

**INCERTEZAS DE MODELO NA ANÁLISE DE TORRES  
METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

**João Kaminski Junior**

Tese de Doutorado

Porto Alegre

Junho, 2007

**JOÃO KAMINSKI JUNIOR**

**INCERTEZAS DE MODELO NA ANÁLISE DE TORRES  
METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

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

Porto Alegre

Junho, 2007

K15i Kaminski Junior, João  
Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão / João Kaminski Junior. – 2007.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2007.

Orientação : Prof. Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes  
Prof. Dr. Jorge Daniel Riera

1. Torres metálicas. 2. Linhas de transmissão. 3. Dinâmica – Estruturas  
I. Menezes, Ruy Carlos Ramos de, orient. II. Riera, Jorge Daniel, orient. III. Título.

CDU-624.04(043)

**JOÃO KAMINSKI JUNIOR**

**INCERTEZAS DE MODELO NA ANÁLISE DE TORRES  
METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para obtenção do título de  
DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores  
e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Porto Alegre, 27 de junho de 2007

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

**Prof. Jorge Daniel Riera**  
Ph.D. pela Princeton University, EUA  
Orientador

**Prof. Fernando Schnaid**  
Coordenador do PPGEC/UFGRS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Ignacio Iturrioz (UFGRS)**  
Dr. pelo PPGEC/UFGRS

**Prof. Maximiliano Malite (USP)**  
Dr. pela Universidade de São Paulo

**Prof. João Batista Guimarães F. da Silva**  
(UFMG)  
Eng. pela UFMG

**Prof. Raúl Oscar Curadelli**  
(UNC/Mendoza, Argentina)  
Dr. pelo PROMEC/UFGRS

Aos meus pais, base da minha formação,  
e a minha esposa, base da minha motivação.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da UFRGS pela oportunidade de desenvolver este trabalho e concluir uma importante etapa na minha vida.

Aos professores Jorge Daniel Riera e Ruy Carlos Ramos de Menezes pela atenção, orientação, dedicação e estímulo recebidos durante o desenvolvimento da tese.

A todos os professores do PPGEC e do PROMEC da UFRGS pela convivência e valioso conhecimento transmitido, e aos funcionários pela atenção dispensada.

Aos meus pais, João Kaminski e Maria de Lourdes Jardim Kaminski, ao meu irmão, Emerson Jardim Kaminski, a minha avó, Helena Kaminski (*in memoriam*), e a toda a minha família que sempre me estimularam e incentivaram na busca de novos desafios.

À minha amada esposa, Silvana Taberelli Kaminski, pela incomensurável paciência, apoio e estímulo em todos os momentos.

Aos meus colegas do Departamento de Estruturas e Construção Civil (DECC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) pela oportunidade e confiança depositada neste longo período de afastamento das atividades didáticas.

A todos os colegas do curso de Pós-Graduação em Estruturas (PPGEC e PROMEC) da UFRGS, em especial à Letícia Fleck Fadel Miguel, ao Leandro Fleck Fadel Miguel, à Tatiana Thomé de Oliveira, ao Elvis Carpegiani, ao Sidney José Honório da Silva, ao Gladimir de Campos Grigoletti e ao André Souto pelas sugestões, convivência e grande amizade.

Aos bolsistas do LDEC e do grupo PET-Engenharia Civil da UFRGS, em especial ao Vinícius Ioppi, pela valiosa colaboração.

A todos que contribuíram direta ou indiretamente na elaboração deste trabalho, o meu profundo e sincero reconhecimento.

A CAPES pelo importante apoio financeiro.

Agradeço a Deus, pela saúde, energia, luz e força...

“A coisa mais indispensável a um homem é reconhecer o uso que deve fazer de seu próprio conhecimento.”

*Platão*

## RESUMO

KAMINSKI Jr., J. Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil - Estruturas) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Incertezas de modelo invadem todos os estágios de uma análise de confiabilidade estrutural, desde a determinação das ações e do próprio sistema estrutural, até o processo pelo qual o efeito destas ações é avaliado. Neste trabalho, o enfoque é dado nesse último tópico, mais especificamente na avaliação das incertezas de modelo mecânico em torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão (LT), o qual tem permanecido ignorado nas estimativas de confiabilidade até então, em parte devido a sua natureza elusiva.

Logo, o problema consiste em avaliar as incertezas na predição da resposta estrutural, uma vez que todos os parâmetros que definem as ações externas e o próprio sistema são claramente definidos.

A principal motivação deste trabalho partiu de um estudo conduzido pela CIGRÉ sobre torres metálicas treliçadas de LT submetidas a cargas estáticas, o qual sugere que as incertezas de modelo neste tipo de estrutura são relevantes e não podem ser desprezadas, podendo influenciar significativamente na estimativa da confiabilidade.

Neste trabalho, são avaliados diferentes modelos mecânicos de torres de LT sujeitos a ações estáticas, além de modelos de torres e trechos de LT submetidos à ação dinâmica de ruptura de cabo, adotada por ser um carregamento dinâmico “bem definido”.

Na análise estática, são estudados desde modelos simplificados de torres autoportantes, adotados na prática usual de projeto, até modelos mais aprimorados. A dispersão nos resultados numéricos entre os modelos é usada para quantificar as incertezas relacionadas ao modelo mecânico, e os resultados disponíveis de ensaios estáticos em protótipos são utilizados para encontrar os modelos cuja resposta mais se aproxima dos valores experimentais.

A resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas de LT submetidas à ruptura de cabo, é comparada entre vários modelos, com diferentes graus de sofisticação e detalhe. São estudados desde o modelo usual de análise e projeto de torres para este tipo de carregamento, passando por modelos relativamente simples, com uma única torre sujeita a uma carga variável no tempo, simulando o efeito da ruptura de um cabo, até modelos mais complexos de trechos de LT, os quais incluem várias torres, cabos e cadeias de isoladores. Diversas fontes de incerteza são avaliadas, considerando a influência de fatores relevantes tais



como: a discretização dos elementos de cabo, as condições de contorno dos elementos de cabo das extremidades, as leis constitutivas dos elementos de barra e de cabo e o amortecimento estrutural.

Por fim, são discutidas e apresentadas possíveis maneiras de considerar explicitamente a incerteza de modelo na estimativa da confiabilidade e em códigos de projeto de estruturas de linhas de transmissão.

**Palavras-chave:** incerteza de modelo; torres de linhas de transmissão; confiabilidade estrutural; carregamento dinâmico; ruptura de cabo; integração explícita direta.

## **ABSTRACT**

KAMINSKI Jr., J. Model uncertainties in the transmission lines latticed steel towers analysis. 2007. Thesis (Doctorate in Civil Engineering) – Post-Graduation Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Model uncertainties pervade all stages of a structural reliability analysis, from the description of loads and the system itself, to the process by which the effect of loads on the system is evaluated. In this study, attention is focused on the last issue, specifically in the evaluation of model uncertainties on transmission lines (TL) latticed steel towers, which has remained largely ignored in previous developments of structural reliability, in part due to its elusive nature.

In essence, the problem consists of evaluating the uncertainty in response predictions, once all parameters that define the external actions and the system itself have been unequivocally prescribed.

The main motivation of this thesis was a study conducted by CIGRÉ on TL latticed steel towers subjected to static loads, among other exploratory assessments, which suggests that model uncertainty is a relevant factor and cannot be disregarded, could significantly influence the outcome of reliability assessments.

Herein, different mechanical models of TL self-supporting towers subjected to static loads are evaluated, besides the models of towers and TL segments submitted to dynamic load due to cable rupture, adopted by being a “well defined” loading.

In the static analysis, from simplified models of self-supporting towers, like adopted in usual practice of project, to more refined models are studied. The dispersion in the numeric results among the models, together with the data of static prototype tests, are used to quantify model uncertainties.

The dynamic response of latticed TL steel towers subjected to cable rupture is predicted by use of various models with different degrees of sophistication or detailing. The predictions of the various models are compared with the aim of quantifying model uncertainty. Several uncertainty sources are evaluated, considering the influence of relevant factors such as: the discretization of the cable elements, the boundary conditions of the end cable elements, the constitutive laws of cables and tower members and the structural damping.

Finally, possible ways to explicitly consider model uncertainty in reliability assessments and in code formulations are discussed.

Keywords: model uncertainty, transmission line towers, structural reliability, dynamic loading, cable rupture, direct explicit integration.

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	p. 27
1.1. GENERALIDADES .....	p. 27
1.2. O PROBLEMA DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL .....	p. 28
1.3. APLICAÇÕES EM LINHAS DE TRANSMISSÃO .....	p. 30
1.4. OBJETIVOS .....	p. 33
1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	p. 35
<b>2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS</b> .....	p. 37
2.1. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES .....	p. 37
2.1.1. Características do método dos estados limites .....	p. 39
2.2. INCERTEZAS NA ENGENHARIA ESTRUTURAL .....	p. 43
2.3. RISCO E CONFIABILIDADE ESTRUTURAL .....	p. 49
<b>3. INCERTEZAS DE MODELO</b> .....	p. 58
3.1. INCERTEZAS DE MODELO EM PROBLEMAS ESTÁTICOS .....	p. 58
3.2. INCERTEZAS DE MODELO EM PROBLEMAS DINÂMICOS .....	p. 70
<b>4. TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO</b> .....	p. 73
4.1. GENERALIDADES .....	p. 73
4.2. CLASSIFICAÇÃO DAS TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS .....	p. 74
4.3. AÇÕES EM TORRES .....	p. 79
4.4. TÉCNICAS USUAIS DE ANÁLISE E PROJETO DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO .....	p. 80
4.5. TESTES DE CARGA EM PROTÓTIPOS .....	p. 83
<b>5. MODELOS MECÂNICOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO</b> .....	p. 86
5.1. DESCRIÇÃO DAS TORRES .....	p. 86

5.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS BÁSICOS .....	p. 91
5.3. ASPECTOS IMPORTANTES NOS MODELOS .....	p. 93
5.3.1. Flexibilidade a translação nas ligações parafusadas .....	p. 93
5.3.2. Rigidez rotacional das ligações .....	p. 94
5.3.3. Excentricidade nas ligações .....	p. 97
5.3.4. Flexibilidade das fundações .....	p. 98
5.3.5. Análise não-linear .....	p. 108
5.4. DESCRIÇÃO DOS MODELOS COMPLEMENTARES .....	p. 114
<b>6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA ANÁLISE ESTÁTICA DAS TORRES .....</b>	<b>p. 118</b>
6.1. INTRODUÇÃO .....	p. 118
6.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE PROTÓTIPO .....	p. 119
6.2.1. Ensaios com carregamento aplicado .....	p. 129
6.2.2. Ensaios com deslocamentos impostos na base .....	p. 124
6.3. OBTENÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	p. 126
6.3.1. Determinação dos deslocamentos .....	p. 126
6.3.2. Determinação dos esforços nas barras .....	p. 126
6.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS .....	p. 128
6.4.1. Ensaios com carregamento aplicado - deslocamentos .....	p. 129
6.4.2. Ensaios com carregamento aplicado - esforços nas barras .....	p. 129
6.4.3. Ensaios com carregamento aplicado - capacidade das torres .....	p. 131
6.4.4. Ensaios com deslocamentos impostos – esforços nas barras .....	p. 132
<b>7. RESULTADOS NUMÉRICOS DA ANÁLISE ESTÁTICA DAS TORRES .....</b>	<b>p. 136</b>
7.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS .....	p. 136
7.2. RESULTADOS NUMÉRICOS .....	p. 151
7.2.1. Resultados para carregamento aplicado .....	p. 151
7.2.2. Resultados para deslocamentos impostos na base .....	p. 168
7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	p. 172

<b>8. MODELOS MECÂNICOS PARA A ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES E TRECHOS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO .....</b>	<b>p. 180</b>
8.1. DESCRIÇÃO DA TORRE “SY” E DOS CABOS CONDUTORES E PÁRA-RAIOS .....	p. 180
8.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS .....	p. 181
8.3. LEIS CONSTITUTIVAS DOS CABOS CONDUTORES E PÁRA-RAIOS .....	p. 183
8.3.1. Considerações sobre os cabos .....	p. 185
8.4. LEIS CONSTITUTIVAS DAS BARRAS DA TORRE “SY” .....	p. 191
8.5. MÉTODO DE SOLUÇÃO NA ANÁLISE DINÂMICA .....	p. 199
8.5.1. Método de integração direta das equações do movimento .....	p. 199
<b>9. RESULTADOS NUMÉRICOS DA ANÁLISE DINÂMICA DE RUPTURA DE CABO .....</b>	<b>p. 204</b>
9.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS .....	p. 204
9.2. RESULTADOS NUMÉRICOS .....	p. 209
9.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	p. 217
<b>10. INCERTEZAS DE MODELO NA AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL .....</b>	<b>p. 220</b>
10.1. INTRODUÇÃO .....	p. 220
10.2. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL EM LT .....	p. 221
10.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO .....	p. 223
<b>11. CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....</b>	<b>p. 225</b>
11.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	p. 225
11.2. CONCLUSÕES .....	p. 226
11.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	p. 229
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>p. 231</b>

<b>ANEXO A - FORÇAS PROVOCADAS PELO VENTO EM COMPONENTES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SEGUNDO A IEC 60826 (2003)</b> .....	p. 241
A.1. VELOCIDADE DO VENTO .....	p. 242
A.2. FORÇAS PROVOCADAS PELO VENTO SOBRE OS COMPONENTES DA LT .....	p. 247
A.2.1. Força causada pelo vento nos cabos .....	p. 248
A.2.2. Força causada pelo vento nas cadeias de isoladores .....	p. 251
A.2.3. Força causada pelo vento nas torres .....	p. 252
<b>ANEXO B - VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS</b> .....	p. 256
B.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	p. 257
B.2. VERIFICAÇÃO DE BARRAS COMPRIMIDAS .....	p. 259
B.3. VERIFICAÇÃO DE BARRAS TRACIONADAS .....	p. 264
B.4. VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS AO CISMAMENTO .....	p. 265
B.5. VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS AO ESMAGAMENTO .....	p. 266
<b>ANEXO C - RELAÇÕES MATEMÁTICAS E DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO <math>P \times M_p</math> PARA AS SEÇÕES CANTONEIRA DA TORRE “SY”</b> .....	p. 267
C.1. RELAÇÃO ENTRE $y_c$ E $u_i$ PARA AS BARRAS COMPRIMIDAS COM IMPERFEIÇÕES INICIAIS .....	p. 268
C.2. DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO $P \times M_p$ PARA AS SEÇÕES CANTONEIRA DA TORRE “SY” .....	p. 272
C.3. RELAÇÃO ENTRE $y_c$ E $u_i$ NAS BARRAS COMPRIMIDAS COM RÓTULA PLÁSTICA .....	p. 277
<b>ANEXO D – VALORES DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DAS TORRES “1”, “2” e “2A” NOS ENSAIOS DE PROTÓTIPO E NA ANÁLISE ESTÁTICA COM CARREGAMENTO APLICADO</b> .....	p. 279

