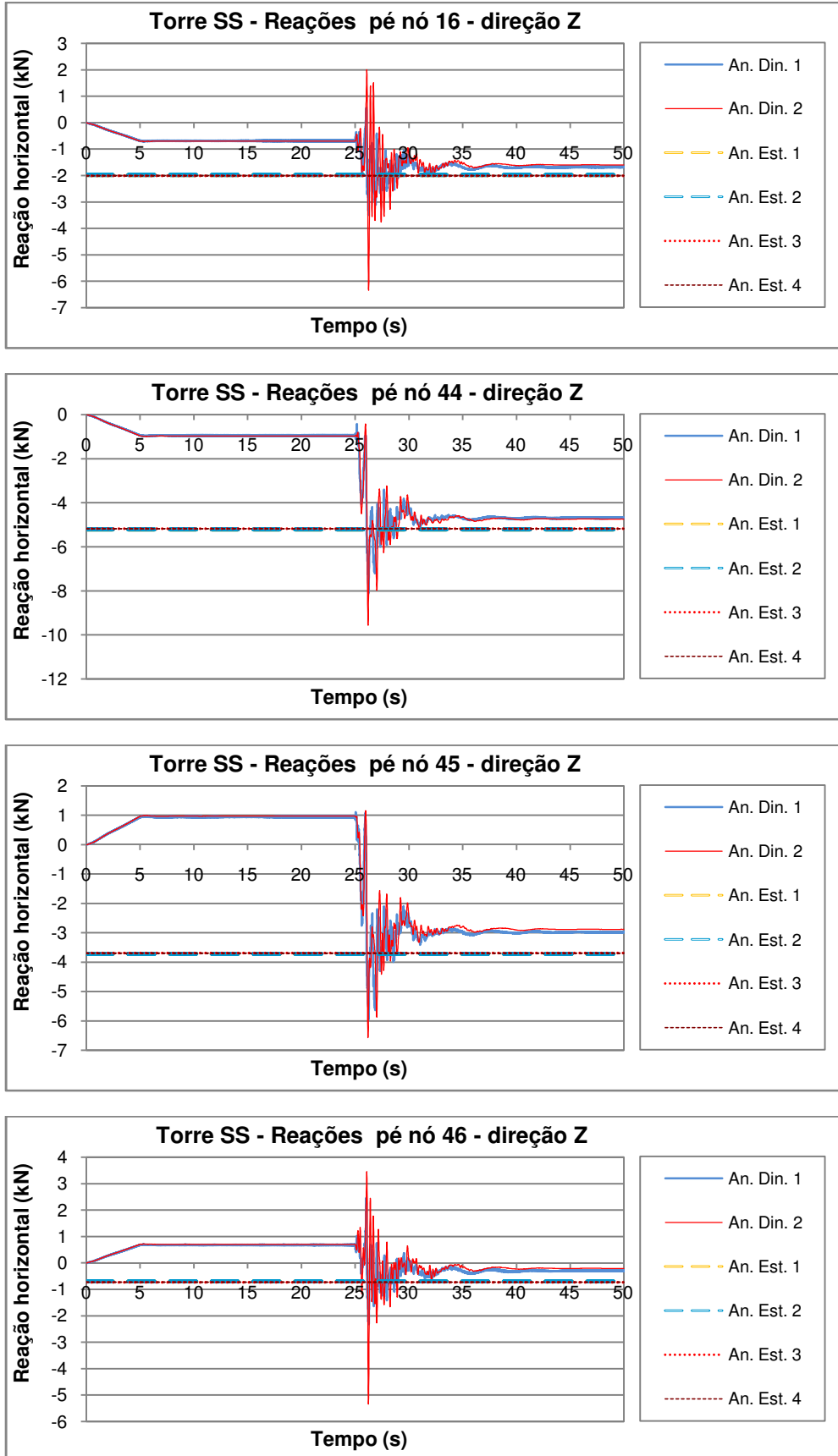


Figura A.21 – Reações horizontais (kN) na direção Z nas fundações da Torre SS para a ruptura de cabo

Tabela A.5 – Reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SS

Nó	Direção	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1	An. Est. 2	An. Est. 3	An. Est. 4
		Máximo (+) (kN)	Máximo (-) (kN)	Final (kN)	Máximo (+) (kN)	Máximo (-) (kN)	Final (kN)				
16	X	0,00	-7,47	-4,44	0,00	-7,81	-4,53	-4,95	-4,96	-4,98	-4,99
44		3,43	-0,78	1,61	5,56	-1,16	1,62	1,88	1,88	1,85	1,87
45		1,78	-1,69	-0,07	2,44	-2,30	0,04	-0,50	-0,51	-0,47	-0,48
46		5,70	-1,35	2,94	6,09	-1,29	2,80	3,57	3,57	3,60	3,60
16	Y	89,69	0,00	63,93	87,72	0,00	62,47	44,26	44,24	44,51	44,48
44		96,06	0,00	66,55	90,79	0,00	65,02	46,01	46,03	45,76	45,79
45		39,58	-17,85	6,57	39,43	-23,72	8,13	-26,23	-26,25	-25,97	-26,00
46		37,17	-24,05	4,32	36,38	-27,12	5,75	-27,36	-27,34	-27,61	-27,58
16	Z	0,56	-3,49	-1,68	2,01	-6,34	-1,59	-1,98	-1,98	-2,00	-2,00
44		0,00	-8,11	-4,71	0,00	-9,56	-4,74	-5,21	-5,21	-5,18	-5,19
45		1,11	-5,96	-2,97	1,17	-6,57	-2,88	-3,72	-3,72	-3,69	-3,69
46		2,46	-2,31	-0,29	3,46	-5,34	-0,21	-0,70	-0,70	-0,73	-0,73

Tabela A.6 – Comparações entre análises para as reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SS

Nó	Direção	An. Est. 1 /	An. Est. 3 /	An. Est. 4 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /
		An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est. 2 (máximo)	An. Est. 2 (máximo)
16	X	1,00	1,00	1,00	1,50	1,57
44		-	-	-	1,82	2,95
45		-	-	-	-	-
46		1,00	1,01	1,01	1,60	1,70
Média		1,00	1,00	1,01	1,64	2,08
Desvio Padrão		0,00	0,00	0,00	0,16	0,76
Coef. Variação		0%	0%	0%	10%	37%
16	Y	1,00	1,01	1,01	2,03	1,98
44		1,00	0,99	0,99	2,09	1,97
45		1,00	0,99	0,99	0,68	0,90
46		1,00	1,01	1,01	0,88	0,99
Média		1,00	1,00	1,00	1,42	1,46
Desvio Padrão		0,00	0,01	0,01	0,74	0,60
Coef. Variação		0%	1%	1%	52%	41%
16	Z	-	-	-	-	-
44		1,00	0,99	1,00	1,56	1,84
45		1,00	0,99	0,99	1,60	1,77
46		-	-	-	-	-
Média		1,00	0,99	0,99	1,58	1,80
Desvio Padrão		0,00	0,00	0,00	0,03	0,05
Coef. Variação		0,0%	0,2%	0,2%	2%	3%

**Anexo A.4 – Resultados dos deslocamentos no topo da torre SS na direção Z
para a ruptura de cabo**

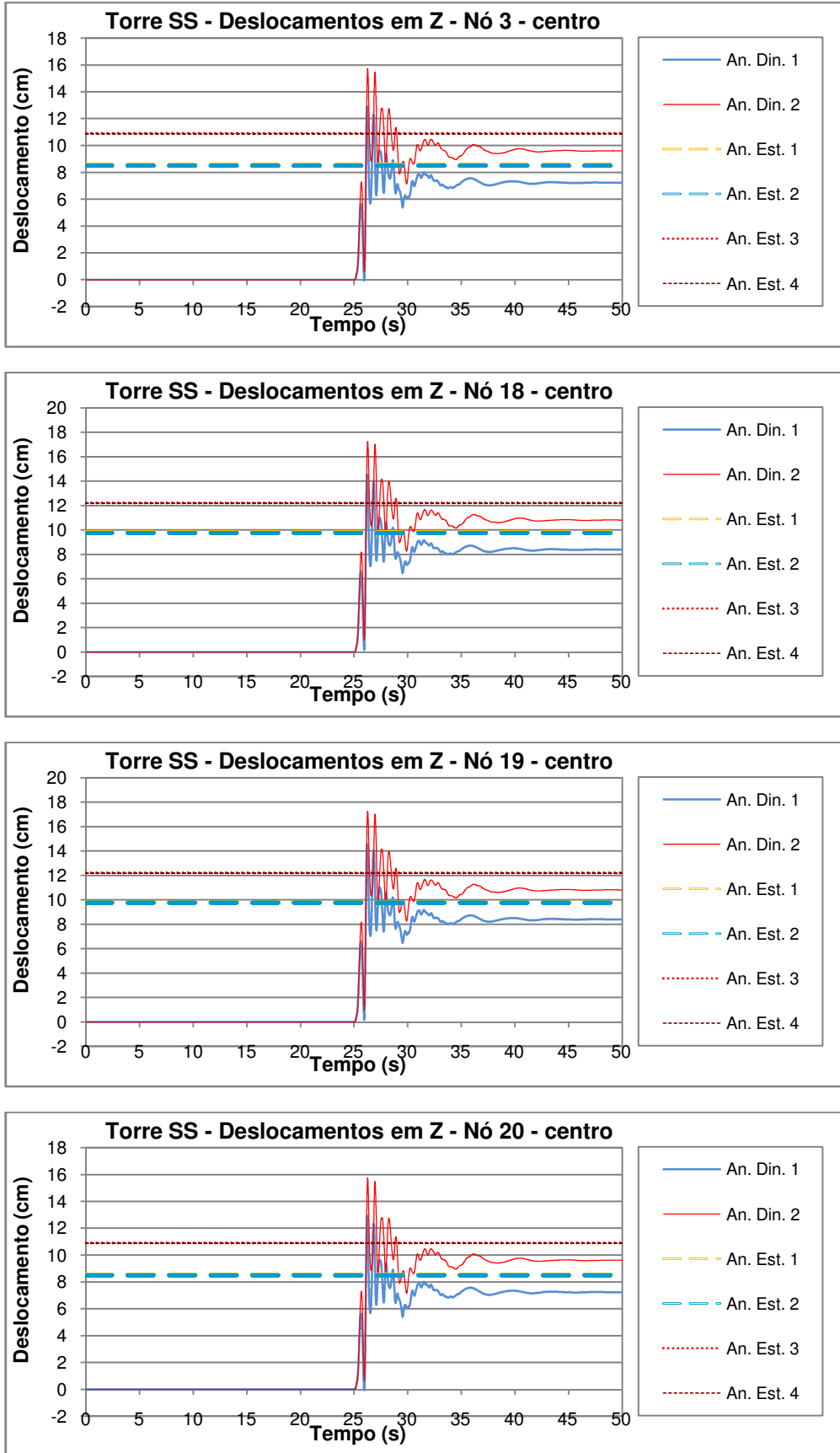


Figura A.22 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós do centro da Torre SS para a ruptura de cabo

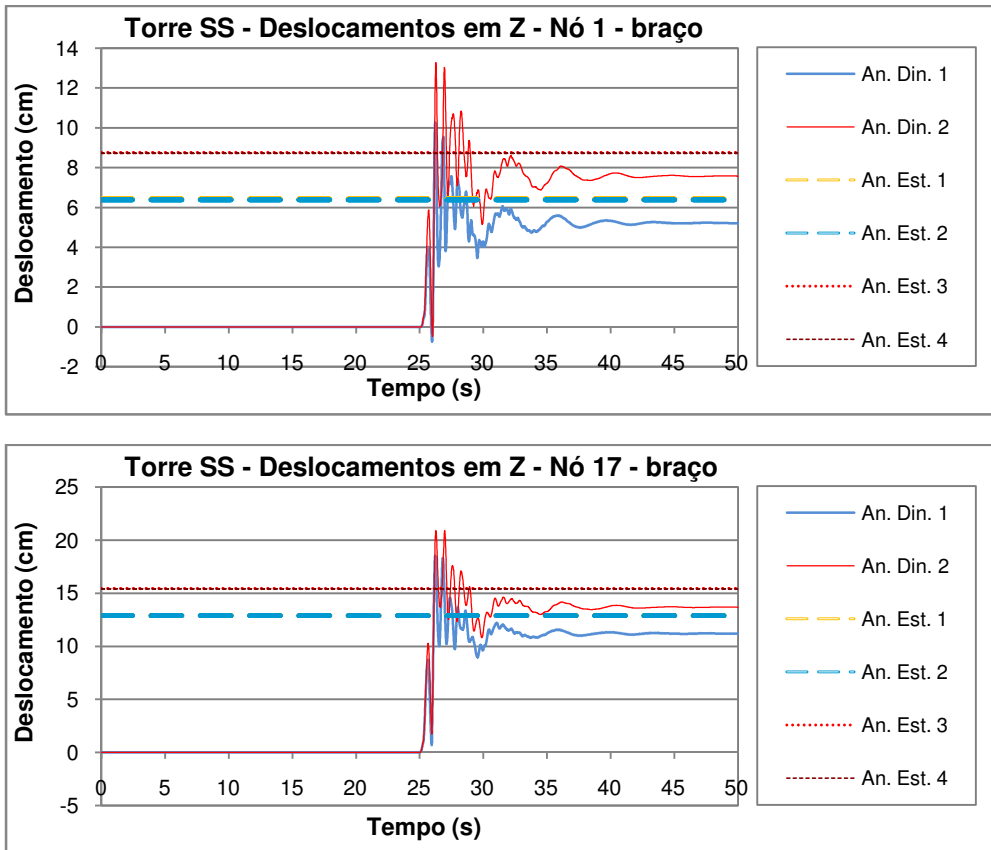


Figura A.23 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós dos braços para-raios da Torre SS para a ruptura de cabo

Tabela A.7 – Deslocamentos no topo da torre SS

Nó	An. Din. 1		An. Din. 2		An. Est. 1 (cm)	An. Est. 2 (cm)	An. Est. 3 (cm)	An. Est. 4 (cm)
	Máximo (cm)	Final (cm)	Máximo (cm)	Final (cm)				
1	10,27	5,22	13,28	7,57	6,42	6,38	8,77	8,73
17	18,54	11,19	20,91	13,68	12,92	12,89	15,45	15,41
3	12,91	7,22	15,74	9,61	8,54	8,50	10,91	10,88
18	14,55	8,39	17,26	10,81	9,81	9,77	12,22	12,19
19	14,57	8,40	17,27	10,82	9,81	9,77	12,22	12,19
20	12,93	7,23	15,76	9,62	8,54	8,50	10,91	10,88

Tabela A.8 – Comparações entre os deslocamentos no topo da torre SS

Nó	An. Est. 1/ An. Est. 2	An. Est. 3/ An. Est. 2	An. Est. 4/ An. Est. 2	An. Din. 1 / An. Est. 2 (máximo)	An. Din. 2 / An. Est. 2 (máximo)	An. Din. 1 / An. Est. 2 (final)	An. Din. 2 / An. Est. 2 (final)
1	1,01	1,37	1,37	1,61	2,08	0,82	1,19
17	1,00	1,20	1,20	1,44	1,62	0,87	1,06
3	1,00	1,28	1,28	1,52	1,85	0,85	1,13
18	1,00	1,25	1,25	1,49	1,77	0,86	1,11
19	1,00	1,25	1,25	1,49	1,77	0,86	1,11
20	1,00	1,28	1,28	1,52	1,85	0,85	1,13
Média	1,00	1,27	1,27	1,51	1,82	0,85	1,12
Desvio Padrão	0,00	0,06	0,06	0,06	0,15	0,02	0,04
Coef. Variação	0,1%	5%	4%	4%	8%	2%	4%