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Função densidade de probabilidade da solicitação $S$ ou da resistência $R$ com os valores característicos .....	p. 39
Figura 2.2: Fdp da solicitação $S$ e da resistência $R$ com os valores nominais (ou característicos) e de cálculo (ou de projeto) .....	p. 41
Figura 2.3: Problema básico da engenharia estrutural .....	p. 46
Figura 2.4: Espectro de incertezas (Menezes, 1992) .....	p. 49
Figura 3.1: Incerteza total ( $CV_{\phi}$ ), de modelo ( $CV_m$ ) e física ( $CV_f$ ) na resistência a compressão de placas de aço ensaiadas em laboratório .....	p. 61
Figura 3.2: Modelo de cálculo 3D de uma estrutura offshore (Karadeniz, 2001) .....	p. 65
Figura 3.3: Ensaios experimentais para determinar a deformação nas ligações (Ungkurapinan et al., 2003) .....	p. 67
Figura 3.4: Carga aplicada x deformação total da ligação (Ungkurapinan <i>et al.</i> , 2003) .....	p. 68
Figura 4.1: Exemplos (a), (b) e (c) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil .....	p. 76
Figura 4.2: Exemplos (d), (e) e (f) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil .....	p. 77
Figura 4.3: Exemplos (g), (h) e (i) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil .....	p. 78
Figura 4.4: Carregamento típico em torres de LT do tipo tangente (suspensão) .....	p. 82
Figura 4.5: Teste de carga em um protótipo de torre de LT de 230 kV, circuito duplo .....	p. 84
Figura 5.1: Carregamento de projeto das torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 87
Figura 5.2: Torre “1” – Vistas frontal, lateral e cortes .....	p. 88
Figura 5.3: Torre “2” – Vistas frontal, lateral e cortes .....	p. 89
Figura 5.4: Torre “2A” – Vistas frontal, lateral e cortes .....	p. 90
Figura 5.5: Classificação das ligações quanto ao grau de impedimento da rotação relativa ( $\phi$ ) entre os membros conectados .....	p. 95
Figura 5.6: Detalhe de uma ligação entre perfis cantoneira com um único parafuso ..	p. 96
Figura 5.7: Distribuição das tensões normais entre as superfícies em contato .....	p. 97
Figura 5.8: Ligação excêntrica entre perfis cantoneira .....	p. 98



Figura 5.9: Tipos de fundações em torres de LT .....	p. 101
Figura 5.10: Carga de tração x deslocamento vertical para sapatas em argila consistente .....	p. 104
Figura 5.11: Torre autoportante sob a ação de vento oblíquo .....	p. 105
Figura 5.12: Consideração da flexibilidade da fundação .....	p. 106
Figura 5.13: Elemento de treliça plana com 2 GDL por nó .....	p. 110
Figura 5.14: Elemento de pórtico plano com 3 GDL por nó .....	p. 111
Figura 5.15: Comportamento da deformação nas ligações parafusadas entre perfis L102 x 102 x 6,4 mm (Ungkurapinan <i>et al.</i> , 2003) .....	p. 115
Figura 6.1: Pórticos da estação de testes da empresa ESKOM <i>Transmission Group</i> e a torre “1” .....	p. 119
Figura 6.2: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “B”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “1” .....	p. 120
Figura 6.3: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “B”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “2” .....	p. 121
Figura 6.4: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “2A” .....	p. 122
Figura 6.5: Ensaio de protótipo na torre “1” .....	p. 123
Figura 6.6: Deslocamentos verticais impostos na base (pé 1) da torre “2” .....	p. 125
Figura 6.7: Medição dos deslocamentos impostos na base da torre “2” .....	p. 125
Figura 6.8: Disposição dos <i>strain gages</i> nas barras com seção cantoneira .....	p. 126
Figura 6.9: Barra instrumentada com <i>strain gages</i> .....	p. 128
Figura 6.10: Detalhe da fixação dos <i>strain gages</i> nas barras .....	p. 128
Figura 6.11: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8) .....	p. 129
Figura 6.12: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8) .....	p. 129
Figura 6.13: Esforço normal (kN) na barra TT11 da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8) .....	p. 130
Figura 6.14: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8) .....	p. 130

Figura 6.15: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8) .....	p. 130
Figura 6.16: Torre “1” após o ensaio de ruptura .....	p. 132
Figura 6.17: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 132
Figura 6.18: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 133
Figura 6.19: Esforço normal (kN) na barra T11T da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 133
Figura 6.20: Esforço normal (kN) na barra T11L da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 133
Figura 6.21: Esforço normal (kN) na barra T12T da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 134
Figura 6.22: Esforço normal (kN) na barra T12L da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 134
Figura 6.23: Esforço normal (kN) na barra T13L da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 134
Figura 6.24: Esforço normal (kN) na barra B11T da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 135
Figura 6.25: Esforço normal (kN) na barra B11L da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 135
Figura 6.26: Esforço normal (kN) na barra P3L da torre “2” para deslocamentos impostos na base .....	p. 135
Figura 7.1: Modelo “0” da torre “1” no ANSYS, com as barras fictícias .....	p. 137
Figura 7.2: Modelo “A” da torre “1” no ANSYS .....	p. 138
Figura 7.3: Modelo “B” da torre “1” no ANSYS .....	p. 139
Figura 7.4: Modelo “C” da torre “1” no ANSYS .....	p. 140
Figura 7.5: Força de tração x deslocamento vertical para sapatas em argila consistente com capacidade ao arrancamento de 250 kN .....	p. 143
Figura 7.6: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 x 45 x 3,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm .....	p. 145
Figura 7.7: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 50 x 50 x 5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm .....	p. 146

Figura 7.8: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 90 x 90 x 6,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm .....	p. 146
Figura 7.9: (a) Detalhe de uma das emendas nos montantes da torre “2” e (b) Localização das emendas .....	p. 147
Figura 7.10: Esforço normal nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre “1” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 152
Figura 7.11: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 153
Figura 7.12: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 154
Figura 7.13: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 155
Figura 7.14: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 156
Figura 7.15: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 157
Figura 7.16: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 158
Figura 7.17: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 159
Figura 7.18: Esforço normal nas barras B11L, B14T, B14L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D” .....	p. 160
Figura 7.19: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “1” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D” .....	p. 162
Figura 7.20: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “1” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D” .....	p. 163
Figura 7.21: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “2” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D” .....	p. 164
Figura 7.22: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “2” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D” .....	p. 165
Figura 7.23: Deslocamento nos pontos A, C e D da torre “2A” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D” .....	p. 166
Figura 7.24: Deslocamento nos pontos A, C e D da torre “2A” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D” .....	p. 167

Figura 7.25: Barras selecionadas na torre “2” e ponto de aplicação dos deslocamentos na base (apoio 1) .....	p. 169
Figura 7.26: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1 .....	p. 170
Figura 7.27: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1 .....	p. 171
Figura 7.28: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1 .....	p. 172
Figura 7.29: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais entre os modelos básicos em função da relação carga/capacidade das barras .....	p. 173
Figura 7.30: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais entre todos os modelos em função da relação carga/capacidade das barras .....	p. 174
Figura 7.31: Erro de modelo para os esforços axiais nas barras selecionadas das torres “1”, “2” e “2A” com o carregamento aplicado .....	p. 177
Figura 7.32: Erro de modelo para os deslocamentos nos pontos A, B, C e D das torres “1”, “2” e “2A” com o carregamento aplicado .....	p. 178
Figura 7.33: Erro de modelo para os esforços axiais nas barras selecionadas das torres “1”, “2” e “2A” com deslocamentos impostos na base .....	p. 178
Figura 8.1: Torre SY – Isométrica e vistas frontal e lateral .....	p. 180
Figura 8.2: Modelo com uma única torre “SY” submetida a um carregamento variável no tempo .....	p. 182
Figura 8.3: Trecho de LT com seis torres “SY” e sete vãos .....	p. 182
Figura 8.4: Comportamento linear e não-linear para elementos de cabo condutor e cabo pára-raios com 20 m de comprimento .....	p. 185
Figura 8.5: Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes .....	p. 186
Figura 8.6: Posições do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica .....	p. 189
Figura 8.7: Barra birrotulada comprimida com imperfeição inicial $y_{oc}$ .....	p. 193
Figura 8.8: Comportamento previsto de uma barra de aço comprimida de seção cantoneira, com 6,04 metros de comprimento, com e sem imperfeições iniciais ...	p. 194
Figura 8.9: Barra birrotulada com uma rótula plástica na seção central .....	p. 196
Figura 8.10: Diagrama de tensões normais na rótula plástica .....	p. 196

Figura 8.11: Diagrama de interação $P \times M_{p_x}$ (ou $P \times M_{p_y}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 102 \times 102 \times 6,4$ mm .....	p. 197
Figura 8.12: Diagrama de interação $P \times M_{p_z}$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 102 \times 102 \times 6,4$ mm .....	p. 197
Figura 8.13: Comportamento na tração para uma barra de aço de seção cantoneira $L 102 \times 102 \times 6,4$ mm com 6,04 m de comprimento .....	p. 199
Figura 9.1: Trechos de LT com: (a) quatro torres “SY” e cinco vãos; (b) seis torres “SY” e sete vãos .....	p. 207
Figura 9.2: Metade simétrica do modelo de um trecho de LT com oito torres e nove vãos .....	p. 208
Figura 9.3: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T_400_N_CI_0.5 .....	p. 209
Figura 9.4: Torre “SY” com a identificação das barras n° 224 (montante) e n° 365 (diagonal) .....	p. 210
Figura 9.5: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T_100_N_CI_0.5 .....	p. 211
Figura 9.6: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T_20_N_CI_0.5 .....	p. 211
Figura 9.7: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 6T_400_N_CI_0.5 .....	p. 211
Figura 9.8: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 4T_400_N_CI_0.5 .....	p. 212
Figura 9.9: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 2T_400_N_CI_0.5 .....	p. 212
Figura 9.10: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 8T_400_N_CI_0.5 .....	p. 213
Figura 9.11: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 8T_100_N_CI_0.5 .....	p. 213
Figura 9.12: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 8T_20_N_CI_0.5 .....	p. 213
Figura 9.13: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 6T_400_N_CI_0.5 .....	p. 214
Figura 9.14: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 4T_400_N_CI_0.5 .....	p. 214

Figura 9.15: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 2T_400_N_CI_0.5 .....	p. 214
Figura 9.16: Deslocamento no topo da torre “SY” 1 na análise “quase estática” de ruptura de cabo para vários modelos .....	p. 215
Figura 9.17: Giro no topo da torre “SY” 1 na análise “quase estática” de ruptura de cabo para vários modelos .....	p. 216
Figura 9.18: Quadros da animação do modelo 8T_400_L_SI_0.5 submetido à ruptura de cabo .....	p. 217
Figura 9.19: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais de pico entre modelos com $c_{mc} = 0,5$ em função da relação carga-capacidade .....	p. 218
Figura 9.20: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais de pico entre modelos com $c_{mc} = 1$ em função da relação carga-capacidade .....	p. 218
Figura A.1: Fator combinado para os cabos ( $G_C$ ), para várias categorias de terreno e alturas sobre o terreno .....	p. 249
Figura A.2: Fator que leva em conta o comprimento do vão ( $G_L$ ) .....	p. 249
Figura A.3: Ângulos de incidência do vento nos cabos .....	p. 250
Figura A.4: Esquema simplificado de uma LT .....	p. 250
Figura A.5: Fator combinado ( $G_T$ ) aplicado as cadeias de isoladores e as torres .....	p. 252
Figura A.6: Definição do ângulo de incidência do vento .....	p. 254
Figura A.7: Coeficientes de arrasto $C_{X11}$ e $C_{X12}$ para torres treliçadas formadas por barras com superfícies planas .....	p. 254
Figura B.1: Cantoneira de abas iguais usada em torres de LT .....	p. 261
Figura B.2: Distâncias entre furos nas cantoneiras tracionadas .....	p. 265
Figura C.1: Barra comprimida .....	p. 268
Figura C.2: Projeção do comprimento infinitesimal de arco $ds$ sobre os eixos “x” e “y” .....	p. 269
Figura C.3: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 38 \times 38 \times 3,2$ mm .....	p. 272
Figura C.4: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 38 \times 38 \times 3,2$ mm .....	p. 272
Figura C.5: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 38 \times 38 \times 4,8$ mm .....	p. 273

Figura C.6: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 38 \times 38 \times 4,8$ mm .....	p. 273
Figura C.7: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 44 \times 44 \times 3,2$ mm .....	p. 273
Figura C.8: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 44 \times 44 \times 3,2$ mm .....	p. 274
Figura C.9: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 51 \times 51 \times 4,8$ mm .....	p. 274
Figura C.10: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 51 \times 51 \times 4,8$ mm .....	p. 274
Figura C.11: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 64 \times 64 \times 4,8$ mm .....	p. 275
Figura C.12: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 64 \times 64 \times 4,8$ mm .....	p. 275
Figura C.13: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 76 \times 76 \times 6,4$ mm .....	p. 275
Figura C.14: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 76 \times 76 \times 6,4$ mm .....	p. 276
Figura C.15: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 76 \times 76 \times 7,9$ mm .....	p. 276
Figura C.16: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 76 \times 76 \times 7,9$ mm .....	p. 276
Figura C.17: Diagrama de interação $P \times Mp_x$ (ou $P \times Mp_y$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 102 \times 102 \times 6,4$ mm .....	p. 277
Figura C.18: Diagrama de interação $P \times Mp_z$ para uma barra com seção cantoneira de abas iguais $L 102 \times 102 \times 6,4$ mm .....	p. 277
Figura C.19: Barra comprimida birrotulada com uma rótula plástica na seção central .....	p. 278

## LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1: Dispersão entre os resultados dos participantes .....	p. 62
Tabela 3.2: Relação entre valores calculados e valores medidos .....	p. 62
Tabela 3.3: Valores médios das cargas aplicadas e das deformações nas ligações parafusadas .....	p. 68
Tabela 5.1: Barras, perfis e parafusos das torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 92
Tabela 5.2: Coeficientes de rigidez das fundações em kN/cm .....	p. 106
Tabela 5.3: Cargas nas fundações e solicitações nas barras da torre .....	p. 107
Tabela 7.1: Nós e elementos do modelo “0” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 137
Tabela 7.2: Nós e elementos do modelo “A” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 138
Tabela 7.3: Nós e elementos do modelo “B” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 139
Tabela 7.4: Nós e elementos do modelo “C” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 140
Tabela 7.5: Nós e elementos do modelo “C <sub>1</sub> ” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 141
Tabela 7.6: Nós e elementos do modelo “E” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 142
Tabela 7.7: Nós e elementos do modelo “F” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 143
Tabela 7.8: Nós e elementos dos modelos “G30” e “G45” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 147
Tabela 7.9: Nós e elementos dos modelos “GM30” e “GM45” nas torres “1”, “2” e “2A” .....	p. 148
Tabela 7.10: Identificação dos modelos da análise estática .....	p. 150
Tabela 7.11: CV dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres entre os modelos básicos para todos os casos de carregamento .....	p. 187
Tabela 7.12: CV dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres entre todos os modelos para todos os casos de carregamento .....	p. 187
Tabela 8.1: Propriedades do cabo condutor .....	p. 190
Tabela 8.2: Coeficientes das equações constitutivas do cabo condutor e dos materiais alumínio e aço .....	p. 191
Tabela 8.3: Propriedades do cabo pára-raios .....	p. 191
Tabela 8.4: Coeficientes da equação constitutiva do cabo pára-raios .....	p. 191



Tabela 9.1: Identificação dos 48 modelos da série com $c_{mc} = 0,5$ .....	p. 205
Tabela A.1: Definição da rugosidade do terreno e do fator de rugosidade ( $K_R$ ) .....	p. 242
Tabela A.2: Valores para o cálculo da velocidade extrema do vento ( $V_M$ ou $V_{RB}$ ) .....	p. 245
Tabela A.3: Níveis de confiabilidade da LT .....	p. 245
Tabela A.4: Fator de correção $\tau$ da massa específica do ar, em função da altitude e da temperatura .....	p. 247

## ABREVIATURAS

ACSR: *aluminum conductor steel reinforced.*

CV: coeficiente de variação.

DOF: *degrees of freedom.*

DP: desvio padrão.

EDS: *every day stress.*

EHS: *extra high strength.*

ELS: estado limite de serviço.

ELU: estado limite último.

EN: esforço normal (axial).

EPS: *extended pressure systems.*

f<sub>dp</sub>: função densidade de probabilidade.

f<sub>el</sub>: função de estado limite.

FORM: *first order reliability method.*

FOSM: *first order second moment method.*

f<sub>pa</sub>: função de probabilidade acumulada.

GDL: graus de liberdade.

LRFD: *load and resistance factor design.*

LT: linha de transmissão.

MID: método de integração direta.

PC: *personal computer.*

Prob: probabilidade.

RAM: *randomic access memory.*

SORM: *second order reliability method.*

TS: *thunderstorms.*

UTS: *ultimate tension stress.*

## SIGLAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AISC: *American Institute of Steel Construction.*

ASCE: *American Society of Civil Engineers.*

ASTM: *American Society for Testing and Materials.*

CAPES: Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

CESUP: Centro Nacional de Super Computação.

CIGRÉ: *Conseil International des Grands Réseaux Électriques.*

DECC: Departamento de Estruturas e Construção Civil.

EPRI: *Electric Power Research Institute.*

ESB: *Electricity Suply Board.*

IEC: *International Electrotechnical Commission.*

LDEC: Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade.

PET: Programa de Educação Tutorial.

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

PROMECC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica.

UFMS: Universidade Federal de Santa Maria.

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. GENERALIDADES

Em qualquer área do conhecimento, o mundo físico não pode ser perfeitamente retratado, uma vez que a realidade não é compreendida com exatidão, em virtude da limitação do conhecimento humano.

Segundo Bignoli (1986), o conhecimento humano é formado pela intuição somada a razão, e nunca alcança a verdade, definida aqui como a total e exata informação sobre as leis que descrevem os fenômenos naturais. Embora, com o passar do tempo, a parcela da razão venha prevalecendo sobre a intuição e o conhecimento esteja constantemente evoluindo, existirá sempre uma diferença até a verdade, que é considerada como ignorância, resultando em incertezas no conhecimento.

Na engenharia estrutural não é diferente, mesmo apoiada na área das ciências exatas, as incertezas estão sempre presentes. Tais incertezas não são limitadas apenas à variabilidade observada nas variáveis básicas envolvidas no problema, mas também a uma série de outros fatores, citados a seguir:

Primeiro, estimadores de parâmetros de qualquer variável básica, como a média e a variância, baseados em dados observados, não estão livres de erro, principalmente quando a quantidade de dados é limitada;

Segundo, os modelos matemáticos utilizados na determinação da resposta das estruturas descrevem a realidade dentro de um determinado grau de aproximação, logo, previsões baseadas nestes modelos são necessariamente imprecisas. Em certos casos, estas incertezas podem ser mais significativas que aquelas associadas à variabilidade inerente às variáveis básicas;

Por último, existem incertezas relacionadas a fatores humanos, como por exemplo, erro humano, e também aquelas associadas à ocorrência de eventos imprevisíveis, as quais se tornam relevantes em projetos inovadores.

Todos os tipos de incerteza mencionados, os quais devem ser levados em conta nos projetos de engenharia, são detalhados no capítulo 2.

As variáveis básicas em um projeto estrutural são definidas como o conjunto de quantidades que determina a resposta da estrutura. Tipicamente, essas variáveis são:

- os parâmetros das ações externas;
- as propriedades geométricas da estrutura;
- as propriedades mecânicas do material.

Em confiabilidade estrutural as variáveis básicas são usualmente representadas por variáveis aleatórias, associadas a determinadas funções densidade de probabilidade (fdp).

O grau de aproximação do modelo com a realidade está vinculado ao estágio do conhecimento no instante em que o modelo é criado, sempre em constante mudança pela busca incessante da ampliação deste conhecimento. Portanto, é razoável considerar que a análise estrutural esteja baseada em modelos matemáticos que não são exatos, pois estão fundamentados em um conhecimento incompleto, além da evidente necessidade de simplificações.

Todas as incertezas associadas às variáveis básicas e ao modelo matemático, ou modelo mecânico, devem ser levadas em consideração na tomada de decisão em um projeto de engenharia estrutural, uma vez que podem ser avaliadas em termos estatísticos e a sua significância estimada usando conceitos e métodos baseados na teoria de probabilidades.

## **1.2. O PROBLEMA DE CONFIABILIDADE ESTRUTURAL**

A preocupação do engenheiro estrutural com relação à natureza estatística das propriedades dos materiais e dos carregamentos remonta ao início do século passado, quando na década de vinte foram levantadas dúvidas sobre os procedimentos de projeto da época, os quais não levavam em conta a variabilidade das propriedades mecânicas dos materiais (Schuëller, 1987). Desde então, alguns estudos relacionados ao tema foram desenvolvidos, resultando nas décadas de quarenta e cinquenta, na conhecida teoria de confiabilidade de Freudenthal (Freudenthal, 1947 e 1956). A partir da década de sessenta este assunto passou a ser tratado

de um modo mais consistente, com as publicações de Bolotin (1965), Freudenthal (1966) e Ferry-Borges e Castanheta (1968).

O estudo da confiabilidade estrutural consiste na medida da segurança de um sistema estrutural, frente a um determinado desempenho esperado, ou alternativamente, na medida da propensão à violação de um determinado estado limite da estrutura, seja por falha ou por não atender ao desempenho esperado, durante um período de tempo especificado.

A probabilidade de ocorrência de um evento, como a violação de um estado limite, é uma medida numérica da propensão de sua ocorrência, que pode ser obtida através de medições da frequência de ocorrência do evento no passado, geralmente para estruturas similares, ou pode ser simplesmente uma estimativa subjetiva, determinada através da teoria de probabilidades (Melchers, 1987).

A confiabilidade estrutural está relacionada com as variáveis básicas que descrevem o sistema estrutural, mais precisamente com a variabilidade das mesmas, a qual está presente nos sistemas estruturais sob a forma de incertezas.

Na engenharia estrutural, a teoria de confiabilidade está relacionada com o tratamento racional das incertezas e com métodos para avaliação da segurança e da utilização de estruturas, associados aos estados limites último e de serviço (utilização). Assim, através da teoria de confiabilidade, na qual as características estatísticas das propriedades dos materiais e das ações são consideradas, é possível estimar a probabilidade de que um sistema estrutural cumpra satisfatoriamente a sua função, durante sua vida útil.

Nos últimos anos, progressos substanciais têm sido feitos na determinação da estimativa da confiabilidade estrutural, como conseqüência dos métodos desenvolvidos para estimar a confiabilidade, tanto de elementos isolados quanto de sistemas. Esses métodos podem ser agrupados em duas categorias:

- Métodos analíticos, como por exemplo, o método de confiabilidade de primeira ordem (FORM – *First Order Reliability Method*), o método de segunda ordem (SORM – *Second Order Reliability Method*) e suas variações;
- Métodos baseados em simulação, os quais utilizam geradores de números aleatórios, como por exemplo, as técnicas de simulação de Monte Carlo pura e

com amostragem reduzida, o método das variáveis antitéticas, o método das superfícies de resposta, entre outros. Cabe salientar que simulação de Monte Carlo é, por definição, todo método que envolva a geração de números aleatórios.

A confiabilidade estrutural pode ser classificada em dois tipos: confiabilidade do elemento e do sistema. A confiabilidade do elemento refere-se à propensão de que um determinado estado limite de um elemento individual da estrutura não seja alcançado, enquanto que a confiabilidade do sistema é aplicada a todo o sistema estrutural, envolvendo a consideração de múltiplos modos de falha. As falhas de diferentes componentes ou conjuntos de componentes constituem distintos modos de falha do sistema.

### **1.3. APLICAÇÕES EM LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Uma linha de transmissão (LT) é um sistema composto por um grande número de componentes, tais como: torres (suportes), fundações, cabos, cadeias de isoladores e ferragens, cuja função é transmitir a energia elétrica gerada em uma usina, de forma regular e contínua, até as subestações de distribuição de energia. A partir daí, as linhas de distribuição levam a energia até os consumidores. A falha de qualquer componente pode conduzir a perda da capacidade de transmissão de energia do sistema, caracterizando o caso fundamental de um sistema em série.

No modelo de cálculo da confiabilidade de uma LT, esta deve ser considerada como um sistema, cujas falhas podem ter suas origens divididas em dois grupos: falhas estruturais e falhas elétricas, sendo que qualquer uma delas resulta na interrupção do fornecimento de energia, isto é, no descumprimento da função da linha.

Neste trabalho, o enfoque é dado às falhas estruturais, especificamente nas torres metálicas que, em geral, experimentam danos importantes e requerem considerável tempo de reparo, aumentando o prejuízo causado pela falha.

A principal fonte de carregamento estrutural em uma LT é o vento, responsável pelo esforço máximo em cerca de 80% das barras das torres. As forças exercidas pelo vento são divididas em:

- força sobre os cabos (condutores e pára-raios).
- força sobre os isoladores (cadeia de isoladores);
- força sobre as torres (suportes);

Em algumas regiões devem ser consideradas também as ações induzidas por sismos e/ou aquelas originadas pela formação de gelo. Para a determinação das forças provocadas pelo vento e demais carregamentos no projeto de uma LT, normalmente são adotadas as recomendações da IEC 60826 (2003), a qual constitui uma importante ferramenta para o projeto probabilístico deste tipo de estrutura.

O estudo da confiabilidade de torres metálicas de LT consiste numa das aplicações mais significativas na engenharia estrutural, pela sua importância econômica, uma vez que o colapso de torres ocorre com uma frequência maior do que a ruína de outros tipos de estrutura. Dados observados indicam uma taxa de falha anual da ordem de  $10^{-2}$  a  $10^{-3}$  (Menezes, 1992). Ainda que uma probabilidade de falha relativamente alta seja aceitável neste tipo de estrutura, pelo baixo risco de perda de vidas humanas, o custo do reparo somado ao dano pela energia não fornecida ao consumidor é muito alto, e também deve ser considerado. Qualquer decisão sobre a melhor relação entre custo e risco não pode ser tomada sem considerar a confiabilidade de cada componente da linha e de todo o sistema. Portanto, os conceitos de confiabilidade são fundamentais no processo de otimização dos projetos, fornecendo uma forte motivação para a indústria de LT utilizar cada vez mais as metodologias de projeto baseadas em confiabilidade.

A busca pelo aprimoramento dos procedimentos de análise e projeto de linhas de transmissão é justificado pelo elevado investimento envolvido na sua construção, e também pelo enorme prejuízo que a falha desse sistema pode trazer às empresas de energia elétrica, ao setor produtivo e à sociedade em geral.

Por exemplo, sabendo que no Brasil o valor de venda da energia elétrica gira em torno de US\$ 40,00 o MWh e, imaginando a falha em uma linha que é capaz de transmitir 1.000 MWh (capacidade aproximada de uma linha de 500 kV), a perda de faturamento seria de US\$ 40.000,00 por hora, ou US\$ 960.000,00 por dia. Considerando também que num acidente com colapso de torres o restabelecimento da energia pode levar alguns dias, e levando em conta o custo do reparo e das perdas causadas ao consumidor pela falta de energia, pode-se



chegar a um prejuízo da ordem de milhões de dólares por evento. Cabe lembrar que, após tal evento, o simples reparo não altera significativamente a confiabilidade da linha, apenas a repõe à condição anterior.

Métodos de projeto de LT baseados em critérios de confiabilidade têm sido aplicados nos últimos anos, como por exemplo, as recomendações da IEC 60826 (2003). Entretanto, como requisito básico para o uso correto destes métodos, é necessário o conhecimento das distribuições de probabilidade das variáveis básicas envolvidas, tais como a ação do vento e a resistência dos componentes. As características estatísticas das variáveis podem ser satisfatoriamente descritas quando se dispõe de uma determinada quantidade de dados observados. Assim, o modelo de probabilidade e os correspondentes parâmetros requeridos no projeto podem ser convenientemente estimados.

Estudos relacionados à descrição estatística da resistência de materiais, componentes e torres de LT têm sido publicados na literatura, como por exemplo, nos trabalhos de Paschen *et al.* (1988), Riera e Menezes (1989), Riera *et al.* (1990), Menezes (1990), Menezes *et al.* (1996), Menezes e Silva (2003) e Kaminski *et al.* (2003). A identificação do tipo de vento com sua respectiva caracterização probabilística também tem recebido especial atenção, como nos trabalhos de Davenport (1979), Riera e Nanni (1983 e 1987), Norville *et al.* (1985 e 1986), Riera *et al.* (1989), Alam e Santhakumar (1994), Riera e Rocha (1998), Loredou-Souza e Davenport (1998), Riera e Menezes (1999), entre outros.