Anexo B – Resultados torre SS

**Anexo B.1 – Resultados dos esforços nas barras de montantes da torre SY
para a ruptura de cabo**

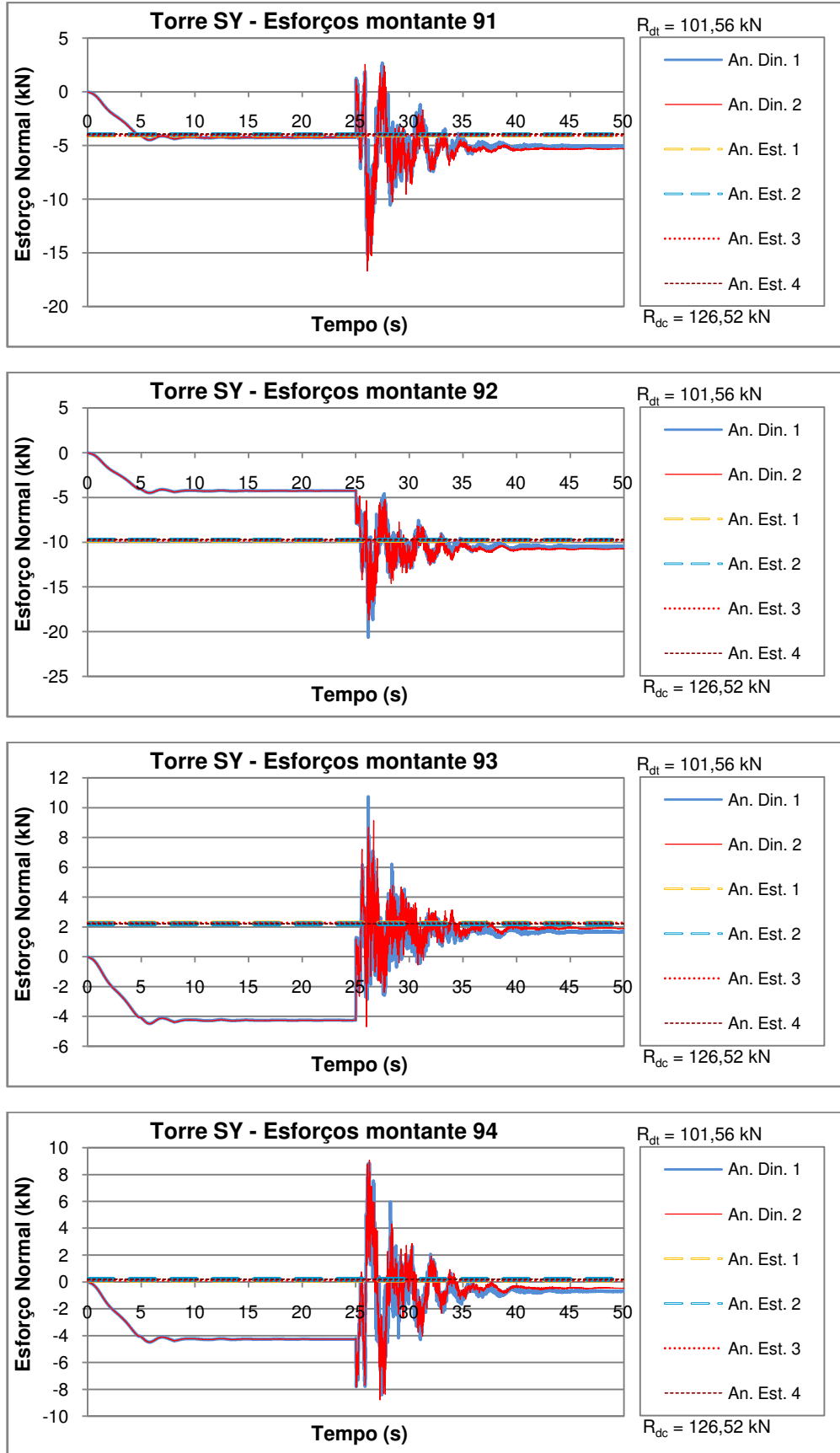


Figura B.1 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 91, 92, 93 e 94 da Torre SY para a ruptura de cabo

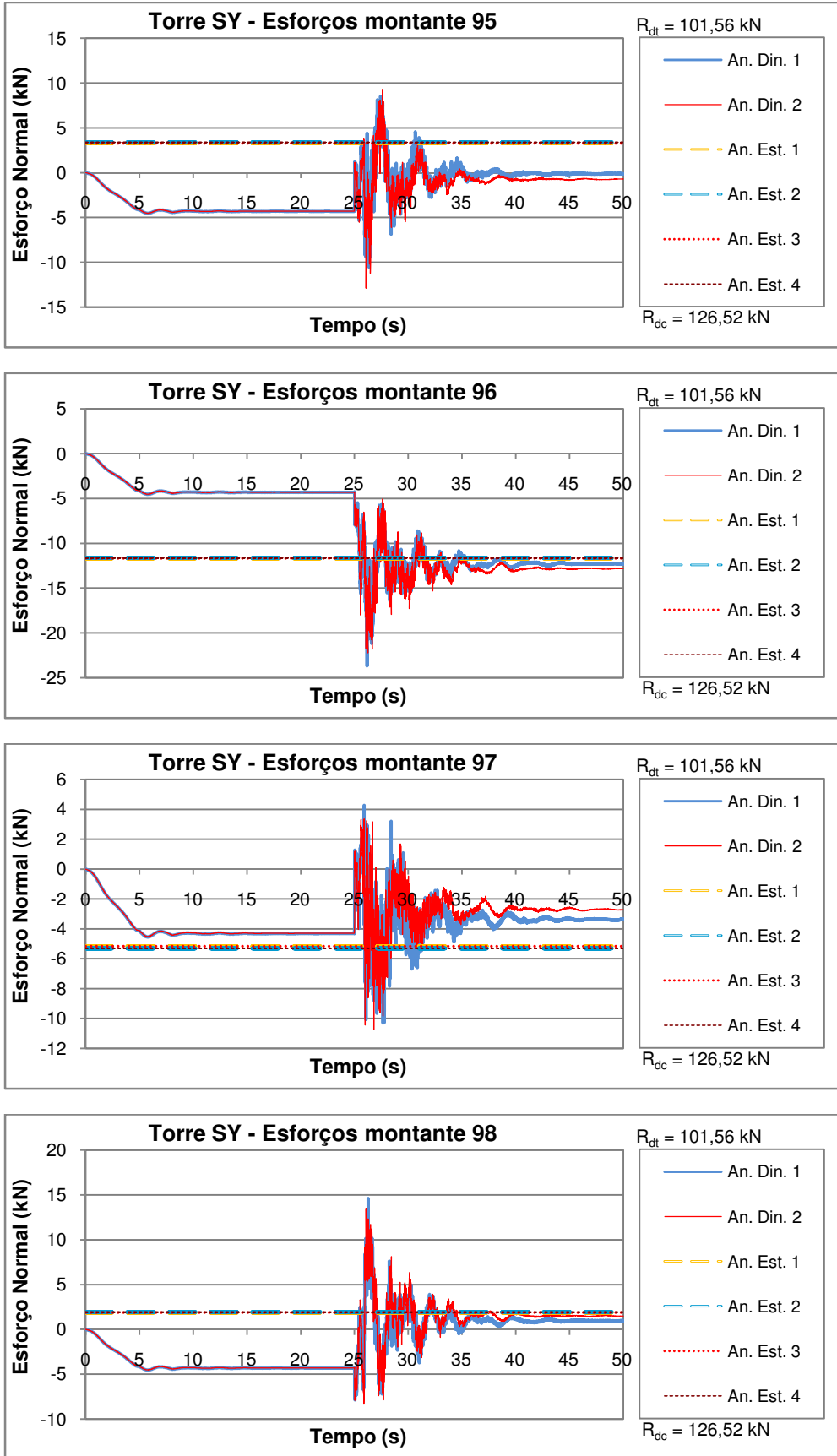


Figura B.2 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 95, 96, 97 e 98 da Torre SY para a ruptura de cabo

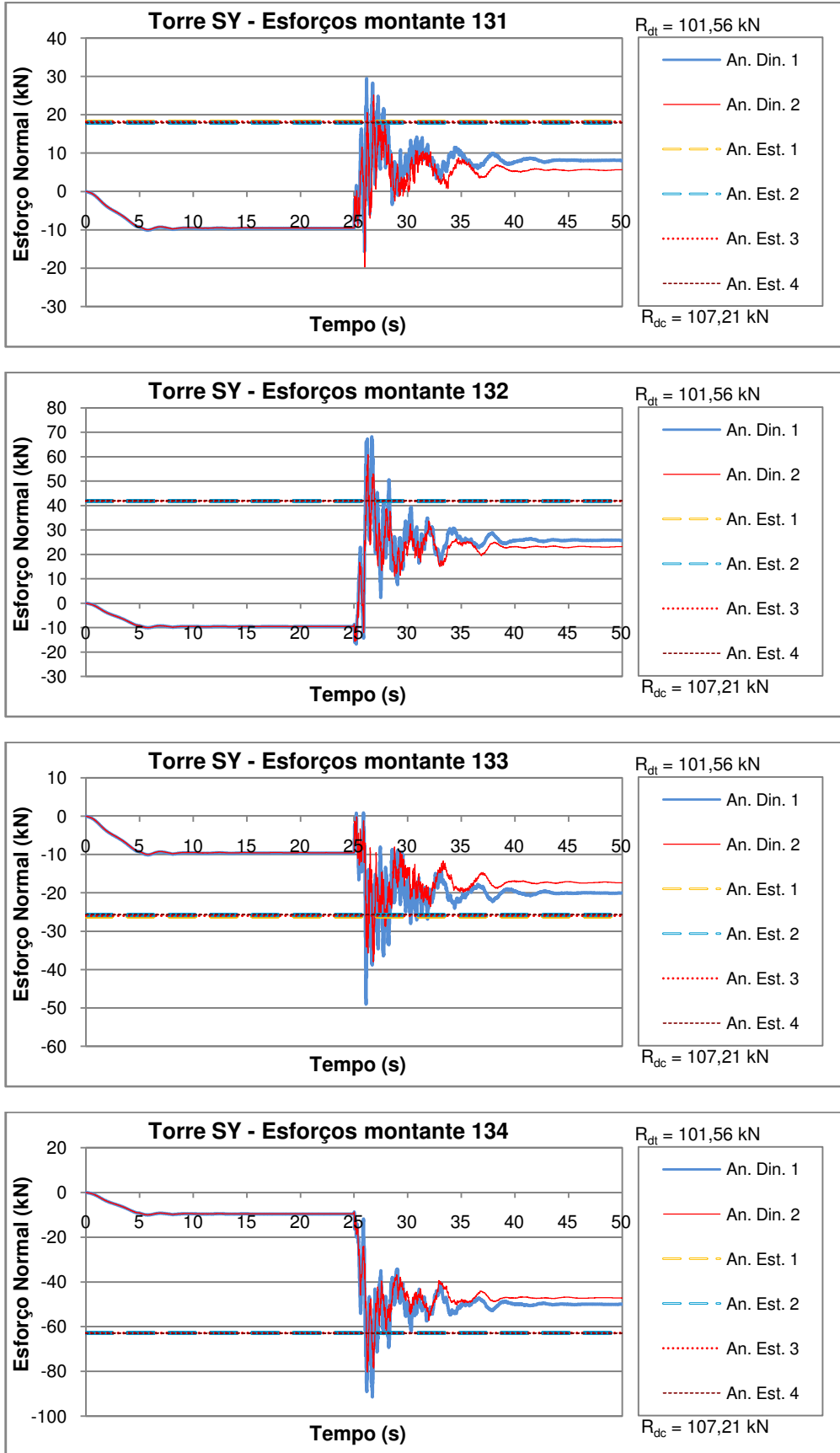


Figura B.3 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 131, 132, 133 e 134 da Torre SY para a ruptura de cabo

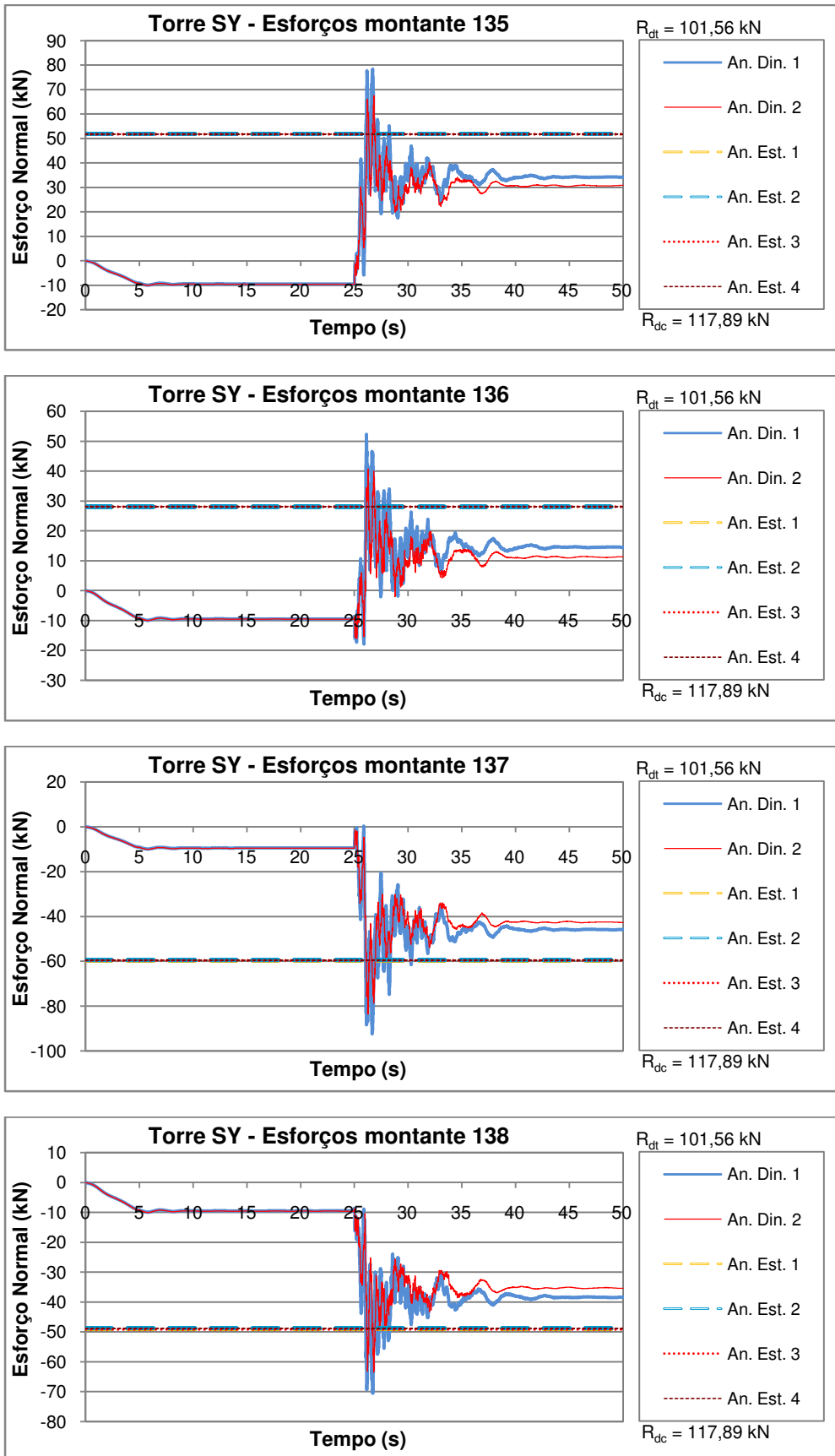


Figura B.4 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 135, 136, 137 e 138 da Torre SY para a ruptura de cabo

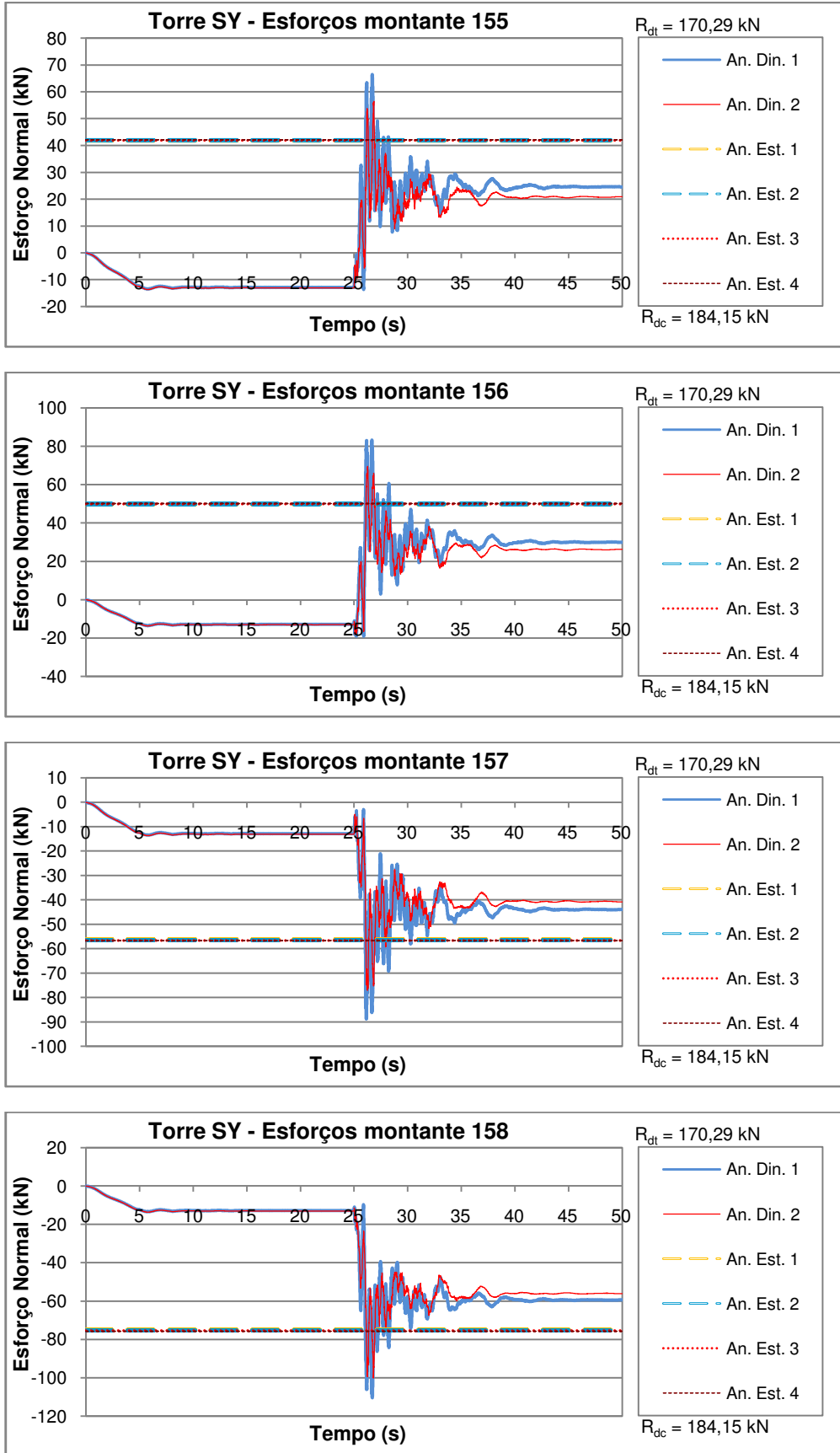


Figura B.5 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 155, 156, 157 e 158 da Torre SY para a ruptura de cabo

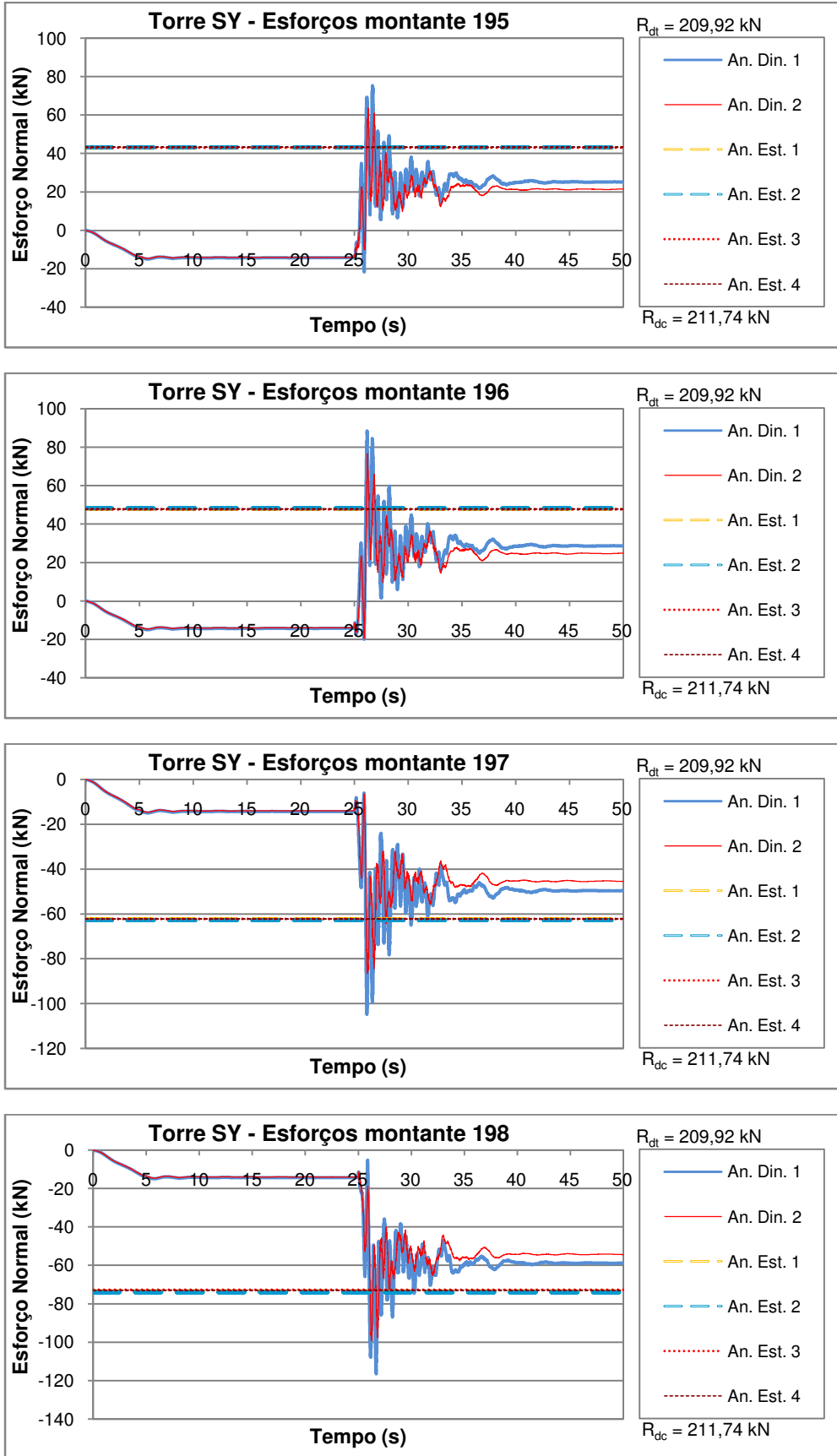


Figura B.6 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 195, 196, 197 e 198 da Torre SY para a ruptura de cabo

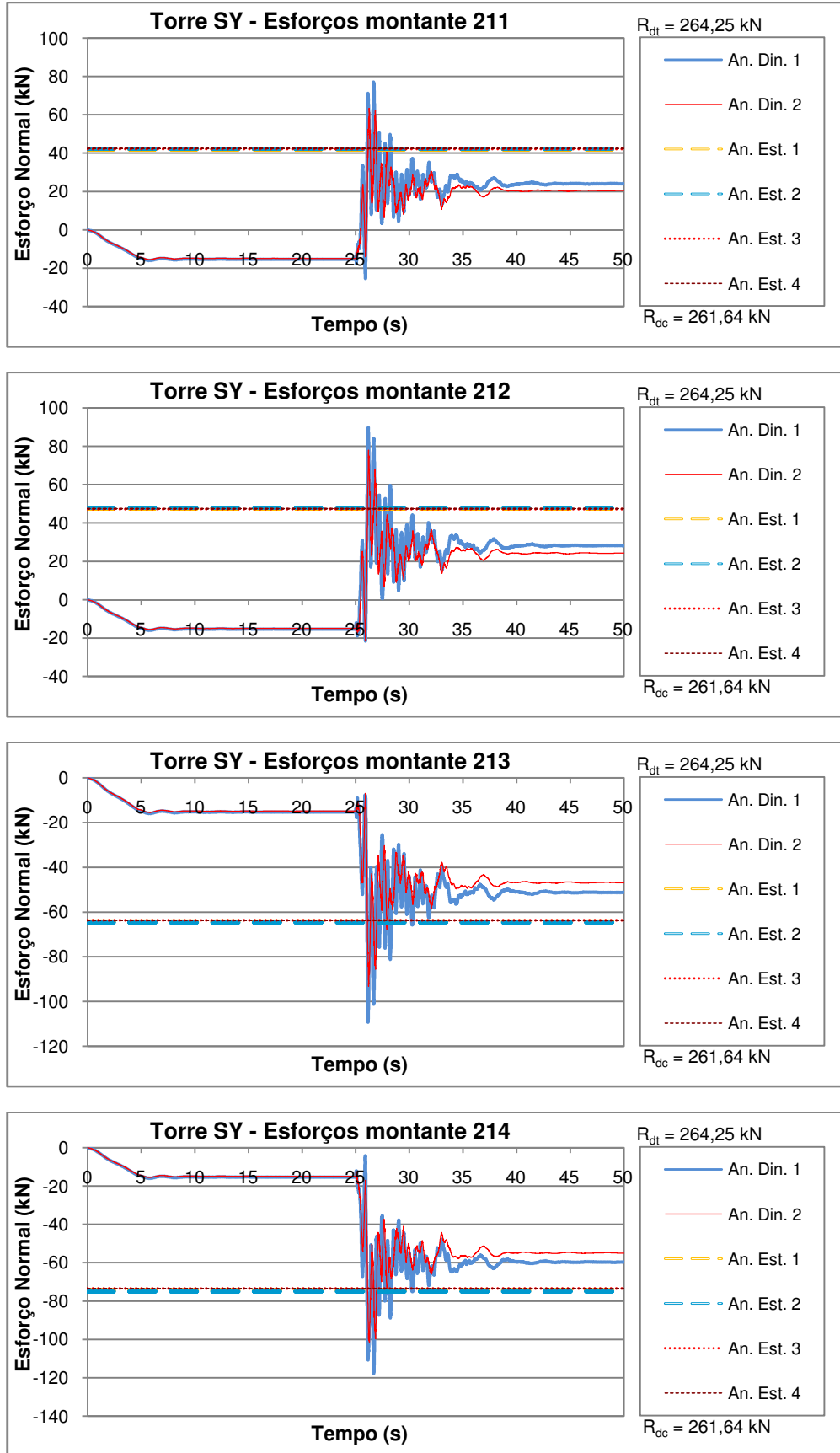


Figura B.7 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 211, 212, 213 e 214 da Torre SY para a ruptura de cabo

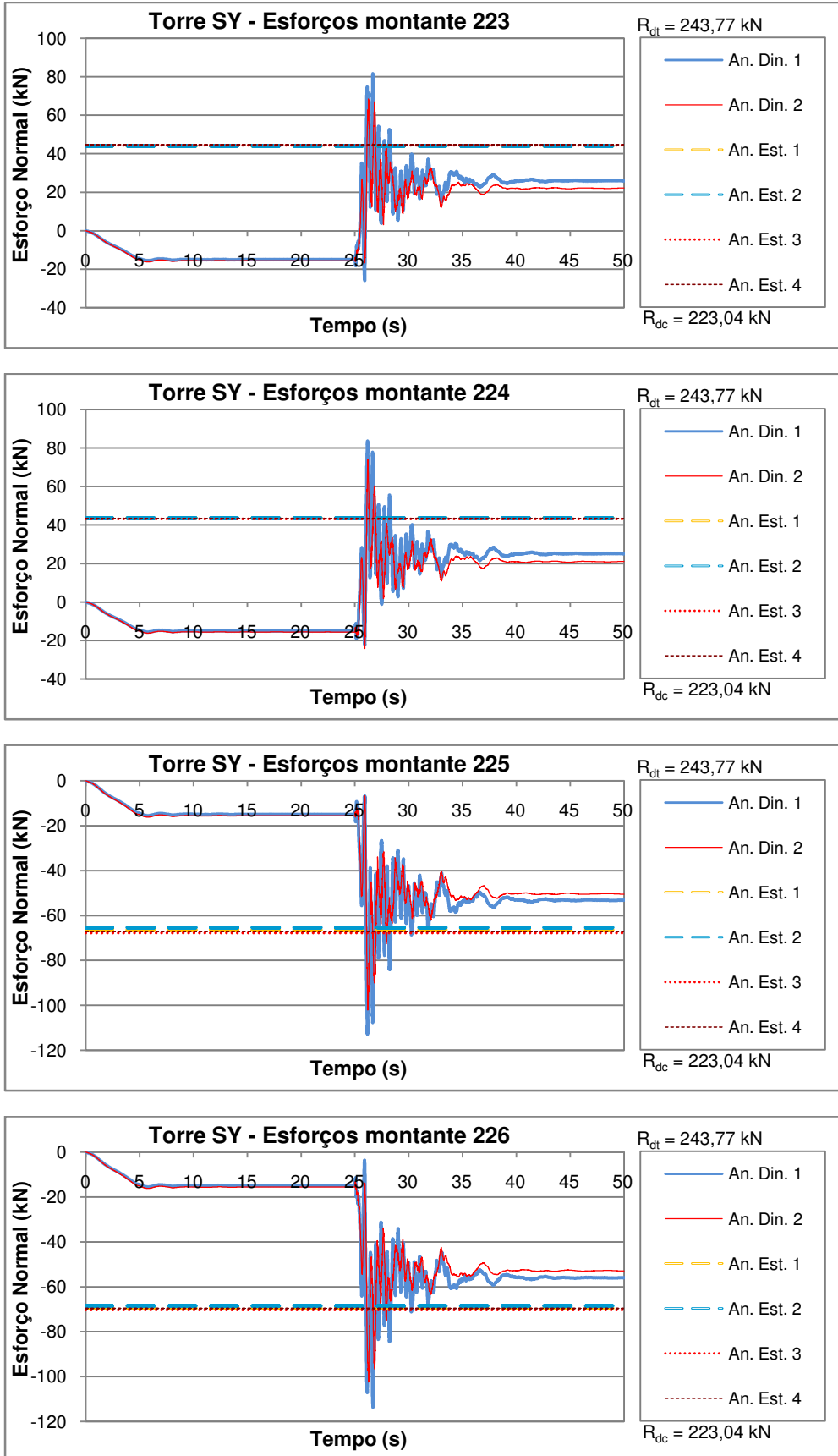


Figura B.8 – Esforços normais (kN) nas barras de montante 223, 224, 225 e 226 da Torre SY para a ruptura de cabo