De acordo com a IEC 60826 (2003), a confiabilidade de uma linha está associada a um dado período de retorno das ações, usualmente uma velocidade de vento. No entanto, nenhuma referência é feita ao modelo mecânico utilizado na determinação da resposta da torre (deslocamentos, esforços e tensões nas barras, etc.) frente às ações externas.

No projeto das torres, as ações que apresentam características dinâmicas, como por exemplo, a ação do vento e a ruptura de cabos, são consideradas implicitamente através de “ações estáticas equivalentes” a fim de simplificar a análise. Ainda, 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. Cabe salientar que em alguns tipos de torres, como por exemplo, torres estaiadas, têm sido usual a análise não-linear geométrica. Nos “modelos usuais” alguns fatores importantes 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 precisos poderiam ser obtidos se todos estes fatores fossem considerados, e se as ações dinâmicas fossem consideradas como tal, o que poderia levar a uma estrutura mais econômica, porém com um indesejável nível de complexidade no projeto.

É importante destacar que qualquer economia no custo de uma torre deve ser considerada, pois normalmente um grande número de torres é construído com um mesmo projeto. Por exemplo, numa linha de 500 km, são construídas mais de 1000 torres, das quais cerca de 800 têm o mesmo projeto (Al-Bermani e Kitipornchai, 1993).

Para comparar a resposta obtida em modelos teóricos de torres metálicas treliçadas com carregamento estático, uma grande quantidade de testes de rotina está disponível, desde os dados de falha de componentes (cabos, barras, etc.) até testes de carga em protótipos de torres, que são ensaios estáticos realizados em verdadeira grandeza, sempre que um novo tipo de torre vai ser fabricado em série. Os ensaios em protótipos consistem numa prática usual na indústria de linhas de transmissão e são discutidos no capítulo 2. Por outro lado, ensaios com carregamento dinâmico, como no trabalho de Silva *et al.* (1983), não são comuns e resultados deste tipo de ensaio são bastante escassos na literatura.

## 1.4. OBJETIVOS

O modelo mecânico e os procedimentos adotados na análise e projeto de torres de LT podem influenciar as previsões (ou os estimadores) da resposta, justificando um estudo para quantificar as incertezas de modelo.

Neste contexto, o propósito do trabalho é avaliar a influência do modelo mecânico nas previsões da resposta de torres metálicas treliçadas de LT, a fim de quantificar essas incertezas e introduzi-las na estimativa da confiabilidade estrutural.

Para isso, inicialmente são avaliados diferentes modelos mecânicos de torres sujeitas a ações estáticas e, a seguir, modelos de torres e trechos de LT submetidos a ações dinâmicas.

Cabe salientar que as incertezas introduzidas pelo modelo das ações não são quantificadas. O estudo está restrito as incertezas no modelo mecânico das torres LT. Assim, na análise estática, as ações são forças nodais determinísticas, perfeitamente localizadas, enquanto que na análise dinâmica a ação é introduzida pela ruptura de um cabo, que caracteriza um carregamento dinâmico “bem definido”. Em resumo, a análise consiste em avaliar as incertezas na predição da resposta das torres, uma vez que todos os parâmetros que definem as ações externas e as propriedades do sistema são inequivocamente prescritos.

Na análise estática, são estudados desde modelos usuais de torres autoportantes, adotados na prática de projeto, até modelos mais aprimorados, a fim de determinar esforços nas barras e deslocamentos nodais. A dispersão nos resultados numéricos entre os diversos modelos é usada para quantificar as incertezas relacionadas ao modelo mecânico, e os dados disponíveis de ensaios estáticos em protótipos são utilizados para verificar os modelos que mais se aproximam dos resultados experimentais.

A resposta dinâmica de torres metálicas treliçadas de LT submetidas à ruptura de cabo, é comparada entre vários modelos, com diferentes graus de sofisticação e detalhe. São estudados desde o modelo usual de análise e projeto de torres para este tipo de carregamento, o qual emprega “cargas estáticas equivalentes”, passando por modelos relativamente simples, com uma única torre autoportante sujeita a uma carga variável no tempo, simulando o efeito da ruptura de um cabo, até modelos mais complexos de trechos de LT, os quais incluem várias torres, cabos e cadeias de isoladores. Nesses últimos, diversas fontes de incerteza são avaliadas, tais como: a discretização dos elementos de cabo, as condições de contorno dos elementos de cabo das extremidades, as leis constitutivas dos elementos de barra e de cabo e o amortecimento estrutural.

Por fim, são discutidas e apresentadas possíveis maneiras de considerar explicitamente a incerteza de modelo na estimativa da confiabilidade em códigos de projeto de estruturas de LT.

## 1.5. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está dividido em onze capítulos, indicados a seguir:

As definições gerais e comentários relacionados ao método dos estados limites, à caracterização das incertezas e à estimativa da confiabilidade na engenharia estrutural são apresentados no capítulo 2.

Uma revisão dos trabalhos publicados sobre incertezas de modelo na análise estática e dinâmica de estruturas, bem como os diferentes modelos mecânicos e métodos de solução empregados para a avaliação da resposta estrutural, são apresentados no capítulo 3, onde especial atenção é dada às torres metálicas treliçadas de LT.

O capítulo 4 trata especificamente das torres de LT, abordando desde a classificação e tipos de ações até a prática usual de projeto e os testes de carga em protótipos de torres metálicas treliçadas.

No capítulo 5 são descritas as torres utilizadas na análise estática e apresentados os modelos usualmente empregados no projeto de torres metálicas treliçadas de LT, juntamente com os diversos aspectos considerados importantes e que podem ser introduzidos nestes modelos. Os modelos elaborados levando em conta alguns destes aspectos e os métodos de solução utilizados também são discutidos.

Os ensaios estáticos nos protótipos das torres citadas no capítulo anterior, realizados na estação de testes da empresa *ESKOM Transmission Group*, são descritos no capítulo 6, e os respectivos resultados são apresentados, tanto dos ensaios com cargas aplicadas quanto dos ensaios com deslocamentos impostos na base.

No capítulo 7 todos os modelos empregados na análise estática das torres são detalhados, e os resultados numéricos são apresentados e discutidos.

No capítulo 8 são descritos todos os modelos mecânicos utilizados na análise dinâmica de ruptura de cabo em LT, bem como as leis constitutivas dos elementos e o método de solução empregado.

No capítulo 9 são apresentados e discutidos os resultados numéricos da análise dinâmica de ruptura de cabo de todos os modelos descritos no capítulo anterior.

Possíveis formas de considerar explicitamente as incertezas de modelo na avaliação da confiabilidade estrutural são discutidas no capítulo 10, incluindo um exemplo de aplicação.

Finalmente, no capítulo 11 são apresentadas as considerações finais, conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Nos anexos são colocados textos, tabelas e gráficos necessários para fundamentar e ilustrar o conteúdo do trabalho, dispostos da seguinte forma:

Anexo A: Forças provocadas pelo vento em componentes de linhas de transmissão segundo a IEC 60826 (2003).

Anexo B: Verificação da resistência em torres metálicas treliçadas.

Anexo C: Relações matemáticas e diagramas de interação  $P \times M_p$  para as seções cantoneira da torre “SY”.

Anexo D: Esforços nas barras nos ensaios de protótipo e na análise estática das torres “1”, “2” e “2A” com carregamento aplicado, apresentado como material complementar, disponível apenas no CD que acompanha este trabalho.

## **2. CONCEITOS FUNDAMENTAIS**

Para proporcionar uma melhor compreensão do trabalho, são apresentados neste capítulo alguns conceitos gerais e comentários relacionados ao método dos estados limites, à caracterização das incertezas na engenharia estrutural e à estimativa da confiabilidade estrutural.

### **2.1. MÉTODO DOS ESTADOS LIMITES**

Quando um sistema estrutural é submetido a um determinado carregamento, a sua resposta dependerá do tipo e da magnitude das ações aplicadas e também da resistência e da rigidez da estrutura. A resposta do sistema é considerada satisfatória quando determinados limites de esforços, tensões, deformações ou deslocamentos não são ultrapassados. Tais limites são conhecidos como estados limites da estrutura e são definidos por normas.

Segundo a norma brasileira NBR 8681 (ABNT, 2003), os estados limites de uma estrutura são aqueles a partir dos quais a estrutura apresenta desempenho inadequado às finalidades do projeto. Isto significa que os esforços, as deformações ou os deslocamentos devem ser inferiores a certos valores limites, que dependem do material utilizado e do tipo de estrutura. Quando tais objetivos não são alcançados, quer dizer que um ou mais estados limites foram excedidos.

Os estados limites são classificados em:

- a) Estados Limites Últimos (ELU);
- b) Estados Limites de Serviço (ELS).

Os ELU estão relacionados ao esgotamento da capacidade portante da estrutura, determinando a interrupção do seu uso, no todo ou em parte. Os ELS estão associados a eventos extremos (cargas excessivas) e, como consequência, ao colapso total ou parcial da estrutura.

No caso de estruturas de aço, os estados limites últimos podem ser originados por um ou mais dos seguintes fenômenos:

- a) perda de equilíbrio estático da estrutura, ou de uma parte dela;
- b) ruptura de uma ligação ou seção crítica;
- c) instabilidade total ou parcial;
- d) flambagem de barras como um todo;
- e) flambagem local de elementos de barras.

Os ELS são aqueles que por sua ocorrência, repetição ou duração, provocam danos ou efeitos incompatíveis com as condições especificadas para o uso normal da estrutura durante sua vida útil. Os ELS referem-se ao desempenho da estrutura, podendo impedir sua utilização para o fim ao qual se destina.

Os estados limites de serviço podem ser originados por um ou mais dos seguintes fenômenos:

- a) danos ligeiros ou localizados que comprometam o aspecto estético ou a durabilidade da estrutura;
- b) deformações ou deslocamentos excessivos que afetam a utilização normal da estrutura;
- c) vibrações excessivas que provocam desconforto ou afetam elementos não estruturais.

De acordo com a norma NBR 8800 (ABNT, 1986), o método dos estados limites, utilizado para o dimensionamento dos componentes de uma estrutura de aço (barras, elementos e meios de ligação), requer que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações apropriadas de ações.

O dimensionamento pelo método dos estados limites é um processo de três etapas (Sales *et al.*, 2005):

- 1<sup>a</sup>) identificação de todos os estados limites, ou seja, os modos de colapso e as maneiras pelas quais a estrutura deixaria de preencher os requisitos para os quais foi projetada;

- 2ª) determinação de níveis aceitáveis de segurança contra a ocorrência de cada estado limite;
- 3ª) consideração, pelo calculista da estrutura, dos estados limites significativos.

A 2ª etapa é baseada em métodos probabilísticos, que levam em consideração a variabilidade das ações e das resistências. No entanto, no projeto de uma estrutura o calculista não lida diretamente com probabilidades.

### 2.1.1. Características do método dos estados limites

A verificação da segurança e das boas condições de serviço no método dos estados limites tem um caráter semi-probabilístico, o qual introduz um tratamento adequado as incertezas nas resistências, nas ações e nos seus efeitos (solicitações), através da definição dos valores característicos e de cálculo.

As solicitações nominais ( $S_n$ ) e as resistências nominais ( $R_n$ ) são valores característicos obtidos de curvas estatísticas, ou funções densidade de probabilidade (fdp). Em geral, são valores característicos inferiores ou superiores, correspondentes a um determinado quantil da fdp, por exemplo, 5% ou 95%, como ilustrado na figura 2.1.

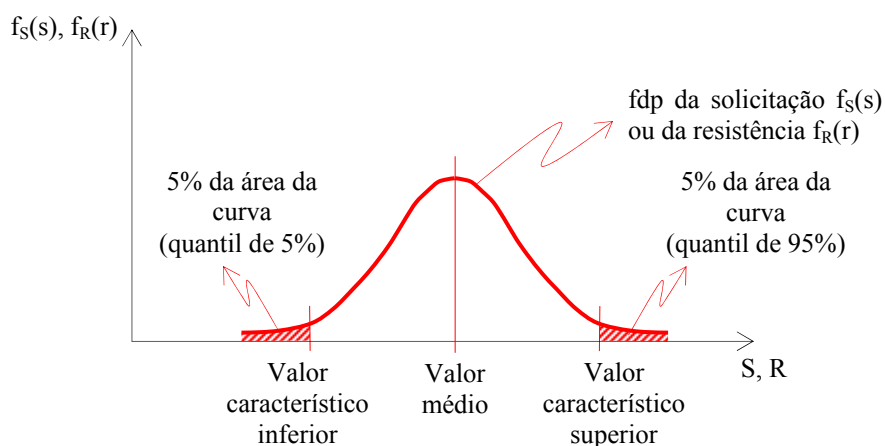


Figura 2.1: Função densidade de probabilidade da solicitação  $S$  ou da resistência  $R$  com os valores característicos.



Para cobrir as incertezas existentes no cálculo estrutural, os valores nominais (ou característicos) das resistências ( $R_k$ ) e das solicitações ( $S_k$ ) são transformados em valores de cálculo (ou de projeto) das resistências ( $R_d$ ) e das solicitações ( $S_d$ ), através da aplicação de coeficientes de ponderação, os quais usualmente minoram as resistências e majoram as ações ou seus efeitos (solicitações).

De forma geral, os coeficientes de ponderação no método dos estados limites são:

- $\gamma_f$  = coeficiente de majoração das ações ou dos seus efeitos (solicitações), aplicado da seguinte forma:

$$S_d = \gamma_f S_k \rightarrow \gamma_f > 1$$

- $\gamma_m$  = coeficiente de minoração das resistências, aplicado da seguinte forma:

$$R_d = R_k / \gamma_m \rightarrow \gamma_m > 1$$

As condições de segurança de toda a estrutura, com referência aos ELU, segundo a NBR 8681 (ABNT, 2003) são expressas por:

$f(S_d, R_d) \rightarrow$  Função de estado limite (fel).

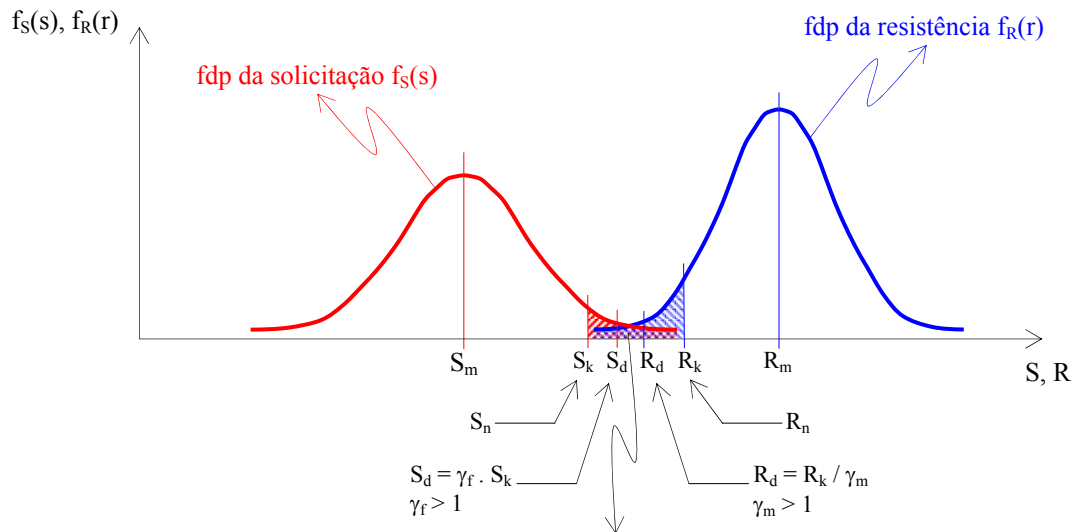
$f(S_d, R_d) = 0 \rightarrow$  significa que um determinado ELU é alcançado.

$f(S_d, R_d) < 0 \rightarrow$  significa que um determinado ELU é ultrapassado.

Quando a segurança é verificada isoladamente, em relação a cada um dos esforços atuantes, a condição de segurança pode ser simplificada, ficando:

$$S_d \leq R_d \tag{2.1}$$

Os coeficientes de ponderação  $\gamma_f$  e  $\gamma_m$ , ilustrados na figura 2.2, são determinados por considerações probabilísticas para cada tipo de estado limite, geralmente como o produto de coeficientes parciais, os quais têm por objetivo quantificar separadamente as várias causas de incerteza.



A probabilidade de falha  $P_f = \text{Prob} [ R < S ]$  é proporcional a área de sobreposição das duas fdp.

Figura 2.2: Fdp da solicitação  $S$  e da resistência  $R$  com os valores nominais (ou característicos) e de cálculo (ou de projeto).

O coeficiente  $\gamma_f$  para as ações e seus efeitos (solicitações) é geralmente considerado como o produto de três coeficientes parciais (válido para os ELU):

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (2.2)$$

onde:  $\gamma_{f1}$  → leva em conta a possibilidade de ocorrência de ações que se afastem do valor característico;

$\gamma_{f2}$  → fator de combinação → leva em conta a probabilidade reduzida de várias ações diferentes, atuando simultaneamente na estrutura, atingirem seus valores característicos ao mesmo tempo. Este fator usualmente é identificado como  $\psi_0$ ;

$\gamma_{f3}$  → leva em conta a imprecisão na determinação das solicitações ou das tensões (incerteza de modelo) e o efeito nas solicitações da variação das dimensões da estrutura entre o projeto e a execução.

A resistência de cálculo (ou de projeto) é dada pela equação 2.3:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_m} \quad (2.3)$$

onde:  $R_k$  é o valor característico inferior da resistência;

$\gamma_m$  é o coeficiente de ponderação das resistências, o qual pode ser escrito na forma:

$$\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3} \quad (2.4)$$

sendo que:

$\gamma_{m1}$  leva em conta a variabilidade da resistência efetiva, transformando a resistência característica num valor extremo de menor probabilidade de ocorrência;

$\gamma_{m2}$  considera as diferenças entre a resistência efetiva do material da estrutura e a resistência medida convencionalmente em corpos-de-prova padronizados;

$\gamma_{m3}$  considera as incertezas existentes na determinação das solicitações resistentes, seja em decorrência dos métodos construtivos ou em virtude do método de cálculo empregado.

O coeficiente de minoração da resistência ( $1 / \gamma_m$ ) na atual norma de projeto de torres metálicas treliçadas de LT, NBR 8850 (ABNT, 2003), é chamado de fator de minoração da resistência ( $\Phi_R$ ), descrito no anexo B. Na norma de projeto de estruturas de aço NBR 8800 (ABNT, 1986), este coeficiente é denominado coeficiente de resistência  $\phi$ , ou mais especificamente:  $\phi_b$  (coeficiente de resistência ao momento fletor),  $\phi_c$  (coeficiente de resistência na compressão),  $\phi_t$  (coeficiente de resistência na tração) e  $\phi_v$  (coeficiente de resistência à força cortante). Cabe salientar que a norma NBR 8800 (ABNT, 1986) está em processo de revisão e deve ser atualizada ainda no ano de 2007.

Segundo Ellingwood *et al.* (1982), um projeto baseado nos conceitos de estados limites, envolve:

- a) identificar os caminhos através dos quais a estrutura pode falhar ou deixar de funcionar para seu uso proposto;

- b) considerar a significância de cada estado limite;
- c) determinar níveis aceitáveis de segurança.

O projetista é responsável pela definição dos estados limites relevantes e pela determinação do nível de segurança da estrutura com respeito a cada estado limite. Para tanto, é necessário identificar as incertezas presentes no projeto.

## **2.2. INCERTEZAS NA ENGENHARIA ESTRUTURAL**

Um sistema estrutural geralmente tem seu desempenho definido segundo leis complexas, o que introduz uma série de incertezas no seu projeto. Tais incertezas têm sua origem no conhecimento limitado do ser humano, na falta de experiência do projetista, nas simplificações, suposições e idealizações feitas na análise e no caráter naturalmente incerto do futuro. Conseqüentemente, a definição de todas as incertezas que afetam o projeto de uma estrutura é extremamente difícil.

A consideração de dados experimentais na definição das dispersões das variáveis envolvidas no problema não é suficiente para eliminar as incertezas. Na maioria das vezes os dados disponíveis são insuficientes para representar integralmente essas variáveis, ou ainda, estão sujeitos a erros (König *et al.*, 1985).

Entretanto, na busca de se prever o comportamento da estrutura com o máximo possível de precisão, algumas das incertezas mais importantes, as quais podem ser probabilisticamente avaliadas, devem ser levadas em consideração no projeto. De acordo com Thoft-Christensen (1982), Ang e Tang (1984), Melchers (1987 e 1989), Riera e Rocha (1993), Barragán (1995) e Ditlevsen e Madsen (2002) as incertezas podem ser classificadas em:

- a) incertezas físicas;
- b) incertezas estatísticas;
- c) incertezas de modelo (ou de modelagem);
- d) incertezas relacionadas a fatores humanos;
- e) incertezas de avaliação;

- f) incertezas fenomenológicas;
- g) incertezas de medição.

A seguir, uma breve descrição de cada uma das incertezas mencionadas.

### ● **Incerteza físicas**

Estão associadas à aleatoriedade inerente às grandezas físicas envolvidas na análise estrutural, cuja dispersão pode ser representada por meio de funções de distribuição de probabilidade, geralmente obtidas da aplicação de modelos estatísticos em observações experimentais.

As incertezas físicas estão presentes nas características da própria estrutura, como por exemplo, na sua geometria e nas propriedades mecânicas do material, ou no ambiente no qual a estrutura está exposta, como nas ações externas (vento, excitação sísmica, etc.). A variabilidade física pode ser quantificada somente através de dados amostrados, cuja quantidade é limitada por questões práticas e econômicas. A sua quantificação é assim afetada pelas incertezas estatísticas.

### ● **Incerteza estatísticas**

São referidas ao erro de estimação, decorrente do número limitado de amostras ou de observações utilizadas na medição de uma grandeza física. Por exemplo, a variabilidade da tensão de escoamento do aço de todas as barras de uma estrutura metálica é estimada por meio de parâmetros que apresentam incerteza estatística, uma vez que não se pode medir a tensão de escoamento de todas as barras da estrutura, mas apenas de uma quantidade limitada de amostras. Portanto, a incerteza estatística surge simplesmente pela falta de informação completa do conjunto de dados.

Segundo Melchers (1987), as incertezas estatísticas podem ser incorporadas em uma análise de confiabilidade considerando os parâmetros que descrevem as distribuições de probabilidade das variáveis básicas, tais como a média e a variância, como variáveis aleatórias.

A incerteza estatística pode também ser considerada através de uma função de distribuição de probabilidade. É possível usar uma aproximação Bayesiana (Baecher, 1982 e Ditlevsen, 1991) para redefinir essa função de distribuição, de forma a incorporar mais informação obtida a partir de novos dados.

### ● Incertezas de modelo (ou de modelagem)

A engenharia estrutural exige como condição *sine qua non* o uso de modelos. Um modelo implica numa representação simplificada do sistema estrutural, que torne possível a obtenção de expressões matemáticas capazes de descrever o comportamento do sistema com suficiente precisão.

Assim, as incertezas de modelo são decorrentes do uso de modelos matemáticos para prever o comportamento do sistema estrutural frente às ações externas ou estados iniciais impostos. Tais modelos, ferramentas básicas em cálculos de engenharia, são idealizações e descrevem a realidade dentro de um determinado grau de aproximação, o qual não é totalmente conhecido. Logo, a incerteza de modelagem depende do conhecimento disponível sobre a aplicação do carregamento e o comportamento do sistema estrutural.

De acordo com Thoft-Christensen e Baker (1982), a incerteza de modelo, associada com um modelo matemático particular, pode ser expressa em termos da distribuição de probabilidade da variável  $X_m$ , definida como:

$$X_m = \frac{\text{Resposta real}}{\text{Resposta prevista usando o modelo}} \quad (2.5)$$

Neste contexto, cabe lembrar uma observação de Nozer Singpurwalla, professor da Universidade de Washington, EUA, citada no trabalho de Riera (2002), sobre uma atitude, comum a muitos cientistas e engenheiros: “acabam substituindo a realidade, isto é, a parte do universo que estão interessados, pelo modelo com o qual habitualmente prevêem o seu comportamento. É surpreendente observar a naturalidade com que utilizam o modelo usual, mesmo contra evidência que indica que o mesmo não é adequado”.

Na maioria das estruturas a incerteza de modelo tem um efeito significativo sobre a resposta prevista e não deve ser desprezada. Tal incerteza pode ser percebida quando existe uma variabilidade nos resultados provenientes de diferentes modelos, supondo que todos são aceitáveis para o sistema estrutural em questão.

O problema básico na engenharia estrutural pode ser definido como um problema de entrada/saída, conforme ilustrado na figura 2.3, onde a entrada representa um carregamento aplicado ou deslocamentos impostos em uma estrutura, o sistema é a própria estrutura e a saída é a sua resposta em termos de deslocamentos, tensões, deformações, etc. Em todas estas etapas existem incertezas, o que sugere que as incertezas de modelo podem ter pelo menos duas origens diferentes:

- a) a primeira, relativa a entrada, está relacionada ao modelo das ações aplicadas, ou combinações de ações, referida como incerteza de modelo das ações;
- b) a segunda refere-se ao modelo matemático usado para descrever a estrutura e suas vinculações, e também ao método de solução empregado na predição da resposta, que leva em conta o sistema e a entrada, e resulta na saída ou resposta da estrutura. Esta é denominada incerteza de modelo mecânico.



Figura 2.3: Problema básico da engenharia estrutural.

Pode-se adicionar ainda a incerteza de modelo relacionada à formulação dos estados limites relevantes, citada por Ditlevsen e Madsen (2002), e referida como incerteza de modelo físico, uma vez que a função de estado limite é um modelo matemático que normalmente envolve muitos parâmetros físicos, podendo haver incerteza na escolha destes parâmetros, o que resultaria na dúvida sobre o estado da estrutura (falha ou não-falha) determinado por esta função.

Deve-se salientar que cada uma das subdivisões citadas anteriormente pode ser interpretada de maneira diferente em um projeto estrutural, já que o conhecimento não é o mesmo para diferentes projetistas, indicando que este tipo de incerteza também está associado a fatores

humanos, os quais constituem por si só uma categoria especial de incertezas no projeto de estruturas.

Neste trabalho o enfoque é dado às incertezas de modelo mecânico para a avaliação da resposta de estruturas metálicas do tipo torre treliçada.

### ● **Incertezas relacionadas a fatores humanos**

As incertezas resultantes do envolvimento humano no projeto de estruturas podem ser consideradas em duas categorias: erros humanos e intervenção humana.

Os erros humanos estão vinculados tanto à variabilidade do desempenho humano quanto a atos grosseiramente errôneos, enquanto que a intervenção humana implica na redução ou compensação dos erros humanos através de medidas precativas ou corretivas. Uma investigação detalhada, incluindo a classificação e modelagem dos erros humanos e as estratégias de intervenção humana, é dada por Melchers (1987).

O conhecimento destas incertezas é limitado, sendo na sua maioria de caráter qualitativo. No entanto, é evidente que o seu efeito provoca um aumento da incerteza no projeto estrutural.

### ● **Incertezas de avaliação**

Estão relacionadas ao juízo humano ou experiência subjetiva, responsável pela definição e quantificação do desempenho do sistema estrutural, bem como pela caracterização dos estados de falha e não-falha. Este tipo de incerteza está intimamente relacionado com as incertezas de modelo citadas anteriormente.



- **Incerteza fenomenológica**

Está associada à ocorrência de eventos imprevistos, pela falta de conhecimento completo de todos os aspectos relevantes que devem ser considerados no projeto, não pela falta de informação ou experiência do projetista e sim pela falta de conhecimento humano no instante em que o projeto é executado. Exemplos típicos de falha estrutural relacionadas a este tipo de incerteza incluem o colapso da ponte Tay Bridge em 1879, em razão da subavaliação da ação de ventos extremos, e da ponte Tacoma Narrows Bridge em 1940, em virtude da instabilidade dinâmica do deck provocada pelo vento (Melchers, 1987).

Esta categoria de incertezas torna-se particularmente relevante em projetos de sistemas estruturais quando são utilizadas tecnologias novas ou em desenvolvimento, ou quando tecnologias já estabelecidas são aplicadas em uma escala ou ambientes diferentes. Fica claro, portanto, que em tais projetos apenas uma estimativa subjetiva dos efeitos deste tipo de incerteza pode ser determinado.

A importância da consideração das incertezas fenomenológica e de erro humano, sempre que técnicas ou tecnologias inovadoras são empregadas, é demonstrada nos trabalhos de Riera *et al.* (1995) e Riera e Rocha (1996), onde fica evidenciado que para produzir uma avaliação da confiabilidade de um sistema estrutural é necessário lidar, de uma maneira quantitativa, com ambas as incertezas a fim de que se possa fornecer resultados úteis em um processo de tomada de decisão.

- **Incertezas de medição**

De acordo com Ditlevsen e Madsen (2002), variações observadas em resultados de testes experimentais sobre qualquer grandeza física de um determinado material expressam a soma das flutuações físicas (incertezas físicas), inerentes ao material ensaiado, com as flutuações inerentes ao método de ensaio, as quais contribuem para um tipo de incerteza chamada de incerteza de medição.

Na prática, a fronteira entre os tipos de incertezas nem sempre é clara para o analista ou projetista, fato que ocorre com maior intensidade entre as incertezas físicas e de modelo.