Tabela B.1 – Resumo dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SY

Montante	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1 (kN)	An. Est. 2 (kN)	An. Est. 3 (kN)	An. Est. 4 (kN)	An. Est. 2/ Rd	Rdc (kN)	Rdt (kN)
	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)							
91	2,65	-15,12	-5,06	2,58	-16,69	-5,30	-4,07	-3,95	-4,07	-3,95	0,03	126,524	101,559
92	0,00	-20,57	-10,48	0,00	-18,72	-10,74	-9,78	-9,72	-9,79	-9,72	0,08	126,524	101,559
93	10,73	-4,48	1,66	9,15	-4,69	1,92	2,27	2,22	2,26	2,22	0,02	126,524	101,559
94	8,81	-8,39	-0,69	9,09	-8,80	-0,47	0,13	0,20	0,12	0,20	0,00	126,524	101,559
95	8,50	-10,54	-0,12	9,30	-12,89	-0,72	3,27	3,39	3,28	3,39	0,03	126,524	101,559
96	0,00	-23,60	-12,28	0,00	-22,22	-12,80	-11,66	-11,64	-11,65	-11,64	0,09	126,524	101,559
97	4,09	-10,23	-3,37	3,36	-10,74	-2,73	-5,17	-5,30	-5,16	-5,30	0,04	126,524	101,559
98	14,60	-7,85	0,96	13,52	-8,34	1,49	1,87	1,94	1,88	1,94	0,02	126,524	101,559
131	29,46	-15,65	8,09	25,15	-19,75	5,67	18,17	17,97	18,19	17,94	0,18	107,208	101,559
132	68,22	-16,73	25,74	60,85	-15,57	23,19	41,74	41,87	41,85	41,93	0,41	107,208	101,559
133	0,88	-48,95	-19,99	0,00	-37,95	-17,38	-26,05	-25,77	-25,95	-25,71	0,24	107,208	101,559
134	0,00	-91,35	-49,92	0,00	-80,36	-47,23	-62,83	-62,89	-62,82	-62,92	0,59	107,208	101,559
135	78,36	-9,92	34,15	67,62	-10,00	30,87	51,90	51,87	51,78	51,79	0,51	117,890	101,559
136	52,32	-17,82	14,50	40,75	-16,10	11,33	28,09	28,07	28,09	28,11	0,28	117,890	101,559
137	0,30	-92,34	-45,78	0,00	-83,54	-42,63	-59,61	-59,51	-59,61	-59,46	0,50	117,890	101,559
138	0,00	-70,51	-38,35	0,00	-63,50	-35,38	-48,98	-48,78	-49,11	-48,86	0,41	117,890	101,559
155	66,43	-13,63	24,55	56,50	-13,66	20,93	41,83	41,99	41,98	42,04	0,25	184,147	170,291
156	83,38	-18,96	29,98	69,62	-18,05	26,28	49,77	50,01	49,94	50,09	0,29	184,147	170,291
157	0,00	-88,86	-43,90	0,00	-77,05	-40,77	-56,11	-56,52	-56,60	-56,75	0,31	184,147	170,291
158	0,00	-110,41	-59,35	0,00	-100,19	-56,19	-74,91	-75,42	-75,44	-75,69	0,41	184,147	170,291
195	75,28	-21,63	25,06	63,80	-14,62	21,55	42,99	43,12	43,11	43,20	0,21	211,744	209,924
196	88,50	-19,95	28,61	76,67	-19,58	24,84	48,07	48,23	47,75	47,87	0,23	211,744	209,924
197	0,00	-104,82	-49,61	0,00	-86,61	-45,50	-62,51	-62,81	-62,15	-62,22	0,30	211,744	209,924
198	0,00	-116,33	-58,74	0,00	-99,17	-54,37	-73,60	-73,96	-72,76	-72,88	0,35	211,744	209,924
211	77,10	-25,37	24,05	63,52	-15,51	20,59	42,00	42,25	42,20	42,36	0,16	261,643	264,248
212	89,89	-21,61	28,15	78,02	-21,49	24,38	47,69	47,98	47,32	47,52	0,18	261,643	264,248
213	0,00	-109,11	-51,16	0,00	-93,24	-46,94	-64,17	-64,59	-63,70	-63,76	0,25	261,643	264,248
214	0,00	-117,83	-59,55	0,00	-101,46	-55,02	-74,45	-74,95	-73,35	-73,48	0,29	261,643	264,248
223	81,72	-25,85	25,93	68,46	-16,75	22,18	44,17	44,24	44,48	44,61	0,18	223,039	243,771
224	83,71	-22,21	25,13	74,13	-24,23	21,06	43,56	43,68	43,15	43,31	0,18	223,039	243,771
225	0,00	-112,77	-53,15	0,00	-102,10	-50,46	-66,48	-65,32	-67,80	-67,15	0,29	223,039	243,771
226	0,00	-113,59	-55,90	0,00	-102,45	-52,92	-69,61	-68,42	-70,31	-69,65	0,31	223,039	243,771

Tabela B.2 – Comparações dos esforços axiais nas barras de montantes selecionadas – Torre SY

Montante	An. Est. 1 /	An. Est. 3 /	An. Est. 4 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /
	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (final)	An. Est. 2 (final)
132	1,00	1,00	1,00	1,63	1,45	0,61	0,55
133	1,01	1,01	1,00	1,90	1,47	0,78	0,67
134	1,00	1,00	1,00	1,45	1,28	0,79	0,75
135	1,00	1,00	1,00	1,51	1,30	0,66	0,60
136	1,00	1,00	1,00	1,86	1,45	0,52	0,40
137	1,00	1,00	1,00	1,55	1,40	0,77	0,72
138	1,00	1,01	1,00	1,45	1,30	0,79	0,73
155	1,00	1,00	1,00	1,58	1,35	0,58	0,50
156	1,00	1,00	1,00	1,68	1,39	0,60	0,53
157	0,99	1,00	1,00	1,57	1,36	0,78	0,72
158	0,99	1,00	1,00	1,46	1,33	0,79	0,75
195	1,00	1,00	1,00	1,75	1,48	0,58	0,50
196	1,00	0,99	0,99	1,83	1,59	0,59	0,52
197	1,00	0,99	0,99	1,67	1,38	0,79	0,72
198	1,00	0,98	0,99	1,57	1,34	0,79	0,74
213	0,99	0,99	0,99	1,69	1,44	0,79	0,73
214	0,99	0,98	0,98	1,57	1,35	0,79	0,73
225	1,02	1,04	1,03	1,73	1,56	0,81	0,77
226	1,02	1,03	1,02	1,66	1,50	0,82	0,77
Média	1,00	1,00	1,00	1,64	1,41	0,72	0,65
Desvio Padrão	0,01	0,01	0,01	0,13	0,09	0,10	0,12
Coef. Variação	1%	1%	1%	8%	6%	14%	18%

**Anexo B.2 – Resultados dos esforços nas barras diagonais da torre SY para a
ruptura de cabo**

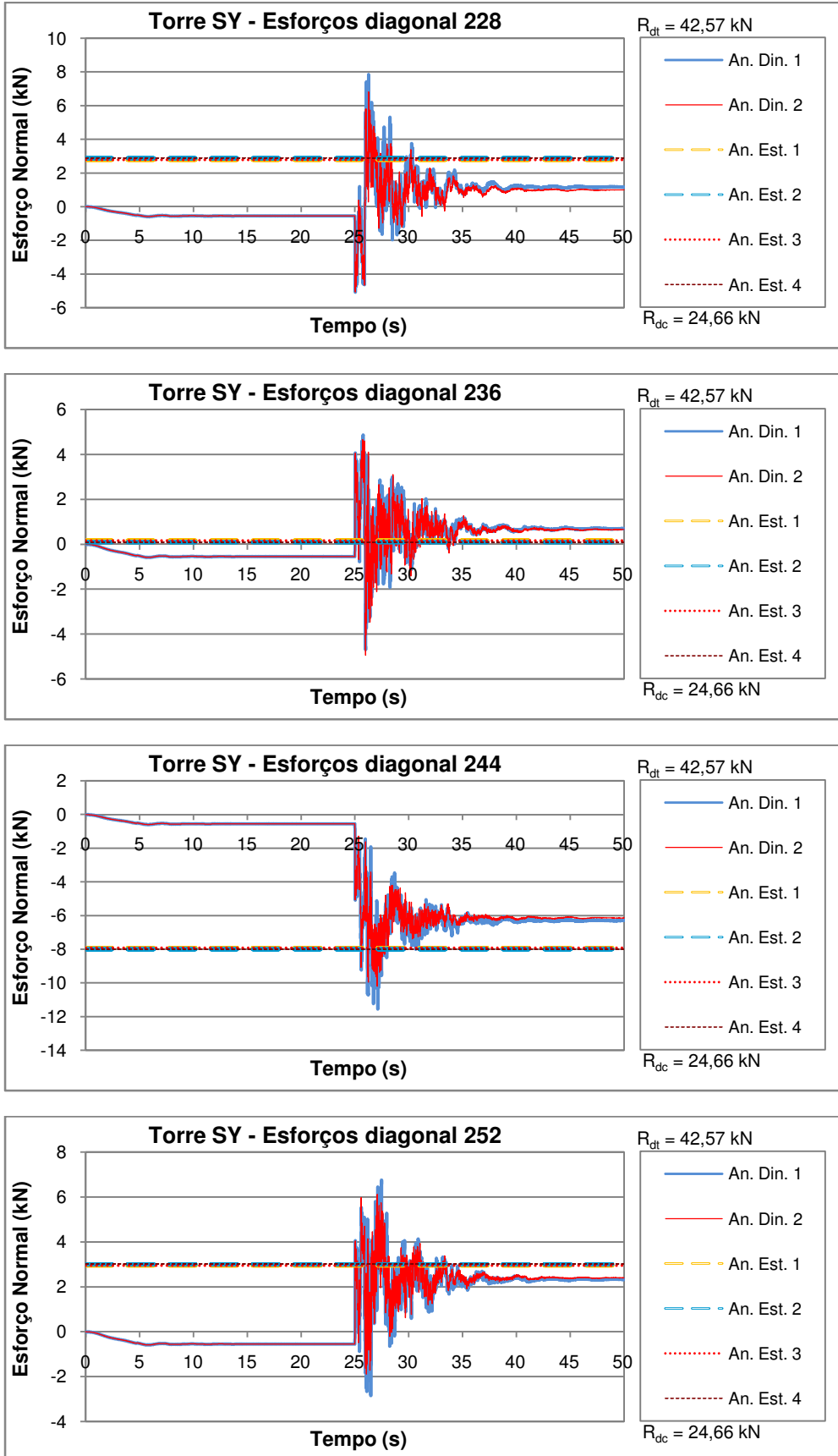


Figura B.9 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 228, 236, 244 e 252 da Torre SY para a ruptura de cabo

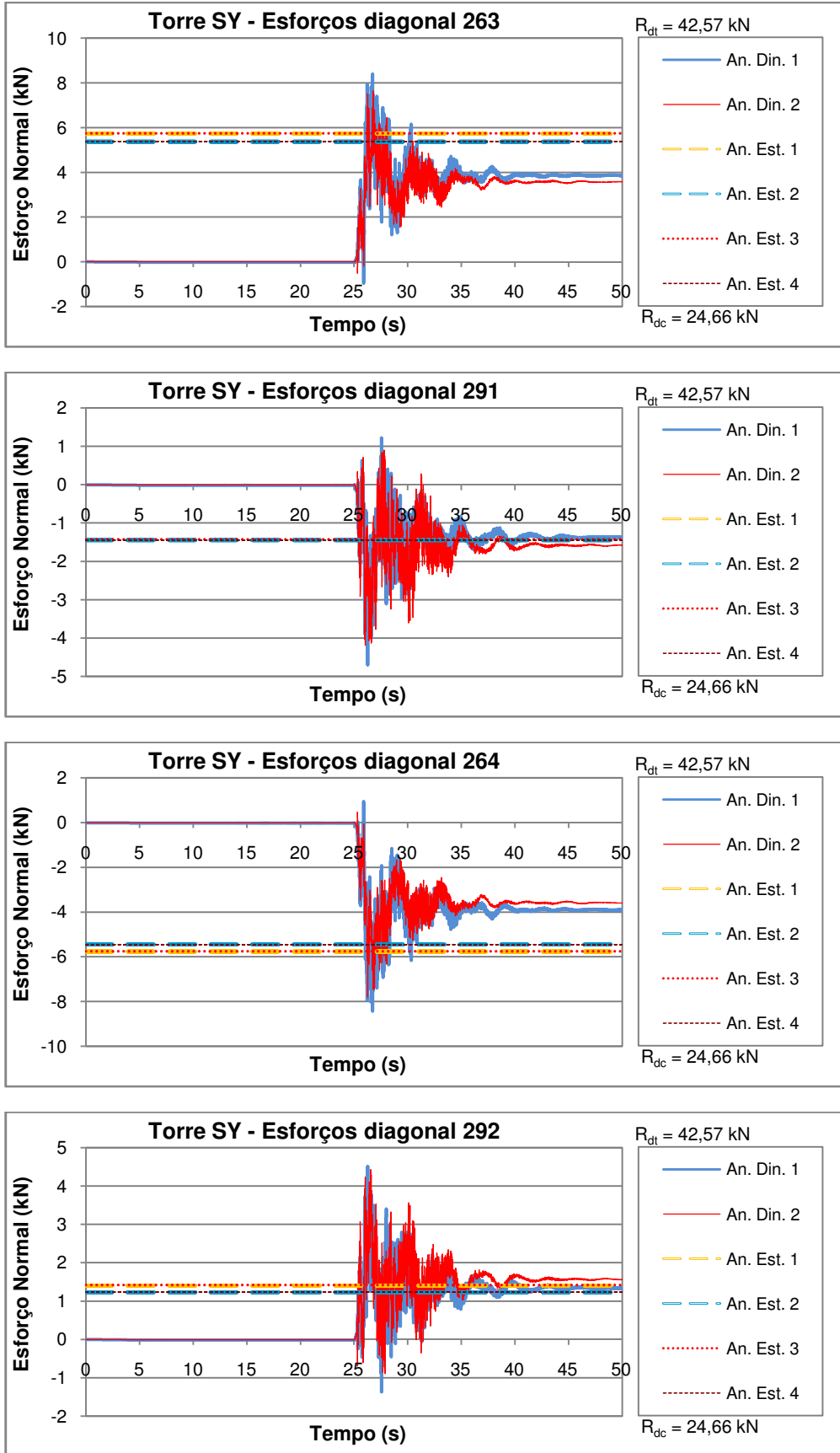


Figura B.10 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 263, 291, 264 e 292 da Torre SY para a ruptura de cabo