A figura 2.4 mostra, esquematicamente, os subconjuntos das incertezas de modelo e físicas dentro de todo o espectro de incertezas.

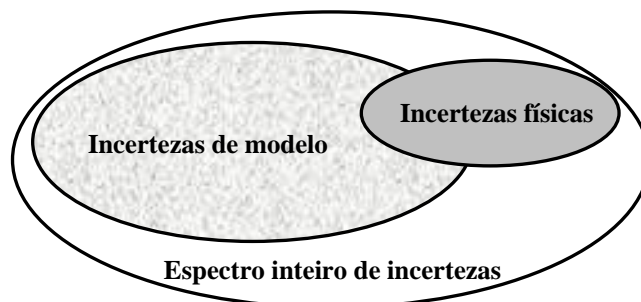


Figura 2.4: Espectro de incertezas (Menezes, 1992).

Existem problemas que têm a característica de trocar de categoria de incerteza com o avanço do conhecimento. Incertezas que atualmente surgem da modelagem mecânica podem ser consideradas como incertezas físicas em um estágio mais avançado do conhecimento. Por exemplo, se a variabilidade nas condições de contorno de um elemento estrutural é desprezada pelo analista, tem-se então um caso de incerteza de modelo. Por outro lado, se a variabilidade pode ser considerada e modelada, o problema muda para um caso de incerteza física.

A determinação das incertezas envolvidas na avaliação do comportamento de um sistema estrutural constitui uma tarefa essencial para a estimativa da confiabilidade. Mesmo que tais incertezas não possam ser determinadas com exatidão, os experimentos disponíveis na engenharia estrutural que confrontam resultados calculados com resultados medidos representam uma informação valiosa que pode permitir uma quantificação mais precisa destas incertezas.

### **2.3. RISCO E CONFIABILIDADE ESTRUTURAL**

Antes de introduzir os conceitos de risco e confiabilidade estrutural, cabe uma breve discussão com relação aos termos “probabilidade” e “propensão”, encontrados com bastante frequência na literatura técnica.

O termo propensão é entendido como uma medida da crença em um evento futuro. Evento é interpretado aqui como um resultado dentro do conjunto de todos os resultados possíveis de um experimento. Já o termo probabilidade é um conceito matemático, cuja definição axiomática, proposta por Kolmogorov (Kolmogorov, 1956), está baseada em três axiomas:

- I)  $0 \leq \text{Prob} \{A\} \leq 1$
- II)  $\text{Prob} \{S\} = 1$
- III)  $\text{Prob} \{A \cup B\} = \text{Prob} \{A\} + \text{Prob} \{B\}$

onde A e B são eventos mutuamente excludentes do conjunto (S) de todos os resultados possíveis de A e B. Se estes eventos não forem mutuamente excludentes, a partir dos axiomas básicos, obtém-se:

$$\text{Prob} \{A \cup B\} = \text{Prob} \{A\} + \text{Prob} \{B\} - \text{Prob} (A \cap B) \quad (2.6)$$

A finalidade desta discussão é elucidar o emprego dos termos “probabilidade de falha” e “propensão à falha” na avaliação da confiabilidade estrutural. Neste trabalho é sugerido que se use “propensão à falha” como termo geral, porém quando a teoria de probabilidades é utilizada na estimativa da confiabilidade, que é o caso na grande maioria dos problemas em engenharia estrutural, o termo “probabilidade de falha” pode ser usado na quantificação da “propensão à falha”.

O risco estrutural pode ser definido como a propensão de que ocorra um evento de falha, ou seja, que um estado limite seja alcançado. Deve-se salientar que o termo “falha” é bastante abrangente, significando a interrupção de uma determinada função da estrutura e não necessariamente a sua ruína. Alguns autores definem risco como a propensão à falha vezes a consequência da falha.

O complemento do risco estrutural é a confiabilidade estrutural, que trata da propensão de que um estado limite não seja alcançado, considerando as duas variáveis fundamentais do projeto estrutural: solicitações - ou efeito das ações - e resistências.

Sabe-se que as propriedades de um sistema estrutural, como por exemplo, a sua resistência mecânica, bem como as ações e seus efeitos, possuem características estatísticas (aleatórias).

Tais variações estatísticas estão referenciadas em alguns trabalhos citados por Freudenthal (1956). Assim, o fenômeno de falha deve ser descrito em termos probabilísticos. Na realidade, o risco de falha está implícito em todos os sistemas estruturais, uma vez que a segurança absoluta de uma estrutura é economicamente inviável e teoricamente sem sentido (Freudenthal, 1947).

A segurança de uma estrutura está relacionada com a resistência de seus componentes e com as máximas solicitações, função das ações ou combinações de ações que podem atuar durante sua vida útil. Em razão da dificuldade de quantificar estas variáveis, a segurança da estrutura pode ser assegurada somente em termos da propensão de que a resistência disponível (capacidade estrutural) seja adequada para suportar tais ações, ou combinações de ações, durante a vida útil da estrutura.

Estruturas ou componentes estruturais falham quando são submetidos a uma ação ou combinação de ações que produz um efeito extremo, de magnitude suficiente para que a estrutura atinja um estado limite, que pode ser uma condição última ou de serviço (utilização). Uma parte do problema consiste em prever a magnitude destes eventos extremos, enquanto que a outra parte está relacionada à resistência ou a rigidez dos componentes estruturais. Portanto, é necessário determinar modelos de probabilidade para as duas partes do problema, incluindo todas as incertezas que dizem respeito às ações e seus efeitos e à resistência ou rigidez dos componentes.

De acordo com Thoft-Christensen e Baker (1982), o termo confiabilidade estrutural deve ser considerado como tendo dois significados, um no sentido geral e outro matemático.

No sentido mais geral, a confiabilidade de uma estrutura é sua habilidade para cumprir os propósitos de projeto, durante um determinado período de tempo. Já no sentido matemático, a confiabilidade é a probabilidade de que a estrutura não alcançará nenhum dos estados limites ou modos de falha especificados durante um determinado período de referência.

A definição do período de referência é fundamental na análise da confiabilidade, uma vez que a maioria das ações em estruturas varia de forma incerta com o tempo e, portanto, a propensão de que uma determinada intensidade da ação seja excedida em um intervalo de tempo depende do tamanho deste intervalo. Assim, a confiabilidade é dependente do tempo em que a

estrutura fica exposta ao carregamento, sendo também afetada quando as propriedades do material variam, normalmente deterioram, com o tempo.

Os problemas de confiabilidade estrutural, no caso fundamental, podem ser formulados como um problema de capacidade ou resistência (R) versus demanda ou efeito das ações (S). A análise é usualmente fundada no cálculo do complemento da confiabilidade, ou seja, o risco estrutural ou propensão à falha ( $P_f$ ).

Admitindo que “S” e “R” são variáveis aleatórias estatisticamente independentes cujas distribuições de probabilidade são perfeitamente conhecidas pelo resultado de uma longa série de medições experimentais, e que estas distribuições são estacionárias no tempo, a propensão à falha ( $P_f$ ), ou probabilidade de falha neste caso, pode ser avaliada pela solução da seguinte integral (Freudental *et al.*, 1966):

$$P_f = \text{Prob}[(R - S) \leq 0] = \int_0^{\infty} F_R(x) f_S(x) dx \quad (2.7)$$

onde:  $F_R(x)$  é a função de probabilidade acumulada (fpa) da resistência “R”, também conhecida como função distribuição de probabilidade e  $f_S(x)$  é a função densidade de probabilidade (fdp) da solicitação “S”. A equação 2.7 é conhecida como integral de convolução com respeito a “x”, correspondendo à soma de todos os casos de solicitação (efeito das ações) para os quais a resistência não excede a solicitação.

Alternativamente,  $P_f$  pode ser escrita em termos da função de probabilidade acumulada da solicitação ( $F_S(x)$ ) e da função densidade de probabilidade da resistência ( $f_R(x)$ ), como:

$$P_f = \text{Prob}[(R - S) \leq 0] = \int_0^{\infty} [1 - F_S(x)] f_R(x) dx \quad (2.8)$$

Considerando que  $P_f$  é a probabilidade de que  $(R - S) \leq 0$ , a equação 2.7 pode ser entendida como:

A probabilidade de que o efeito das ações “S”, atuando em um membro, esteja dentro dos limites “x” e “x+dx” é igual à área  $f_S(x).dx$ , e a probabilidade de

que a resistência “R” do membro seja menor ou igual a “x” vale  $F_R(x)$ . Imaginando que estes dois eventos são mutuamente independentes, a probabilidade de ambos ocorrerem simultaneamente é dada pelo produto de cada uma das probabilidades ocorrendo separadamente. Portanto, a probabilidade para cada elemento “dx” é igual a  $f_S(x).F_R(x).dx$ . Considerando todos os possíveis valores de resistência (r) e de efeito das ações (s), representados por “x”, isto é, tomando-se a integral sobre todo o “x”, a  $P_f$  da equação 2.7 é obtida. Cabe salientar que o limite inferior de integração é zero porque “R” e “S” são considerados sempre positivos.

Segundo Freudenthal *et al.* (1966): “a probabilidade de falha é o limite estocástico da proporção de estruturas que devem falhar quando cada uma das estruturas selecionadas aleatoriamente da população  $F_R(x)$  é submetida a uma ação selecionada aleatoriamente da população  $F_S(x)$ .” Sugere-se que o termo probabilidade, neste caso, seja substituído por propensão.

No sentido mais amplo, as duas variáveis fundamentais que representam a resistência “R” e a solicitação “S” em uma estrutura podem ser funções de muitas outras variáveis, denominadas variáveis básicas do problema, as quais também apresentam incertezas. Neste contexto, com o propósito de generalização da formulação, é definida a função de estado (Ang e Tang, 1984):

$$g(\vec{X}) = g(X_1, X_2, \dots, X_n) \quad (2.9)$$

onde:  $\vec{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$  é o vetor que contém as  $n$  variáveis básicas do problema, e a função  $g(\vec{X})$  indica o estado do sistema, de forma que:

$[g(\vec{X}) > 0] \Rightarrow$  Estado de segurança: determina o domínio de segurança;

$[g(\vec{X}) < 0] \Rightarrow$  Estado de falha: determina o domínio de falha.

Logo, a função de estado limite do problema é definida como  $g(\vec{X}) = 0$ , a qual é uma superfície  $(n - 1)$  dimensional (hiper-superfície) no espaço amostral  $n$ -dimensional das variáveis básicas. Esta superfície é geralmente chamada de superfície de falha para o estado

limite em consideração e determina a fronteira entre o domínio de falha e o domínio de segurança, ou seja, divide todas as possíveis combinações das  $n$  variáveis básicas ( $\vec{X}$ ) que causam a falha daquelas combinações que não causam a falha. Deve-se notar que este é um conceito inteiramente determinístico.

Sendo a função densidade de probabilidade conjunta das  $n$  variáveis básicas expressa por  $f_{x_1, x_2, \dots, x_n}(x_1, x_2, \dots, x_n)$ , ou simplesmente  $f_{\vec{X}}(\vec{x})$ , a propensão à falha, correspondente a integral de volume de  $f_{\vec{X}}(\vec{x})$  sobre o domínio de falha ( $g(\vec{X}) < 0$ ), fica:

$$P_f = \underbrace{\int \int \dots \int}_{(g(\vec{X}) < 0)} f_{\vec{X}}(\vec{x}) \, d\vec{x} \quad (2.10)$$

Se as variáveis básicas são estatisticamente independentes, a equação 2.10 pode ser substituída por:

$$P_f = \underbrace{\int \int \dots \int}_{(g(\vec{X}) < 0)} f_{x_1}(x_1) f_{x_2}(x_2) \dots f_{x_n}(x_n) \, dx_1 \, dx_2 \dots dx_n \quad (2.11)$$

onde:  $f_{x_1}(x_1)$ ,  $f_{x_2}(x_2)$ , ...,  $f_{x_n}(x_n)$  são as funções densidade de probabilidade marginais das variáveis básicas.

Na maioria dos casos, a avaliação da  $P_f$  através das equações acima é uma tarefa complexa, principalmente quando o número de variáveis é grande ou as funções de probabilidade destas variáveis não são Gaussianas, ou ainda quando a função de estado não é linear. A solução analítica ou numérica destas equações pode ser aplicada em poucos casos práticos, uma vez que dificilmente existem dados suficientes para definir a função densidade de probabilidade conjunta das  $n$  variáveis básicas, e mesmo se esta função fosse conhecida, ou as funções densidade marginais no caso da equação 2.11, a integração numérica multidimensional exigiria um enorme esforço computacional em problemas freqüentes com grande dimensão.

Para superar estas dificuldades, tais equações podem ser avaliadas utilizando-se métodos aproximados, como por exemplo, os métodos de confiabilidade de primeira ordem (FORM - *First Order Reliability Methods*), os métodos de segunda ordem (SORM - *Second*

*Order Reliability Methods*) e suas variações, os quais envolvem a substituição da função de estado limite real por uma função aproximada, de maneira que o problema possa ser analisado de forma fechada.

Outra possibilidade de avaliar a  $P_f$  é através de técnicas baseadas em simulação, como o método de Monte Carlo, que consiste numa abordagem mais versátil, avaliando a integral da equação 2.10 ou diretamente simulando o fenômeno de falha.

- Caso de variáveis aleatórias normais (Gaussianas):

A determinação analítica da integral de convolução da equação 2.7 só é possível para poucas distribuições. O caso mais comum é quando “R” e “S” são duas variáveis aleatórias normais e independentes com médias  $\mu_R$  e  $\mu_S$  e variâncias  $\sigma_R^2$  e  $\sigma_S^2$ , respectivamente.

Definindo a margem de segurança “Z” e o critério de falha por:

$$Z = R - S \leq 0 \quad (2.12)$$

Deste modo, “Z” também será uma variável aleatória normal. Considerando as propriedades aditivas das variáveis aleatórias normais e independentes, o valor médio e a variância de “Z” podem ser obtidos por:

$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \quad (2.13)$$

$$\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2 \quad (2.14)$$

onde:  $\sigma_Z$ ,  $\sigma_R$  e  $\sigma_S$  são os desvios padrões da margem de segurança, da resistência e da solicitação, respectivamente. Além disso,  $(Z - \mu_Z) / \sigma_Z$  possui distribuição normal padrão (com média zero e variância unitária), então:



$$P_f = \text{Prob}[(R - S) \leq 0] = \text{Prob}[Z \leq 0] = f_Z(0) = \Phi\left(\frac{0 - \mu_Z}{\sigma_Z}\right) \quad (2.15)$$

onde:  $\Phi$  é a função de probabilidade acumulada (fpa) normal padrão, extensivamente tabelada em textos básicos de estatística.

Assim, a confiabilidade estrutural resulta uma função de  $\mu_Z/\sigma_Z$ , chamada de índice de confiabilidade  $\beta$ , calculado por:

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (2.16)$$

Logo, a propensão à falha é dada por:

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (2.17)$$

Este índice proporciona uma alternativa adicional na quantificação da propensão à falha, sendo inclusive mais conveniente, pois enquanto a  $P_f$  varia entre  $10^{-2}$  e  $10^{-9}$  na maioria dos problemas estruturais,  $\beta$  varia entre 2 e 6.

- Caso de variáveis aleatórias log-normais:

Considerando agora que “R” e “S” são duas variáveis aleatórias log-normais e independentes com média  $\mu_R$  e  $\mu_S$  e coeficientes de variação  $CV_R$  e  $CV_S$ , respectivamente.

A razão de segurança “Z” e o critério de falha podem ser expressos por:

$$Z = R / S \leq 1 \quad (2.18)$$

ou então:

$$[\ln(R) - \ln(S)] \leq 0 \quad (2.19)$$

Por definição, se “R” e “S” são variáveis aleatórias log-normais, então  $\ln(R)$  e  $\ln(S)$  são variáveis aleatórias normais, e a sua diferença também será uma variável aleatória normal, assim:

$$P_f = \text{Prob} \{ [\ln(R) - \ln(S)] \leq 0 \} = \text{Prob} [ Z \leq 1 ] = \Phi \left( - \frac{\mu_{\ln(R)} - \mu_{\ln(S)}}{\sqrt{\sigma_{\ln(R)}^2 + \sigma_{\ln(S)}^2}} \right) \quad (2.20)$$

Chegando-se a:

$$P_f = \Phi(-\beta) = \Phi \left( - \frac{\ln(\mu_R / \mu_Q)}{\sqrt{CV_R^2 + CV_Q^2}} \right) \quad (2.21)$$

### 3. INCERTEZAS DE MODELO

Neste capítulo é apresentada uma revisão dos trabalhos encontrados na literatura que tratam das incertezas de modelo na análise estrutural, especificamente a aplicação de diferentes modelos mecânicos e métodos de solução para a determinação da resposta de estruturas. Especial atenção é dada a torres metálicas treliçadas de LT.

O estudo das incertezas de modelo na avaliação da resposta de estruturas e na estimativa da confiabilidade tem recebido pouca atenção, uma vez que um pequeno número de trabalhos pode ser encontrado na literatura. Alguns destes trabalhos estão resumidos a seguir, onde problemas estáticos e dinâmicos são abordados separadamente.

#### 3.1. INCERTEZAS DE MODELO EM PROBLEMAS ESTÁTICOS

Soares (1988) avalia aspectos da incerteza de modelo na previsão da resistência a flambagem de placas de aço empregadas em estruturas navais. Admitindo que a resistência a flambagem de uma placa, bem como seu comportamento pós-flambagem, são governados pela esbeltez ( $\lambda$ ), imperfeições iniciais, tensões residuais, razão de aspecto (relação entre o comprimento e a largura da placa), tipo de carregamento e condições de contorno, diversos modelos foram empregados para determinar a resistência a compressão da placa, considerando três situações com diferentes níveis de incerteza:

- análise da placa em condições de laboratório;
- análise da placa na estrutura real, e
- o projeto da placa.

Para estimar a resistência a compressão em condições de laboratório, é adotada a expressão proposta por Faulkner, onde a resistência à compressão uniaxial ( $\phi$ ) de uma placa simplesmente apoiada nas quatro bordas é função apenas de sua esbeltez ( $\lambda$ ):

$$\phi = \frac{2}{\lambda} - \frac{1}{\lambda^2} \quad (3.1)$$

A esbeltez da placa é definida como:

$$\lambda = b/t \cdot \sqrt{f_y/E} \quad (3.2)$$

onde:  $b$  é a largura da placa,  $t$  é a sua espessura,  $f_y$  é a tensão de escoamento e  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do material.

A incerteza total é medida pelo coeficiente de variação da resistência a compressão da placa ( $CV_\phi = \sigma_\phi / \bar{\phi}$ ), determinado a partir dos resultados experimentais em laboratório, a qual é atribuída às incertezas nos parâmetros que governam o problema (incertezas físicas) e as incertezas de modelagem ( $CV_m$ ). Observa-se que não estão sendo avaliadas as incertezas estatísticas e de medição. As incertezas físicas ( $CV_f$ ) podem ser determinadas com o uso do método de confiabilidade de primeira ordem (FOSM – *First Order Second Moment Method*), o qual é baseado numa aproximação linear das relações funcionais e na representação das variáveis através de seus dois primeiros momentos estatísticos. Assim, a média e a variância de uma função “F” com muitos parâmetros ( $x_i$ ) podem ser calculadas por:

$$\bar{F}(x_i) = F(\bar{x}_i), \quad i=1, 2, \dots, n \quad (3.3)$$

$$\sigma_F^2 = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \left( \frac{\partial F}{\partial x_i} \right) \left( \frac{\partial F}{\partial x_j} \right) \sigma_i \sigma_j \rho_{ij} \quad (3.4)$$

onde:  $\rho_{ij}$  é o coeficiente de correlação entre as variáveis  $x_i$  e  $x_j$ , igual a 1 quando  $i = j$ ,  $\sigma_i$  é o desvio padrão de  $x_i$ ,  $\sigma_j$  é o desvio padrão de  $x_j$ .

Desta forma, a incerteza física ( $CV_f$ ) fica:

$$CV_f^2 = \left( \frac{d\phi}{d\lambda} \right)^2 \frac{\sigma_\lambda^2}{\bar{\phi}^2} = \left[ \frac{2(1-\lambda)}{(2\lambda-1)} \right]^2 CV_\lambda^2 \quad (3.5)$$

Onde a incerteza na esbeltez da placa, medida pelo coeficiente de variação ( $CV_\lambda$ ), é também determinada com o uso do FOSM, pela equação (3.4), a partir da variabilidade e da correlação das seguintes variáveis independentes: espessura e largura da placa, tensão de escoamento e módulo de elasticidade do aço, chegando-se a  $CV_\lambda = 0,07$ .

A incerteza de modelo é representada por uma quantidade aleatória ( $\phi_m$ ), com valor médio unitário, definida por:

$$\phi = \phi_m \left( \frac{2}{\lambda} - \frac{1}{\lambda^2} \right) \quad (3.6)$$

Neste caso, a incerteza total de  $\phi$ , admitindo que  $\phi_m$  e  $\lambda$  não são correlacionadas, é dada por:

$$CV_\phi^2 = \left[ \frac{2(1-\lambda)}{(2\lambda-1)} \right]^2 CV_\lambda^2 + CV_m^2 = CV_f^2 + CV_m^2 \quad (3.7)$$

onde:  $CV_m$  é o coeficiente de variação associado com a incerteza de modelo ( $\phi_m$ ).

Conhecendo a incerteza total ( $CV_\phi$ ) através dos ensaios de laboratório, e utilizando a expressão acima, a incerteza de modelo pode ser avaliada. A figura 3.1 mostra como as incertezas físicas e de modelo contribuem para a incerteza total, com  $CV_\lambda = 0,07$ .

Da figura 3.1 pode-se observar que, para uma esbeltez da placa entre 1,5 e 3,5, as incertezas nos parâmetros básicos (incertezas físicas) levam a um coeficiente de variação ( $CV_f$ ) entre 0,035 e 0,06, que é apenas parte da variabilidade observada nos ensaios. O coeficiente de variação residual é atribuído a incerteza de modelo ( $CV_m$ ), o qual toma valores entre 0,063 e 0,10, ou seja, maior que o coeficiente de variação relacionado as incertezas físicas ( $CV_f$ ). Cabe salientar que as fontes de incerteza que não são explicitamente consideradas, tais

como, imperfeições iniciais e tensões residuais, bem como erros experimentais são atribuídas ao modelo.

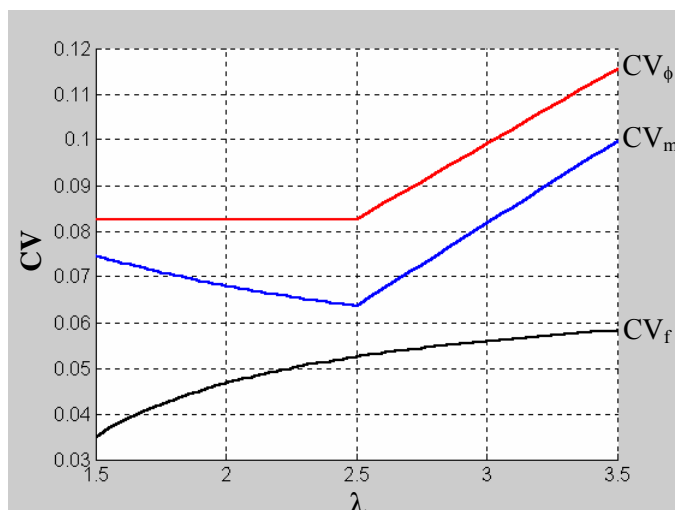


Figura 3.1: Incerteza total ( $CV_\phi$ ), de modelo ( $CV_m$ ) e física ( $CV_f$ ) na resistência a compressão de placas de aço ensaiadas em laboratório.

A incerteza de modelo, determinada para a situação de laboratório, é estendida para as situações real e de projeto, onde novos parâmetros são considerados, como o efeito da soldagem, das condições de contorno, etc. Em todos os casos é demonstrado um aumento na incerteza total ( $CV_\phi$ ) com a inclusão das incertezas de modelo ( $CV_m$ ).

Um ambicioso estudo conduzido pela CIGRÉ (1990) avalia a dispersão na resposta de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão (LT), introduzida pelo modelo mecânico adotado. Duas torres são analisadas por vinte e sete projetistas e consultores de vários países do mundo. Cada participante adotou um modelo mecânico para a análise das torres, submetidas a um carregamento especificado, com o objetivo de prever os esforços e as resistências de algumas barras selecionadas, além da carga última das torres.

Em virtude da simplicidade da estrutura e de seus componentes, os quais podem ser modelados por elementos de treliça espacial e/ou pórtico espacial, pode-se esperar uma pequena variabilidade nos resultados previstos. No entanto, os resultados encontrados divergem consideravelmente, como pode ser observado na tabela 3.1.

Numa segunda etapa do estudo, foram realizados ensaios de protótipo nas duas torres, a fim de medir os esforços axiais nas barras selecionadas, bem como a capacidade das torres.

Na tabela 3.2 são apresentados os resultados em termos da relação entre os valores estimados e os valores medidos.

Baseado nestes resultados fica claro que o modelo escolhido pelo projetista (treliça espacial, pórtico espacial, inclusão de barras redundantes, consideração das excentricidades, análise linear, não-linear, etc.) pode ter um impacto significativo sobre o projeto e conseqüentemente sobre o nível de confiabilidade de uma torre.

Tabela 3.1: Dispersão entre os resultados dos participantes.

	Torre 1			Torre 2		
	CV mínimo	CV máximo	CV médio	CV mínimo	CV máximo	CV médio
Esforço axial estimado nas barras selecionadas	4,4%	22,0%	10,7%	1,2%	42,4%	8,8%
Resistência estimada das barras selecionadas	7,7%	27,9%	14,6%	6,0%	33,2%	18,2%
Resistência estimada da torre	-	-	37,1%	-	-	21,0%

Fonte: CIGRÉ, 1990.

CV denota o coeficiente de variação entre os resultados dos participantes.

Tabela 3.2: Relação entre valores calculados e valores medidos.

	Torre 1	Torre 2
Média do esforço calculado nas barras / esforço medido nas barras	0,99 CV = 10,2 %	1,01 CV = 32,8 %
Resistência calculada da torre / resistência medida da torre	0,70	0,64

Fonte: CIGRÉ, 1990.

CV denota o coeficiente de variação entre os valores da relação: esforços calculados / esforços medidos nas barras.

Menezes (1992) apresenta um estudo analítico e computacional para avaliar a influência das incertezas físicas e de modelo na estimativa da confiabilidade estrutural de uma torre metálica

de LT, modelada considerando a variabilidade nas condições de contorno das barras, nas tensões iniciais e nas propriedades do material. A incerteza nas condições de contorno das barras é atribuída à variabilidade na força de aperto dos parafusos nas ligações, na rugosidade e na dimensão das superfícies em contato dos perfis. As tensões iniciais são introduzidas nos elementos estruturais por causa das imprecisões originadas pelas tolerâncias admitidas no processo de fabricação dos perfis, portanto de caráter aleatório. As incertezas nas propriedades mecânicas do material são intrínsecas às grandezas físicas.

Elementos finitos estocásticos são utilizados na avaliação probabilística da resposta, permitindo levar em consideração a variabilidade espacial e a correlação entre as propriedades mecânicas do material, além das incertezas na geometria. No entanto, tal metodologia pode avaliar apenas um subconjunto de todo o espectro de incertezas presentes na resposta real da estrutura.

Aproveitando a disponibilidade de dados de falha dos testes destrutivos em protótipos de torres, a resposta obtida na análise por elementos finitos estocásticos é comparada com os resultados dos ensaios, e as discrepâncias são atribuídas às incertezas no modelo mecânico, as quais são adicionadas a formulação clássica de confiabilidade estrutural através de um vetor aleatório  $\vec{A}$ . Assim, estas incertezas são quantificadas e utilizadas na estimativa da propensão a falha ( $P_f$ ) de torres. Neste caso a  $P_f$  é avaliada no sentido probabilístico e a sua dispersão serve como uma medida qualitativa do modelo mecânico utilizado.

Os resultados numéricos demonstram que a variabilidade das condições de contorno e das tensões iniciais nas barras tem pouca influência sobre o valor da carga última da torre. Entretanto, as incertezas nas propriedades do material e a correlação entre estas variáveis, aplicadas a um modelo de elementos finitos que considera grandes deslocamentos e flambagem inelástica, apresentam resultados que sugerem o uso desta metodologia na avaliação da  $P_f$  de torres.

Os exemplos descritos neste trabalho ilustram que as incertezas de modelo são significativas na avaliação da confiabilidade estrutural e, portanto, devem ser incorporadas na análise de torres metálicas de LT.