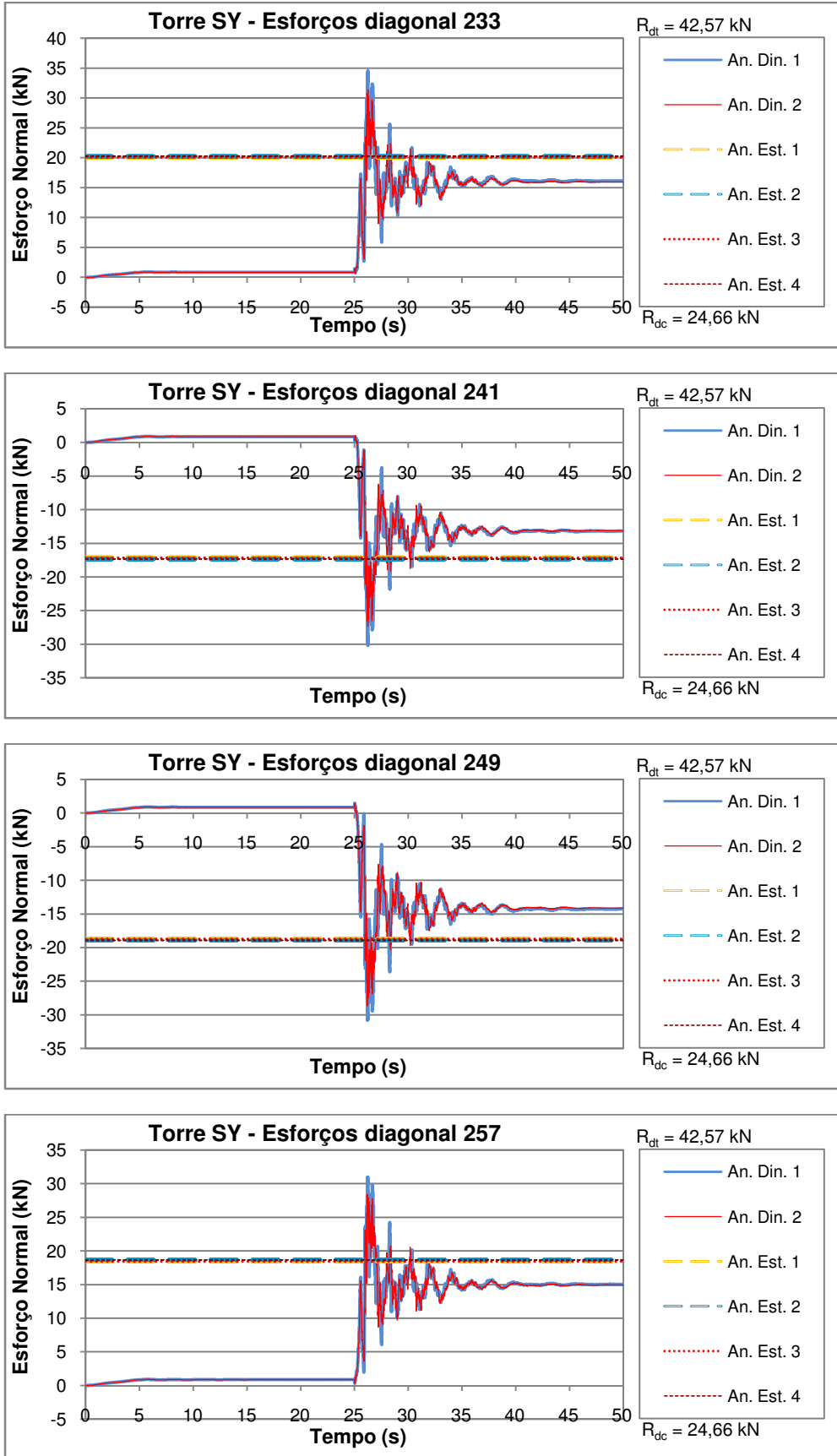


Figura B.11 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 233, 241, 249 e 257 da Torre SY para a ruptura de cabo

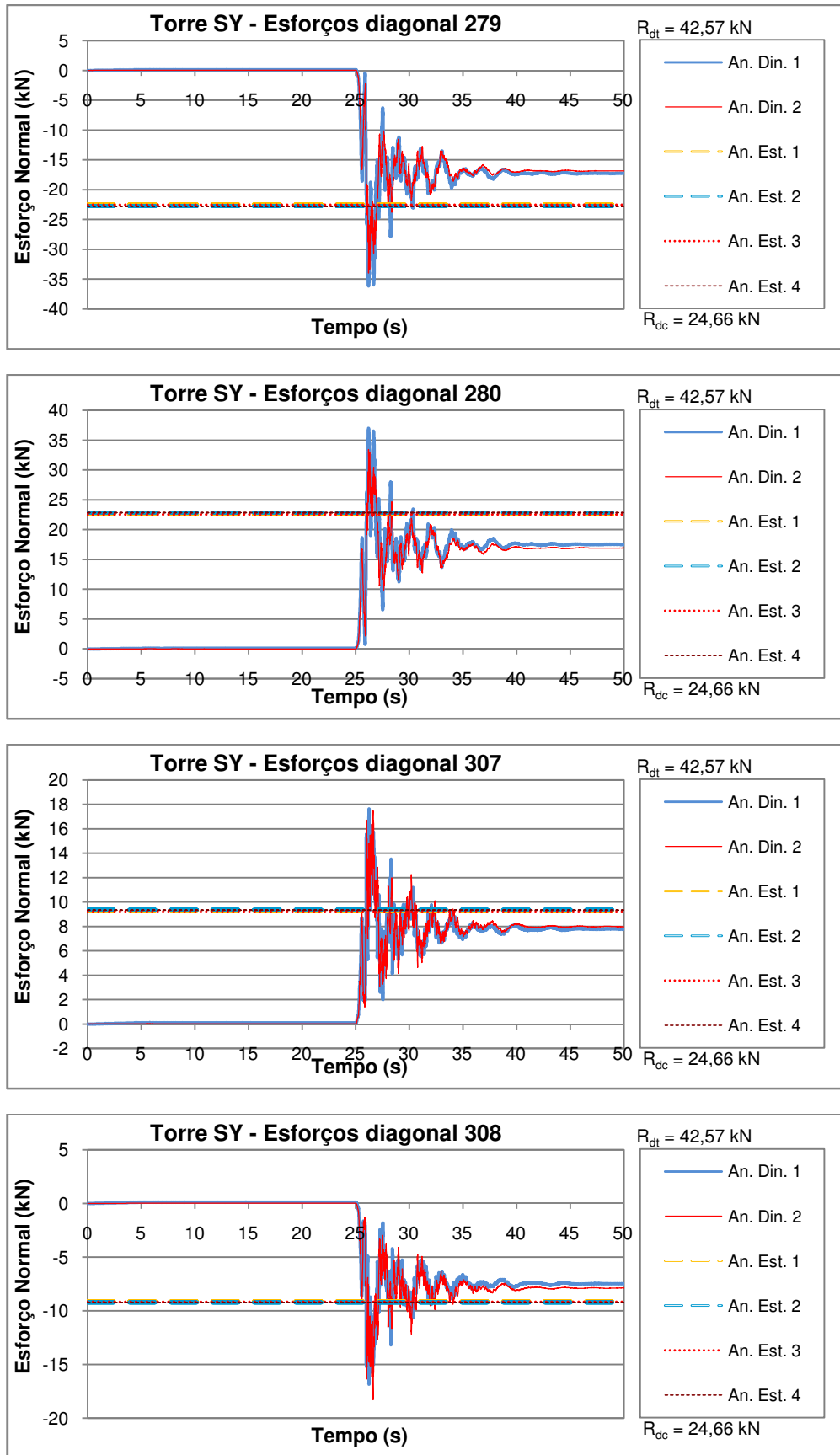


Figura B.12 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 279, 280, 307 e 308 da Torre SY para a ruptura de cabo

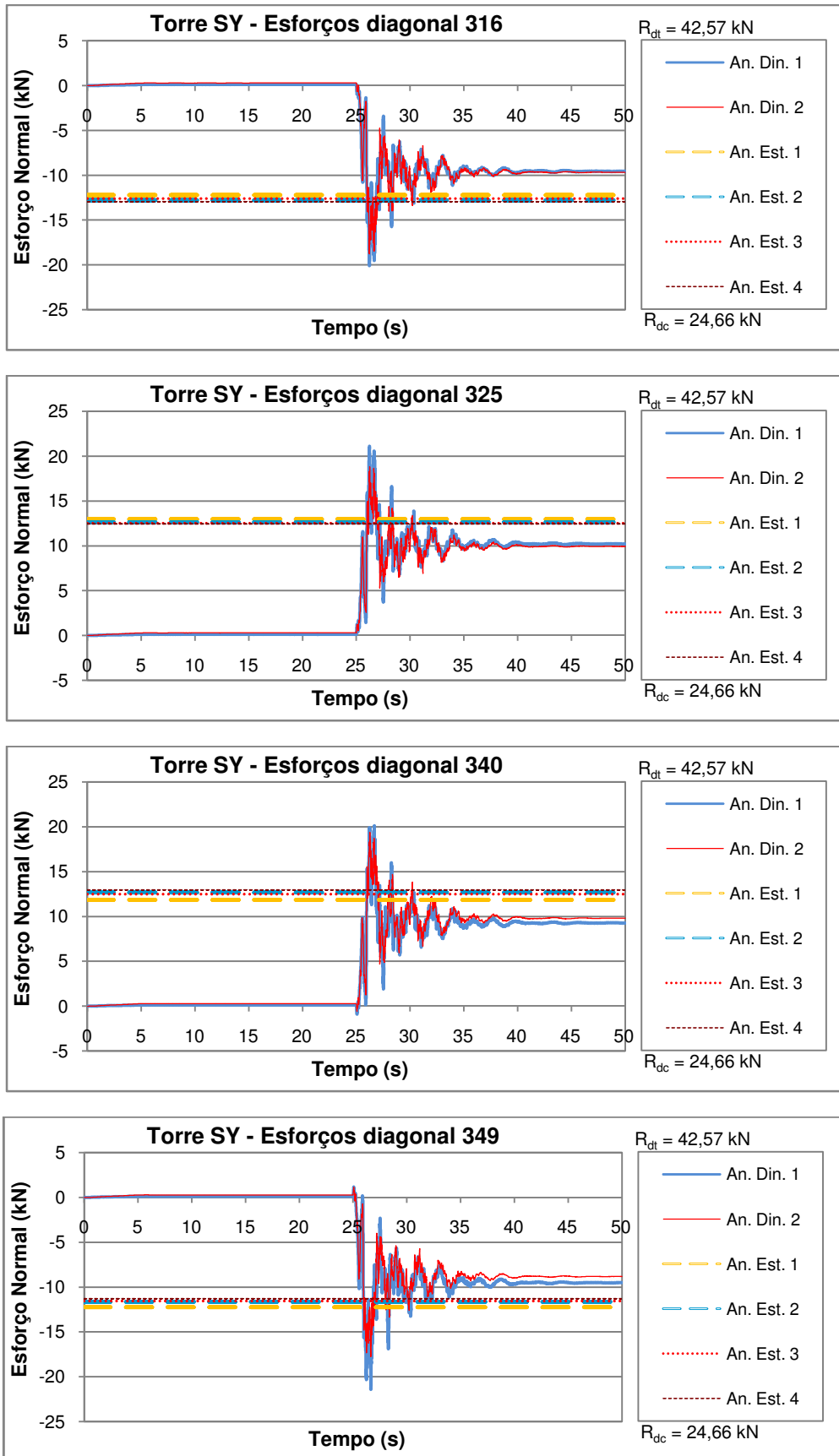


Figura B.13 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 316, 325, 340 e 349 da Torre SY para a ruptura de cabo

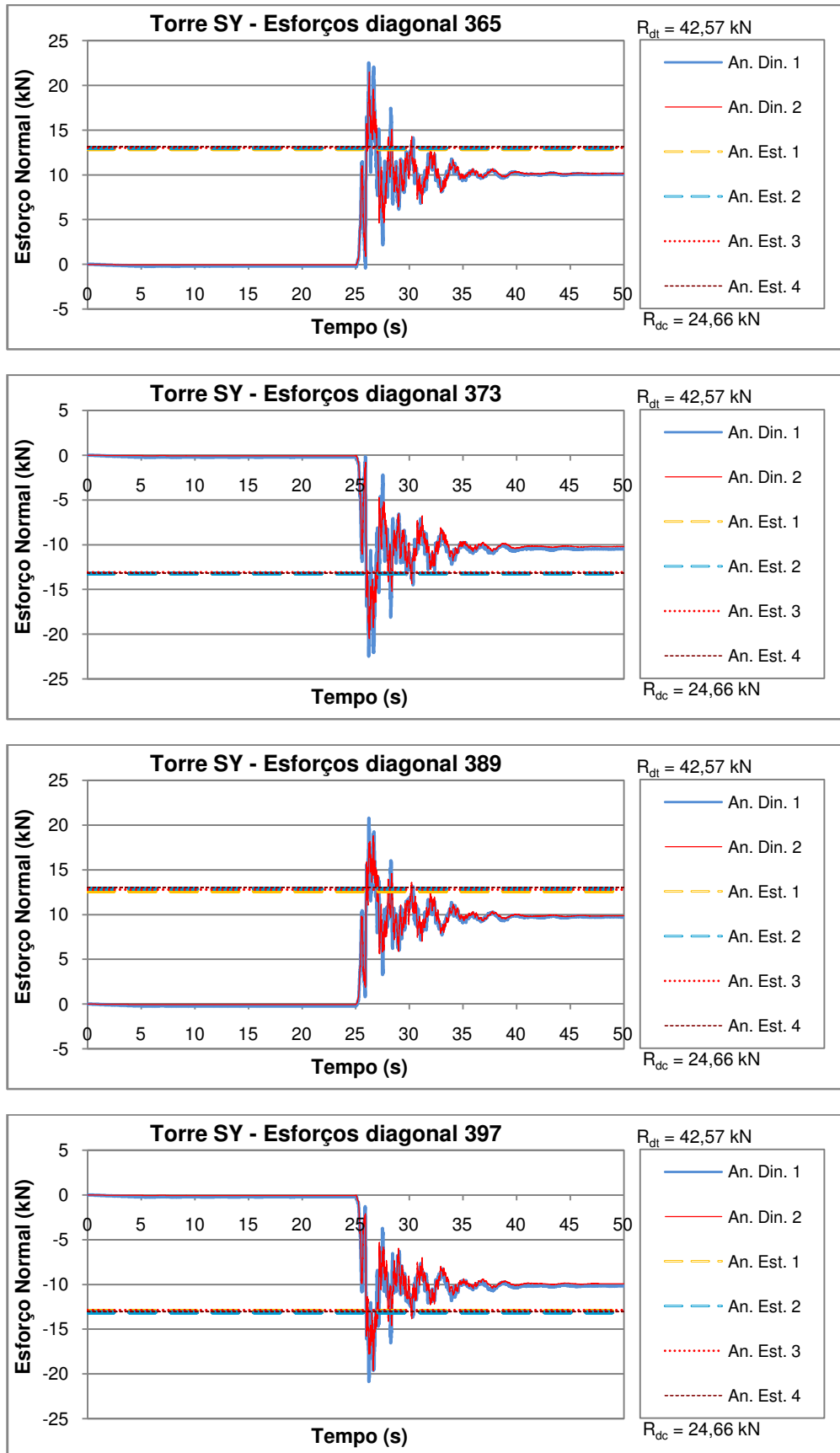


Figura B.14 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 365, 373, 389 e 397 da Torre SY para a ruptura de cabo

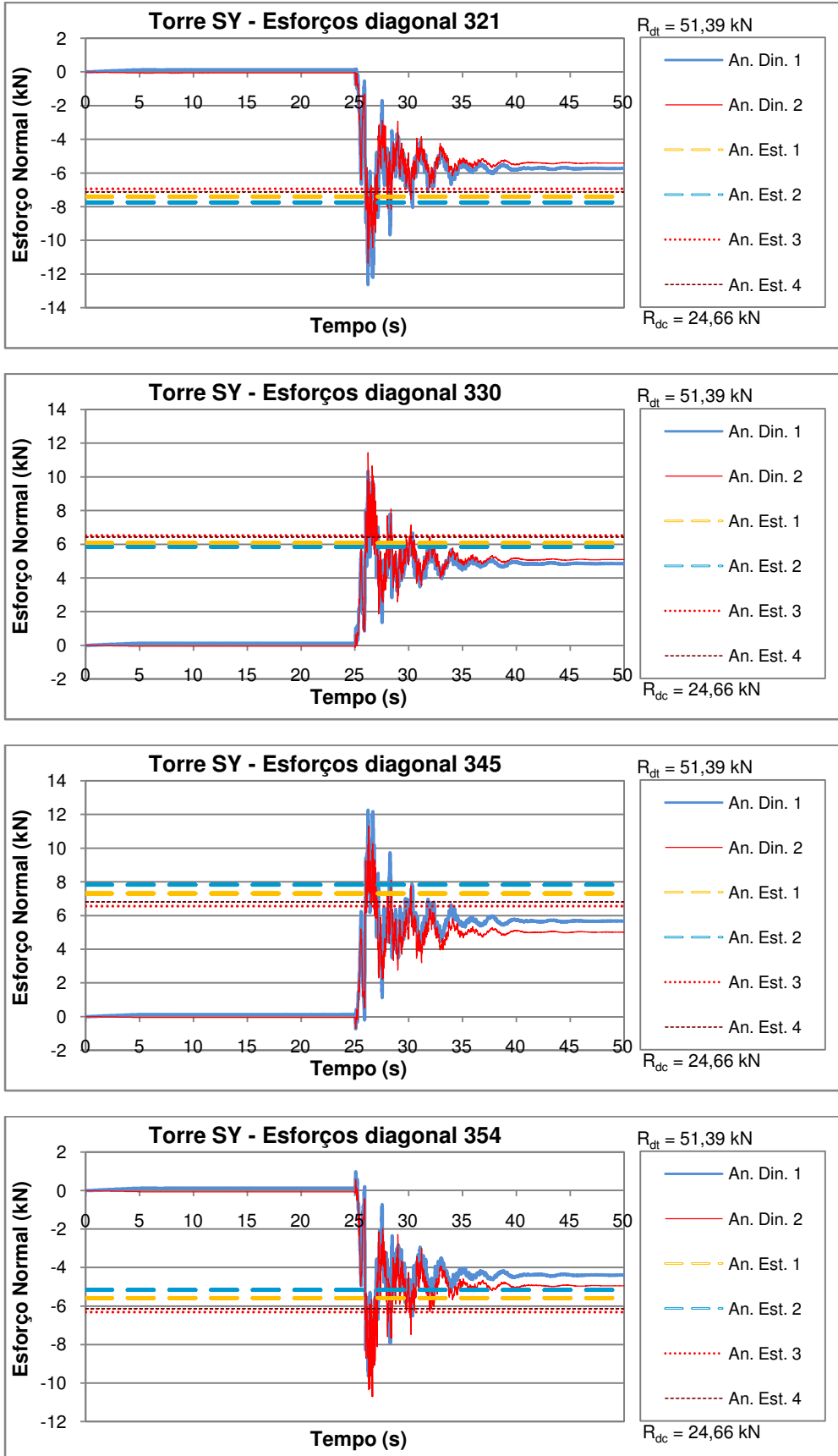


Figura B.15 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 321, 330, 345 e 354 da Torre SY para a ruptura de cabo

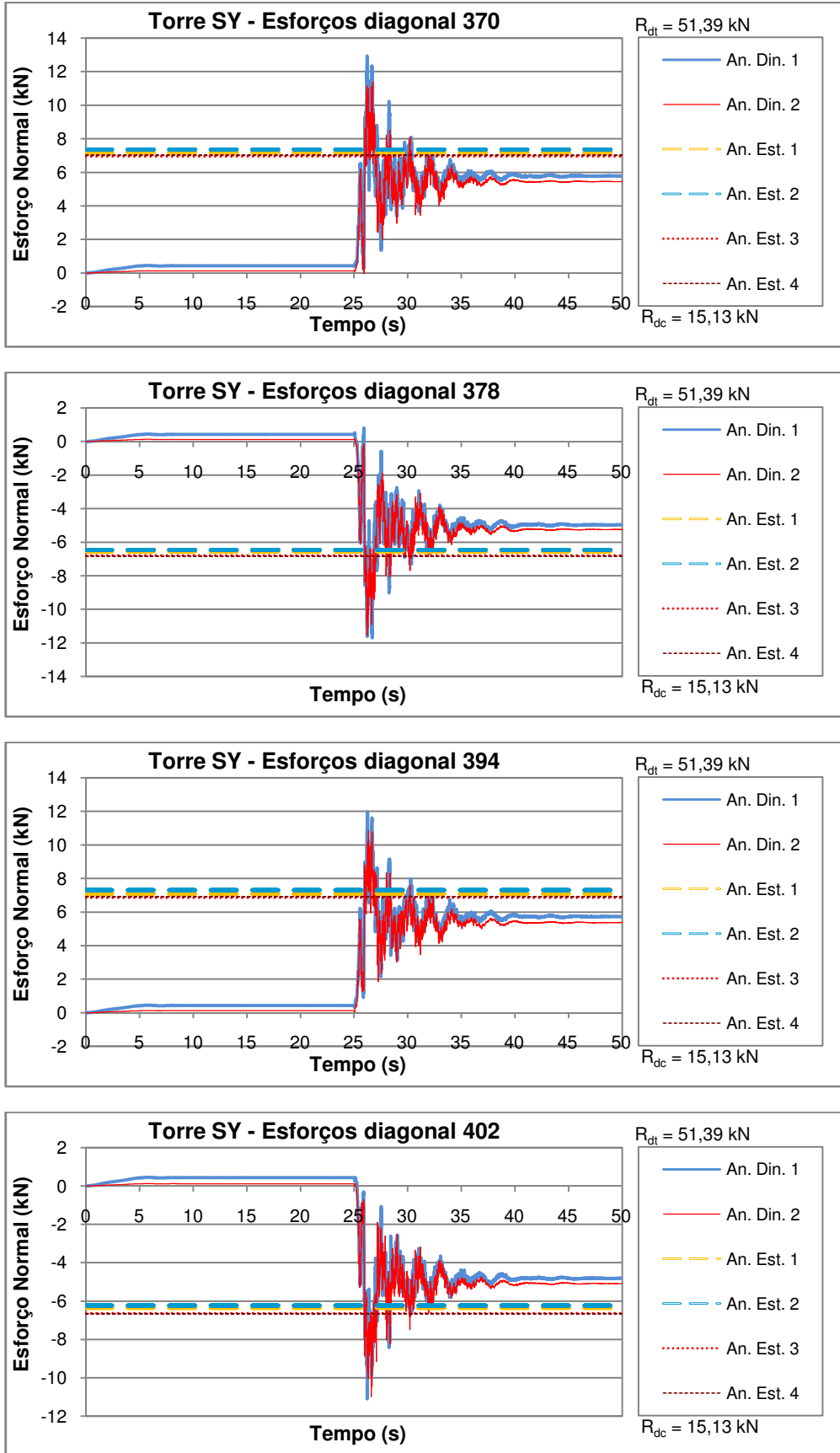


Figura B.16 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 370, 378, 394 e 402 da Torre SY para a ruptura de cabo

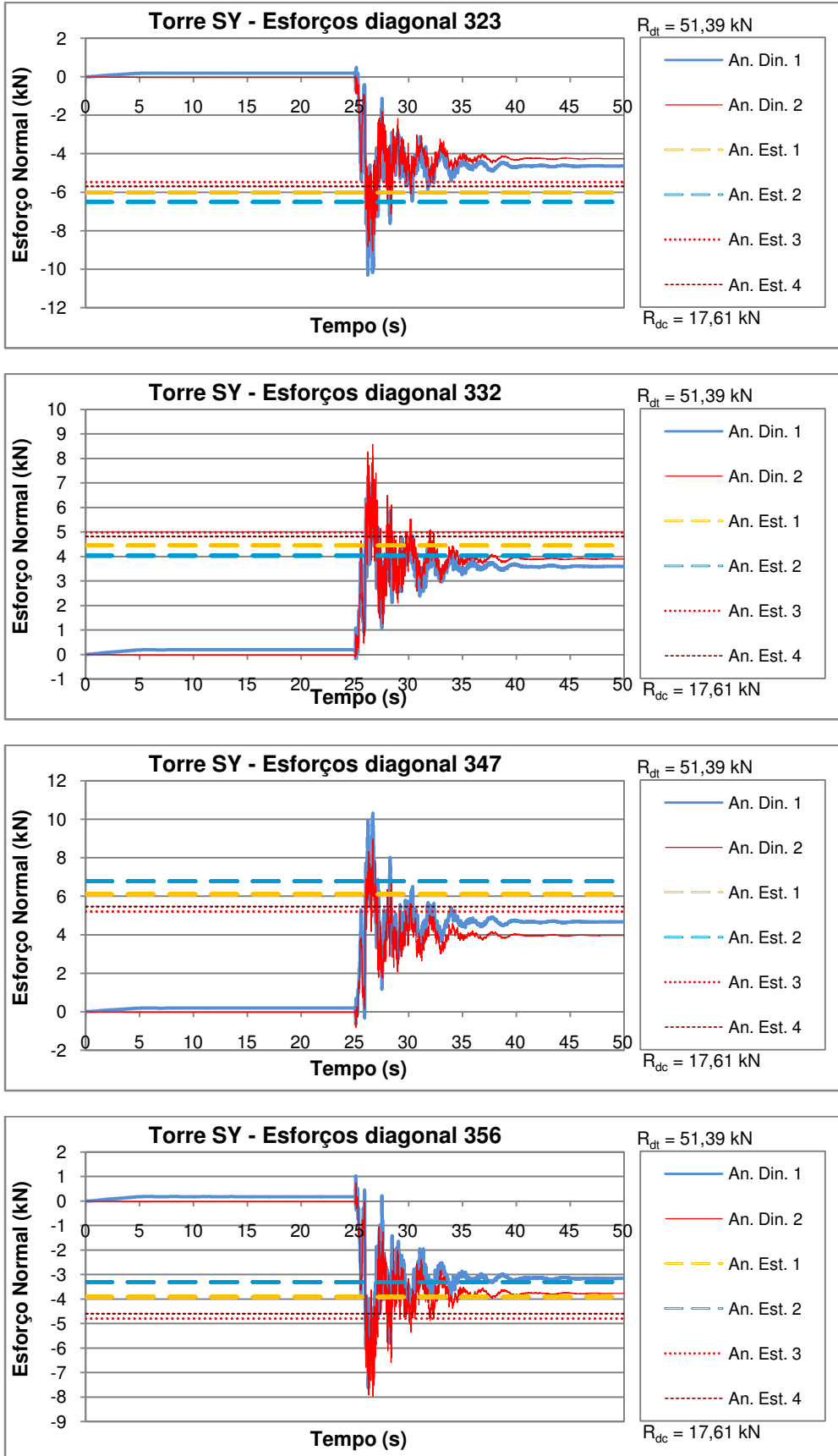


Figura B.17 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 323, 332, 347 e 456 da Torre SY para a ruptura de cabo

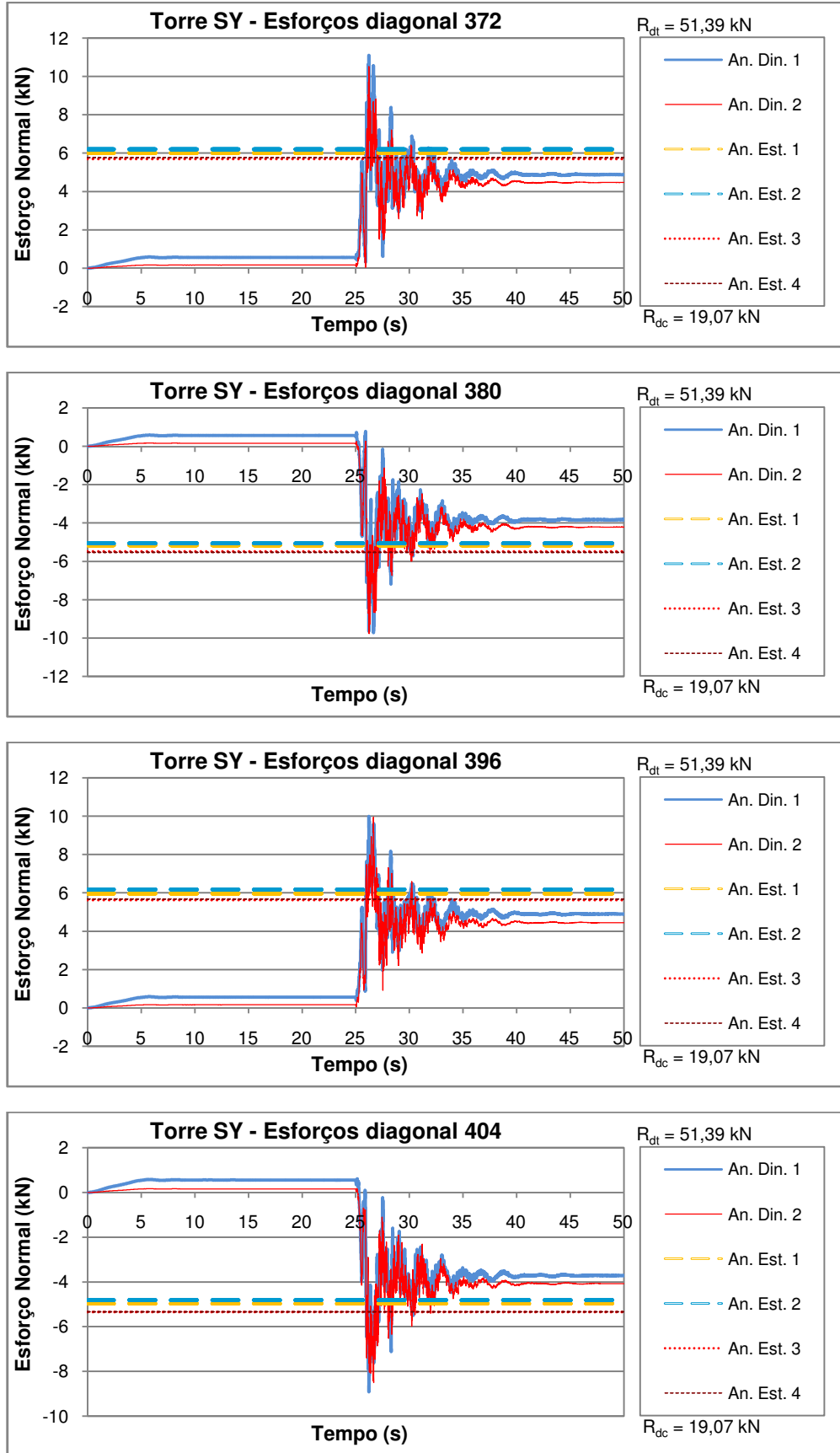


Figura B.18 – Esforços normais (kN) nas barras diagonais 372, 380, 396 e 404 da Torre SY para a ruptura de cabo

Tabela B.3 – Resumo dos esforços axiais nas barras diagonais selecionadas – Torre SY

Diagonal	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1 (kN)	An. Est. 2 (kN)	An. Est. 3 (kN)	An. Est. 4 (kN)	An. Est. 2/ Rd	Rdc (kN)	Rdt (kN)
	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)	Máximo (tração) (kN)	Máximo (comp.) (kN)	Final (kN)							
228	7,84	-5,06	1,16	6,81	-5,07	0,99	2,79	2,88	2,79	2,88	7%	24,66	42,57
236	4,87	-4,66	0,69	4,66	-4,95	0,65	0,16	0,09	0,16	0,09	0%	24,66	42,57
244	0,00	-11,53	-6,28	0,00	-10,20	-6,13	-7,92	-8,01	-7,92	-8,01	32%	24,66	42,57
252	6,76	-2,84	2,33	6,12	-1,89	2,40	2,95	3,01	2,95	3,01	7%	24,66	42,57
263	8,36	-0,95	3,86	7,65	-0,52	3,58	5,73	5,37	5,74	5,38	13%	24,66	42,57
291	1,20	-4,70	-1,37	0,91	-4,19	-1,57	-1,44	-1,45	-1,43	-1,45	6%	24,66	42,57
264	0,94	-8,39	-3,89	0,47	-7,80	-3,59	-5,76	-5,46	-5,76	-5,46	22%	24,66	42,57
292	4,52	-1,36	1,34	4,43	-0,89	1,57	1,41	1,23	1,42	1,23	3%	24,66	42,57
233	34,52	0,00	16,12	31,44	0,00	15,98	20,05	20,27	20,06	20,28	48%	24,66	42,57
241	0,92	-30,14	-13,16	1,02	-27,31	-13,13	-	-17,33	-17,12	-17,34	70%	24,66	42,57
249	1,47	-30,76	-14,25	1,47	-28,69	-14,13	-	-18,93	-18,73	-18,94	77%	24,66	42,57
257	30,97	0,00	15,03	28,43	0,00	14,97	18,45	18,67	18,46	18,68	44%	24,66	42,57
279	0,12	-36,18	-17,23	0,02	-33,97	-16,86	-	-22,78	-22,52	-22,79	92%	24,66	42,57
280	36,98	0,00	17,50	33,47	0,00	16,94	22,62	22,87	22,54	22,84	54%	24,66	42,57
307	17,60	0,00	7,78	17,50	-0,01	7,99	9,28	9,37	9,19	9,34	22%	24,66	42,57
308	0,12	-16,83	-7,48	0,03	-18,30	-7,88	-9,11	-9,22	-9,17	-9,23	37%	24,66	42,57
316	0,13	-20,11	-9,55	0,30	-18,79	-9,67	-	-12,78	-12,59	-12,94	52%	24,66	42,57
325	21,12	0,00	10,21	18,82	0,00	9,94	12,96	12,65	12,53	12,44	30%	24,66	42,57
340	20,12	-0,90	9,27	19,39	-0,59	9,81	11,85	12,69	12,49	12,97	30%	24,66	42,57
349	1,16	-21,41	-9,51	1,16	-17,75	-8,81	-	-11,64	-11,54	-11,30	47%	24,66	42,57
365	22,51	-0,41	10,06	21,53	-0,07	10,17	12,88	13,03	13,04	13,14	31%	24,66	42,57
373	0,00	-22,45	-10,45	0,00	-20,50	-10,21	-	-13,22	-13,10	-13,17	54%	24,66	42,57
389	20,78	-0,24	9,73	18,83	-0,05	9,87	12,61	12,92	12,78	13,04	30%	24,66	42,57
397	0,00	-20,84	-10,15	0,00	-19,63	-9,93	-	-13,11	-12,86	-13,05	53%	24,66	42,57
321	0,16	-12,63	-5,72	0,00	-11,36	-5,41	-7,40	-7,74	-6,93	-7,12	31%	24,66	51,39
330	10,34	0,00	4,85	11,45	-0,13	5,09	6,08	5,84	6,52	6,43	11%	24,66	51,39
345	12,26	-0,73	5,66	11,32	-0,70	5,02	7,32	7,83	6,55	6,82	15%	24,66	51,39
354	0,98	-9,63	-4,38	0,59	-10,70	-4,94	-5,57	-5,16	-6,31	-6,14	21%	24,66	51,39
370	12,94	0,00	5,78	11,39	-0,05	5,45	7,18	7,37	6,96	7,02	14%	15,13	51,39
378	0,81	-11,70	-4,96	0,17	-11,55	-5,24	-6,54	-6,46	-6,80	-6,83	43%	15,13	51,39
394	11,98	0,00	5,73	10,85	0,00	5,38	7,11	7,31	6,86	6,93	14%	15,13	51,39
402	0,45	-11,08	-4,81	0,13	-10,99	-5,09	-6,36	-6,23	-6,64	-6,65	41%	15,13	51,39
323	0,49	-10,31	-4,63	0,05	-9,04	-4,25	-6,02	-6,51	-5,47	-5,71	37%	17,61	51,39
332	7,27	-0,18	3,59	8,59	-0,12	3,90	4,45	4,04	4,98	4,81	8%	17,61	51,39
347	10,29	-0,68	4,66	8,98	-0,81	3,97	6,11	6,78	5,20	5,47	13%	17,61	51,39
356	1,04	-7,63	-3,15	0,74	-7,97	-3,77	-3,91	-3,30	-4,79	-4,59	19%	17,61	51,39
372	11,10	0,00	4,88	10,52	0,00	4,47	6,00	6,21	5,70	5,77	12%	19,07	51,39
380	0,77	-9,67	-3,82	0,27	-9,78	-4,21	-5,16	-5,06	-5,48	-5,53	27%	19,07	51,39
396	10,00	0,00	4,90	9,95	0,00	4,45	5,97	6,18	5,63	5,68	12%	19,07	51,39
404	0,62	-8,90	-3,70	0,18	-8,50	-4,07	-4,97	-4,81	-5,34	-5,33	25%	19,07	51,39

Tabela B.4 – Comparações esforços axiais barras diagonais selecionadas – Torre SY

Diagonal	An. Est. 1/	An. Est. 3/	An. Est. 4/	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /	An. Din. 1 /	An. Din. 2 /
	An. Est. 2	An. Est. 2	An. Est.2	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (pico principal)	An. Est. 2 (final)	An. Est. 2 (final)
244	0,99	0,99	1,00	1,44	1,27	0,78	0,77
264	1,06	1,05	1,00	1,54	1,43	0,71	0,66
233	0,99	0,99	1,00	1,70	1,55	0,80	0,79
241	0,99	0,99	1,00	1,74	1,58	0,76	0,76
249	0,99	0,99	1,00	1,62	1,52	0,75	0,75
257	0,99	0,99	1,00	1,66	1,52	0,80	0,80
279	0,99	0,99	1,00	1,59	1,49	0,76	0,74
280	0,99	0,99	1,00	1,62	1,46	0,77	0,74
307	0,99	0,98	1,00	1,88	1,87	0,83	0,85
308	0,99	1,00	1,00	1,83	1,98	0,81	0,85
316	0,96	0,99	1,01	1,57	1,47	0,75	0,76
325	1,02	0,99	0,98	1,67	1,49	0,81	0,79
340	0,93	0,98	1,02	1,59	1,53	0,73	0,77
349	1,05	0,99	0,97	1,84	1,53	0,82	0,76
365	0,99	1,00	1,01	1,73	1,65	0,77	0,78
373	1,00	0,99	1,00	1,70	1,55	0,79	0,77
389	0,98	0,99	1,01	1,61	1,46	0,75	0,76
397	0,99	0,98	1,00	1,59	1,50	0,77	0,76
321	0,96	0,90	0,92	1,63	1,47	0,74	0,70
354	1,08	1,22	1,19	1,87	2,07	0,85	0,96
378	1,01	1,05	1,06	1,81	1,79	0,77	0,81
402	1,02	1,07	1,07	1,78	1,76	0,77	0,82
323	0,93	0,84	0,88	1,58	1,39	0,71	0,65
380	1,02	1,08	1,09	1,91	1,93	0,76	0,83
404	1,03	1,11	1,11	1,85	1,77	0,77	0,85
Média	1,00	1,01	1,01	1,69	1,60	0,77	0,78
Desvio Padrão	0,04	0,07	0,06	0,12	0,20	0,03	0,06
Coef. Variação	4%	7%	6%	7%	13%	4%	8%

**Anexo B.3 – Resultados das reações de apoio da torre SY para a ruptura de
cabo**

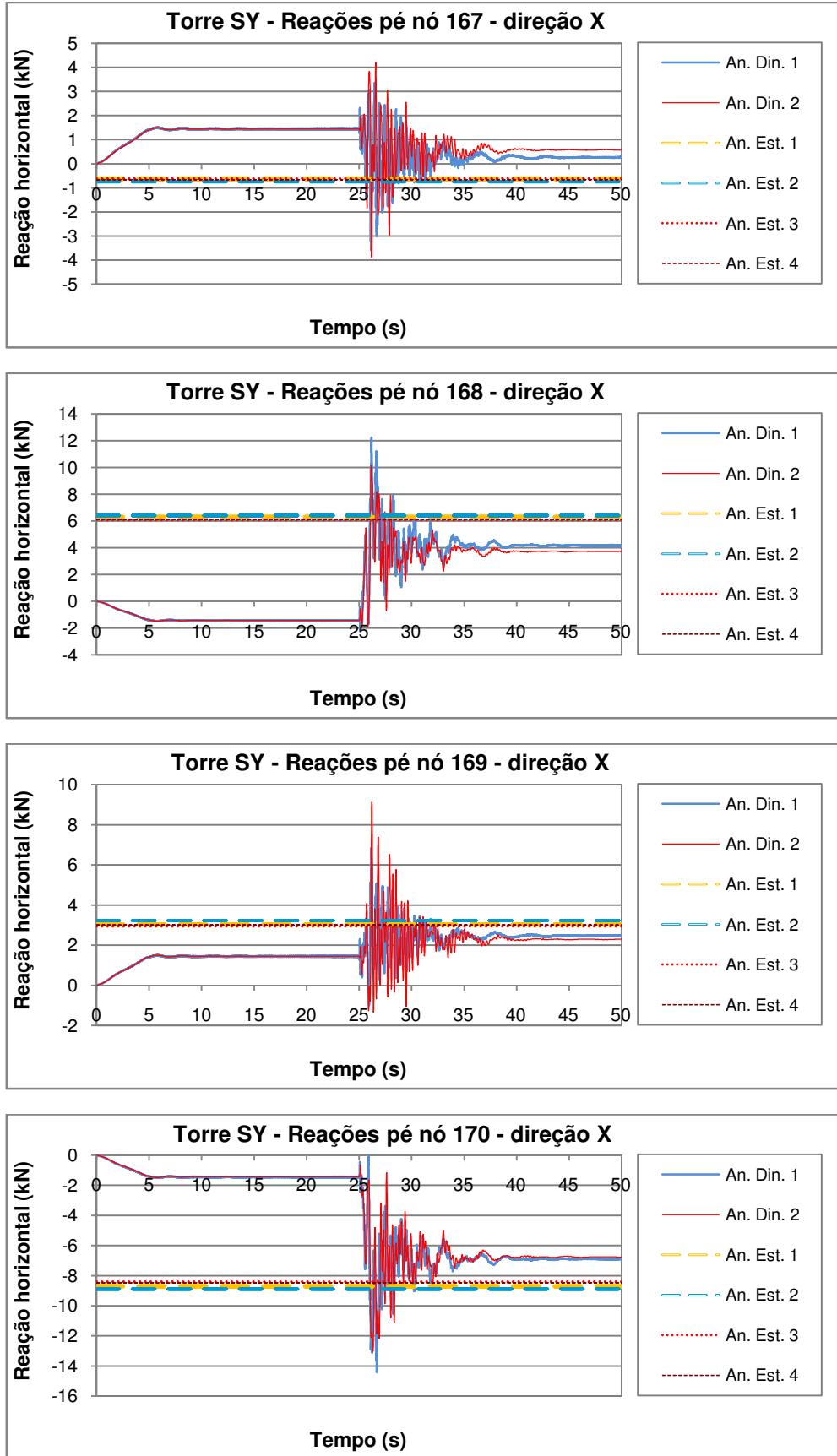


Figura B.19 – Reações horizontais (kN) na direção X nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo

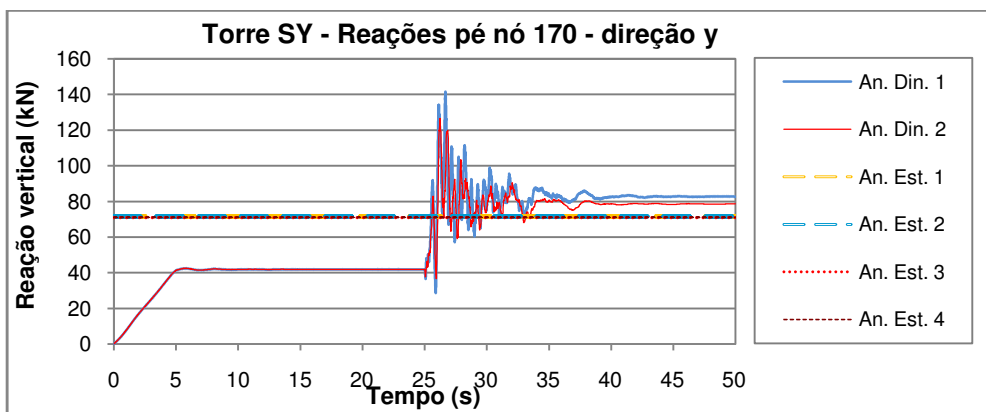
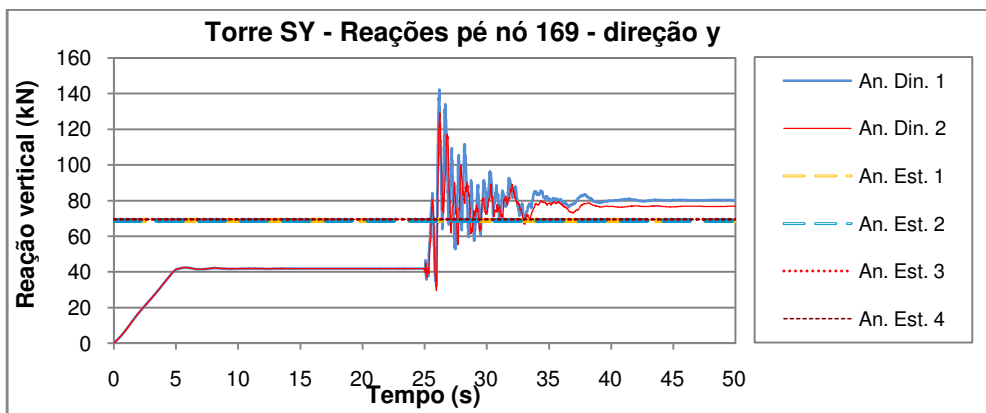
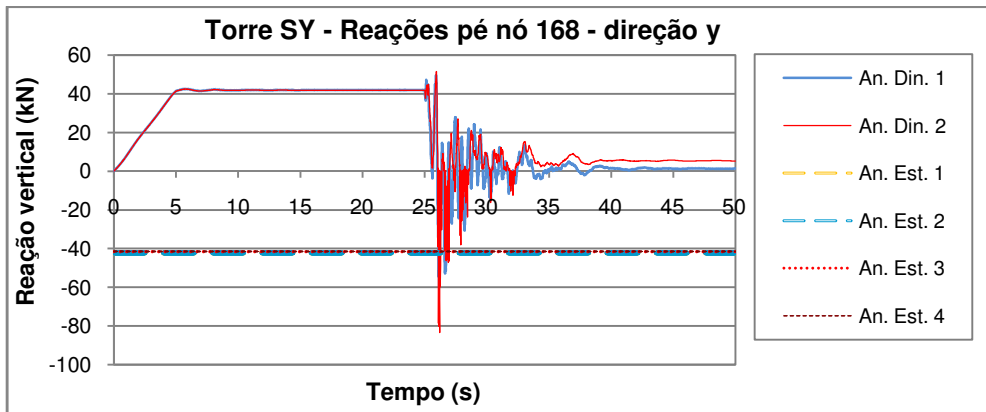
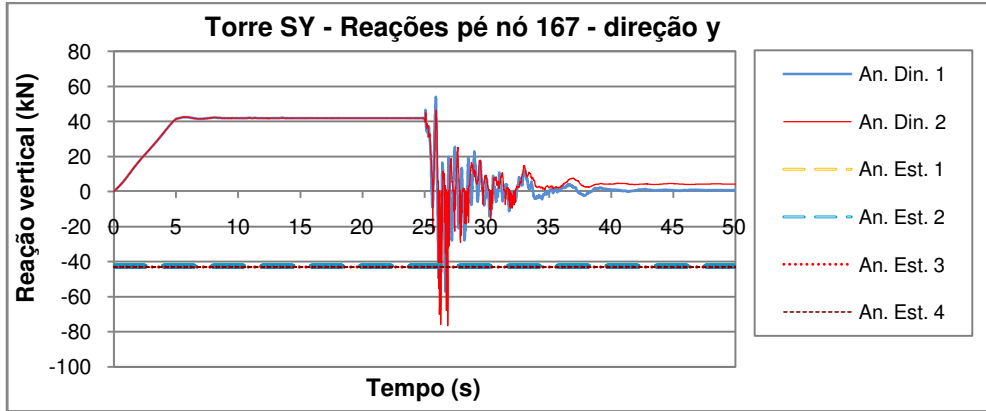


Figura B.20 – Reações verticais (kN) na direção Y nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo

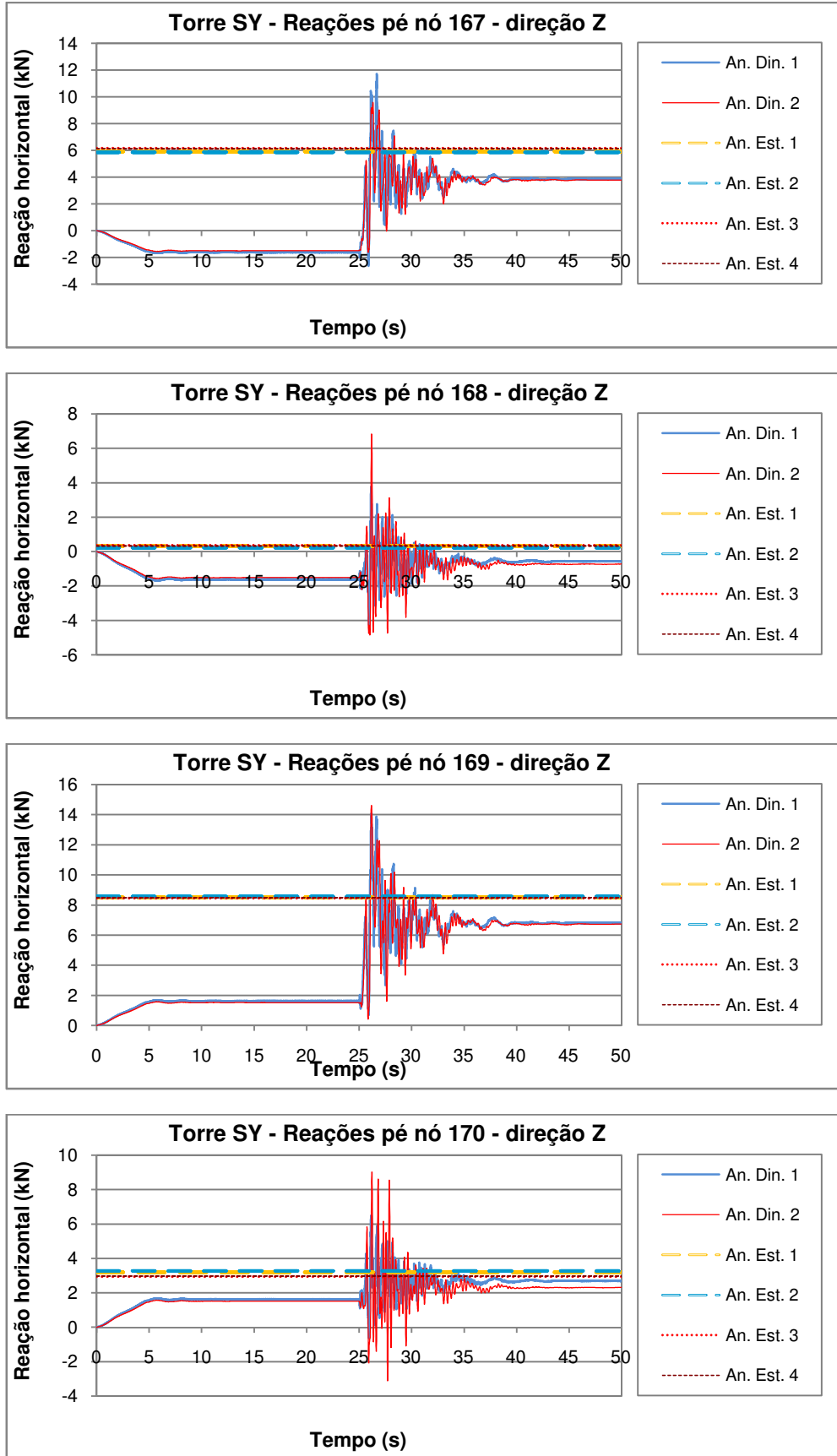


Figura B.21 – Reações horizontais (kN) na direção Y nas fundações da Torre SY para a ruptura de cabo

Tabela B.5 – Reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SY

Nó	Direção	An. Din. 1			An. Din. 2			An. Est. 1 (kN)	An. Est. 2 (kN)	An. Est. 3 (kN)	An. Est. 4 (kN)
		Máximo (kN)	Mínimo (kN)	Final (kN)	Máximo (kN)	Mínimo (kN)	Final (kN)				
167	X	3,35	-3,59	0,25	4,21	-3,89	0,57	-0,64	-0,75	-0,62	-0,66
168		12,25	-2,28	4,14	10,15	-1,94	3,73	6,30	6,42	6,08	6,12
169		6,83	-0,98	2,46	9,12	-1,34	2,29	3,04	3,23	2,94	3,01
170		0,00	-14,40	-6,90	0,00	-13,04	-6,77	-8,71	-8,89	-8,41	-8,48
167	Y	54,05	-57,20	0,82	46,44	-76,67	4,16	-42,54	-42,53	-43,17	-43,17
168		49,61	-59,81	1,34	51,60	-83,44	5,34	-42,24	-42,25	-41,61	-41,61
169		142,35	0,06	80,23	129,39	0,00	76,89	68,81	68,80	69,44	69,44
170		141,66	0,06	82,72	126,68	0,00	78,72	71,68	71,68	71,04	71,04
167	Z	11,72	-2,64	3,83	9,60	-1,62	3,79	5,93	5,85	6,16	6,14
168		3,76	-4,26	-0,58	6,84	-4,84	-0,72	0,32	0,23	0,37	0,33
169		14,11	0,00	6,82	14,63	0,00	6,74	8,49	8,57	8,46	8,49
170		6,49	-0,63	2,68	9,03	-3,12	2,32	3,19	3,29	2,95	2,98

Tabela B.6 – Comparações entre análises para as reações de apoio nas direções X, Y e Z para ruptura de cabo para torre SY

Nó	Direção	An. Est. 1/ An. Est. 2	An. Est. 3/ An. Est. 2	An. Est. 4/ An. Est. 2	An. Din. 1 / An. Est. 2 (máximo)	An. Din. 2 / An. Est. 2 (máximo)
		167	X	-	-	-
168	0,98	0,95		0,95	1,91	1,58
169	0,94	0,91		0,93	2,12	2,83
170	0,98	0,95		0,95	1,62	1,47
Média		0,97	0,93	0,95	1,88	1,96
Desvio Padrão		0,02	0,02	0,01	0,25	0,75
Coef. Variação		2%	2%	1%	13%	39%
167	Y	1,00	1,02	1,02	1,34	1,80
168		1,00	0,98	0,98	1,42	1,97
169		1,00	1,01	1,01	2,07	1,88
170		1,00	0,99	0,99	1,98	1,77
Média		1,00	1,00	1,00	1,70	1,86
Desvio Padrão		0,00	0,01	0,01	0,37	0,09
Coef. Variação		0%	1%	1%	22%	5%
167	Z	1,01	1,05	1,05	2,00	1,64
168		-	-	-	-	-
169		0,99	0,99	0,99	1,65	1,71
170		0,97	0,90	0,91	1,98	2,75
Média		0,99	0,98	0,98	1,87	2,03
Desvio Padrão		0,02	0,08	0,07	0,20	0,62
Coef. Variação		2%	8%	7%	11%	31%

**Anexo B.4 – Resultados dos deslocamentos no topo da torre SY na direção Z
para a ruptura de cabo**

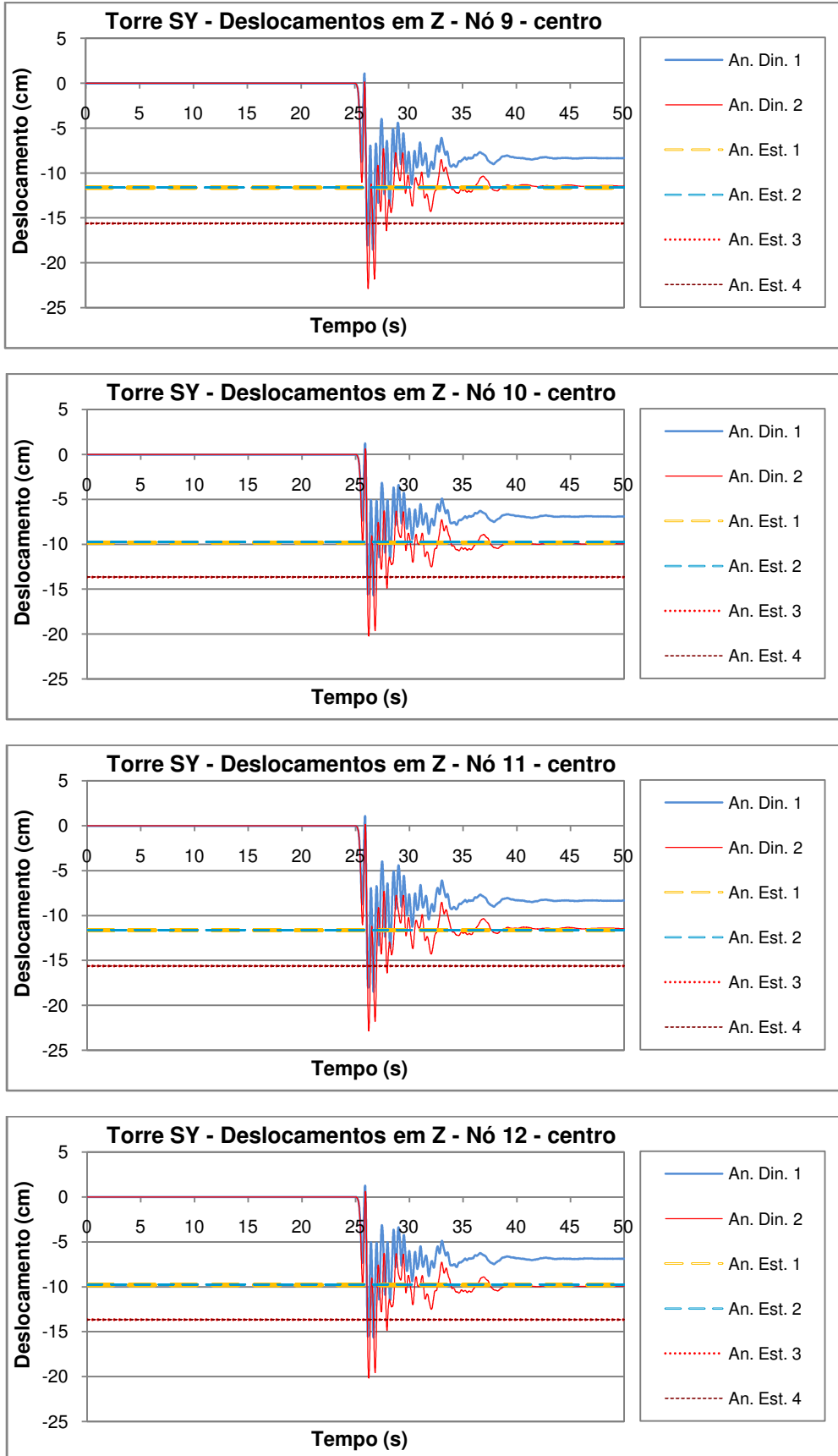


Figura B.22 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós do centro da Torre SY para a ruptura de cabo

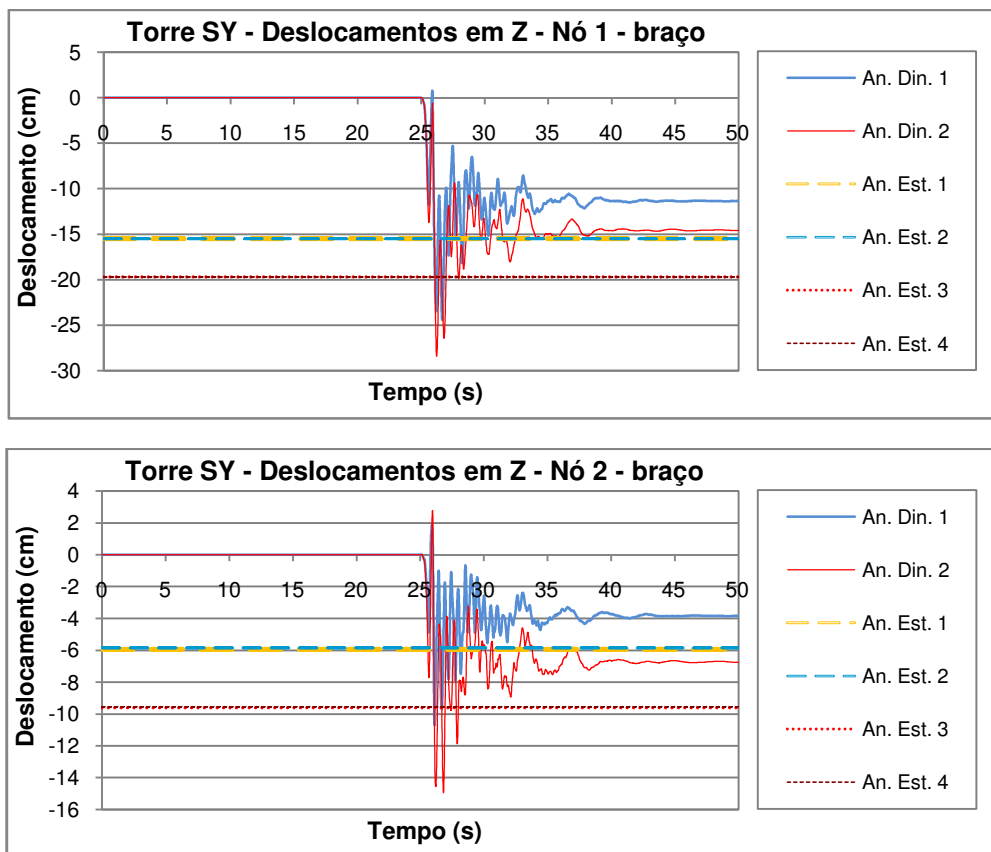


Figura B.23 – Deslocamentos no topo (cm) dos nós dos braços para-raios da Torre SY para a ruptura de cabo

Tabela B.7 – Deslocamentos no topo da torre SY

Nó	An. Din. 1		An. Din. 2		An. Est. 1 (cm)	An. Est. 2 (cm)	An. Est. 3 (cm)	An. Est. 4 (cm)
	Máximo (cm)	Final (cm)	Máximo (cm)	Final (cm)				
1	-24,43	-11,34	-28,41	-14,60	-15,51	-15,51	-19,68	-19,70
2	-10,71	-3,83	-14,96	-6,76	-5,92	-5,85	-9,61	-9,56
9	-18,54	-8,33	-22,89	-11,46	-11,63	-11,60	-15,61	-15,60
10	-15,69	-6,88	-20,22	-9,95	-9,78	-9,74	-13,67	-13,65
11	-18,49	-8,31	-22,85	-11,45	-11,63	-11,60	-15,61	-15,60
12	-15,64	-6,87	-20,18	-9,94	-9,78	-9,74	-13,67	-13,65

Tabela B.8 – Comparações entre os deslocamentos no topo da torre SY

Nó	An. Est. 1/ An. Est. 2	An. Est. 3/ An. Est. 2	An. Est. 4/ An. Est. 2	An. Din. 1 / An. Est. 2 (máximo)	An. Din. 2 / An. Est. 2 (máximo)	An. Din. 1 / An. Est. 2 (final)	An. Din. 2 / An. Est. 2 (final)
	1	1,00	1,27	1,27	1,58	1,83	0,73
2	1,01	1,64	1,63	1,83	2,56	0,65	1,16
9	1,00	1,35	1,34	1,60	1,97	0,72	0,99
10	1,00	1,40	1,40	1,61	2,07	0,71	1,02
11	1,00	1,35	1,34	1,59	1,97	0,72	0,99
12	1,00	1,40	1,40	1,61	2,07	0,70	1,02
Média	1,00	1,40	1,40	1,64	2,08	0,71	1,02
Desvio Padrão	0,00	0,13	0,13	0,10	0,25	0,03	0,07
Coef. Variação	0,4%	9%	9%	6%	12%	4%	7%