Karadeniz (2001) apresenta um procedimento para considerar as incertezas de modelo na avaliação da confiabilidade a fadiga de estruturas offshore. Neste trabalho, as incertezas de



modelo são divididas em incertezas de origem estrutural e incertezas relacionadas ao carregamento e ao ambiente que a estrutura está exposta. As incertezas de origem estrutural são geralmente encontradas nas matrizes de massa, de rigidez e nas razões de amortecimento da estrutura. As incertezas na matriz de rigidez são de particular interesse e são atribuídas às imperfeições na espessura dos membros, às variações na flexibilidade dos nós e nos parâmetros da fundação, ou seja, as constantes de mola, quando a fundação é representada por um sistema de molas. A matriz de rigidez total no espaço das variáveis que caracterizam as incertezas é apresentada como:

$$X_k [\mu_k] = X_t [\mu_{kt}] + X_r [\mu_{kr}] + X_g [\mu_{ks}] \quad (3.8)$$

onde:  $X_k$  é o parâmetro que representa a incerteza da matriz de rigidez do sistema com valor médio unitário;

$[\mu_k]$  é a matriz que contém os valores médios dos coeficientes de rigidez do sistema;

$X_t$ ,  $X_r$  e  $X_g$  são os parâmetros que representam as incertezas das matrizes  $[\mu_{kt}]$ ,  $[\mu_{kr}]$  e  $[\mu_{ks}]$ , respectivamente, todos com valor médio igual a 1;

$[\mu_{kt}]$ ,  $[\mu_{kr}]$  e  $[\mu_{ks}]$  contêm os valores médios dos coeficientes de rigidez das matrizes relacionadas à espessura dos membros, a flexibilidade dos nós e a rigidez da fundação.

Em uma análise de confiabilidade, a variável  $X_k$  representa a incerteza total relacionada à matriz de rigidez do sistema. A variância desta variável é estimada a partir das rigidezes generalizadas, calculadas com o uso das matrizes de rigidez médias.

Um exemplo de aplicação de uma estrutura offshore com 62,5 m de altura é apresentado, a fim de demonstrar a influência destes fatores na estimativa da confiabilidade a fadiga. Nesta análise, a estrutura é modelada com barras de pórtico espacial, e a fundação representada por um sistema de molas sem massa, como ilustrado na figura 3.2.

Os resultados da análise de confiabilidade mostram que, entre as incertezas de origem estrutural de interesse, os parâmetros da fundação e as imperfeições na espessura dos

membros, representam importantes origens de incertezas na estimativa da confiabilidade deste tipo de estrutura.

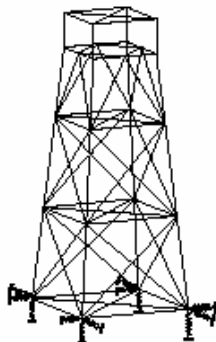


Figura 3.2: Modelo de cálculo 3D de uma estrutura offshore (Karadeniz, 2001).

Camargo (2002) examina alguns aspectos de incerteza de modelo mecânico em torres metálicas de LT, entre eles a interação solo-estrutura, isto é, o efeito dos deslocamentos diferenciais das fundações na distribuição dos esforços nas barras, uma vez que toda fundação sofre deslocamentos (apoios flexíveis) e a prática usual de projeto considera os apoios indeslocáveis. Quatro torres autoportantes são analisadas, sendo que para três delas se dispõem de resultados de ensaios em verdadeira grandeza.

A influência da modelagem hiperestática das torres - grau de redundância interno - na redistribuição dos esforços nas barras devido ao deslizamento nas ligações é também investigada, onde o deslizamento dos nós de algumas barras pré-selecionadas é simulado através da redução da sua rigidez axial. A incerteza no deslizamento dos nós em estruturas metálicas treliçadas de torres ocorre principalmente por causa das folgas de montagem e do grau de torque aplicado nos parafusos, tendo uma maior ou menor influência na redistribuição dos esforços em função do grau de redundância interno (hiperestaticidade interna) da torre. Os resultados do trabalho indicam que na torre com um menor grau de redundância interno, ou seja, mais “isostático”, a alteração da rigidez axial praticamente não afeta a distribuição dos esforços nas barras.

Resultados de ensaios de deslocamento diferencial de apoio também foram analisados, onde os esforços medidos em algumas barras importantes resultaram significativamente menores que os valores calculados. Este fato pode ser atribuído à deformação das ligações, principalmente a deformação de deslizamento, não considerada no modelo matemático.

Nos ensaios para avaliar a capacidade das torres, todas falharam com níveis de carga superiores a 100% da carga de projeto. Os valores calculados para a carga última apresentam resultados semelhantes aos ensaios, no entanto, as previsões dos modos de falha foram completamente diferentes.

Os resultados deste trabalho indicam um elevado grau de incertezas na prática atual de previsão do comportamento de torres metálicas, sugerindo um estudo mais aprofundado sobre os aspectos que devem ser considerados no modelo mecânico.

Na estimativa da confiabilidade, o modelo matemático deve ser formulado de tal forma que possa refletir as incertezas de modelo, sem perder o desejado nível de simplicidade. Segundo Ditlevsen (1982) isto pode ser feito, para cada superfície de estado limite, associando um vetor aleatório de julgamento  $\vec{J} = (J_1, J_2, \dots, J_n)$  ao vetor de variáveis aleatórias do problema  $\vec{X} = (X_1, X_2, \dots, X_n)$ . Admite-se que existe uma transformação “ $\vec{T}$ ” tal que a distribuição conjunta do vetor  $\vec{X}$ , no espaço original, possa ser levada para o espaço normal padrão e colocada, termo a termo, em um vetor Gaussiano  $\vec{G} = \vec{T}(\vec{X})$ . Então, neste espaço, o vetor de julgamento  $\vec{J}$  é adicionado a  $\vec{G}$ . Em seguida uma transformação inversa  $\vec{Y} = \vec{T}^{-1}(\vec{G} + \vec{J})$  é realizada. Para manter o desejado nível de simplicidade, a distribuição de  $\vec{Y}$  é determinada admitido-se que a distribuição conjunta de  $(\vec{G}, \vec{J})$  é Gaussiana. Por fim, o vetor aleatório  $\vec{X}$  é substituído por  $\vec{Y}$  no cálculo da confiabilidade. Cabe salientar que a descrição estatística do vetor de julgamento  $\vec{J}$  é de difícil determinação e que as considerações feitas para simplificar a formulação representam uma importante perda de informações. No entanto, esta abordagem pode ser útil no desenvolvimento de códigos de projeto baseados em confiabilidade, razão principal do referido trabalho.

Alguns trabalhos publicados relatando diferentes aspectos que podem ser incluídos no modelo mecânico para análise estrutural de torres metálicas treliçadas são descritos a seguir.

Kitipornchai *et al.* (1994) desenvolveram modelos para descrever o deslizamento nas ligações parafusadas utilizadas em torres metálicas de LT, através de expressões matemáticas que podem ser incorporadas na análise estrutural a fim de produzir resultados mais próximos da realidade. Os autores chamam a atenção para a necessidade de verificação destes modelos através de ensaios experimentais, uma vez que o comportamento da ligação varia em função do número e da disposição dos parafusos e da tolerância no diâmetro dos furos dos parafusos.

Testes experimentais em ligações simples entre dois perfis cantoneira galvanizados, diretamente conectados por meio de parafusos alinhados, como mostrado na figura 3.3, são realizados por Ungkurapinan *et al.* (2003), com o objetivo de estudar as deformações nas ligações parafusadas do tipo contato ou esmagamento (*bearing type*), usadas em torres metálicas treliçadas de LT. A partir dos resultados experimentais são desenvolvidas expressões matemáticas que descrevem o comportamento da deformação neste tipo de ligação, incluindo a deformação de deslizamento, através de curvas carga-deslocamento, que dependem do número de parafusos alinhados e da folga entre o diâmetro dos furos e o diâmetro nominal dos parafusos.

O estudo da deformação de deslizamento é importante porque além de ocorrer com um nível de carga muito baixo, aumenta a capacidade da estrutura em suportar recalques diferenciais nas fundações, uma vez que proporciona uma redistribuição dos esforços nas barras, como verificado no trabalho de Camargo (2002). No entanto, os deslocamentos aumentam e assim a sensibilidade da estrutura à vibração e efeitos de fadiga também aumenta, embora a resistência última não seja significativamente afetada (Kitipornchai *et al.*, 1994). Assim, o entendimento e o controle dos deslizamentos nas ligações são importantes, pois nem muito, nem pouco deslizamento é desejável.

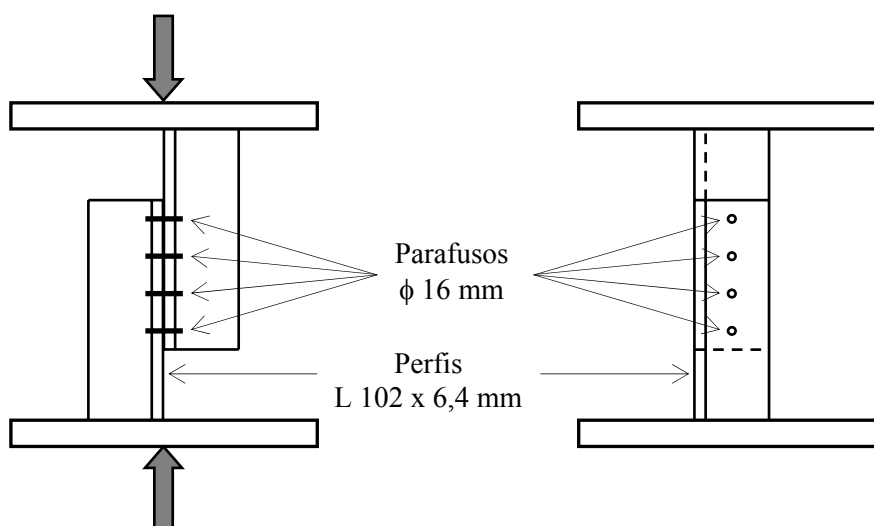


Figura 3.3: Ensaios experimentais para determinar o deslizamento nas ligações (Ungkurapinan *et al.*, 2003).

A curva da figura 3.4 mostra a deformação total ( $\delta$ ) das ligações parafusadas em função das cargas aplicadas ( $F$ ) a partir dos resultados experimentais obtidos por Ungkurapinan *et al.*

(2003), cujos valores médios estão apresentados na tabela 3.3, em função do número de parafusos alinhados na ligação (1, 2, 3 ou 4) e da folga entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos (zero, 1,6 ou 3,2 mm).

Tabela 3.3: Valores médios das cargas aplicadas e das deformações nas ligações parafusadas.

Número de parafusos na ligação	A (kN)	$\theta$ (kN/mm)	P (mm)			Q (mm)	B (kN)	R (mm)	C (kN)
			Folga 0,0 mm	Folga 1,6 mm	Folga 3,2 mm				
1	9,29	27,51	0,0	0,85	2,21	2,74	65,03	6,04	107,8
2	20,14	84,81	0,0	0,85	2,21	1,73	97,51	2,55	157,7
3	29,28	113,9	0,0	0,85	2,21	2,40	152,9	2,18	204,4
4	46,95	139,0	0,0	0,85	2,21	1,85	168,2	1,16	207,6

Fonte: Ungkurapinan *et al.*, 2003.

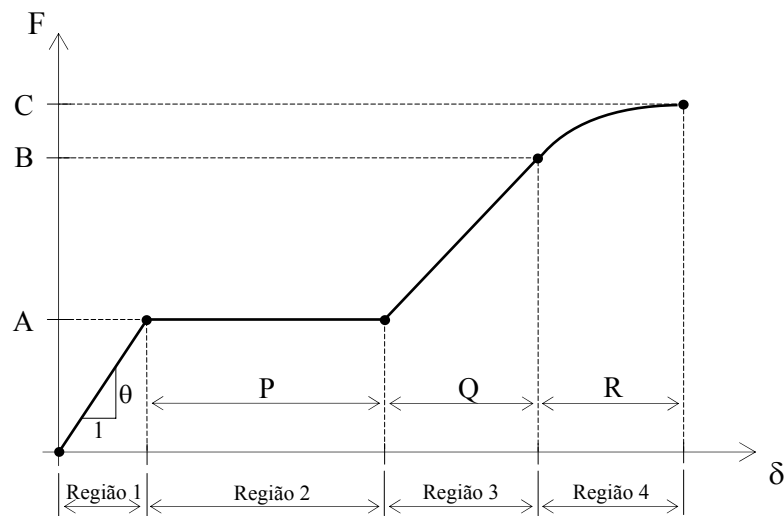


Figura 3.4: Carga aplicada x deformação total da ligação (Ungkurapinan *et al.*, 2003).

No gráfico da figura 3.4 pode-se observar a existência de quatro regiões:

Região 1: a força (F) aplicada não supera a resistência ao deslizamento. Ocorrem apenas deslocamentos devido à deformação elástica dos perfis. Nas ligações do tipo contato em torres metálicas de LT são especificados valores para o torque

de montagem (aperto nos parafusos), portanto, sempre haverá uma resistência ao deslizamento entre os perfis conectados no início da aplicação da carga.

Região 2: a força (F) aplicada supera a resistência ao deslizamento. Ocorre um deslocamento brusco causado pelo deslizamento entre os perfis em contato até a acomodação dos parafusos nos respectivos furos.

Região 3: O conjunto se deforma elasticamente, e conseqüentemente a relação força-deslocamento permanece linear.

Região 4: Ocorre a deformação inelástica dos parafusos, dos perfis ou de ambos, culminando com a falha da conexão.

Nas conexões parafusadas existem quatro modos de falha possíveis:

- Cisalhamento do tronco do parafuso.
- Deformação excessiva da parede do furo (esmagamento).
- Cisalhamento da chapa (rasgamento).
- Ruptura da chapa por tração na seção líquida.

Os autores sugerem um estudo com outros tipos de conexões, ou seja, com parafusos dispostos de diferentes formas, a fim de descrever o comportamento da deformação em todos os tipos de ligações utilizadas em torres de LT, melhorando a análise estrutural destas torres, uma vez que estudos realizados por Kravitz e Samuelson (1969) e Al-Bermani e Kitipornchai (1992) mostram que os deslocamentos reais medidos em testes de protótipo não combinam com os resultados teóricos e que a análise de torres sujeitas a grandes movimentos diferenciais de fundação não apresenta bons resultados quando o deslizamento nas ligações não é considerado.

Torres de LT são freqüentemente submetidas a deslocamentos diferenciais nas fundações - recalques e levantamentos - os quais podem chegar a valores bastante altos. Os softwares de análise estrutural comumente usados não incluem o efeito do deslizamento nas ligações e, portanto determinam esforços nas barras, decorrentes de recalques diferenciais das fundações, maiores do que os valores reais.

Outro aspecto importante que deve ser considerado no estudo dos modelos de torres é o tipo de análise. A prática de projeto corrente para torres metálicas treliçadas de transmissão de energia está baseada na análise linear elástica de elementos de treliça e/ou pórtico espacial. No entanto, alguns estudos têm sido realizados considerando a não-linearidade física e geométrica na predição do comportamento deste tipo de estrutura, como nos trabalhos de Al-Bermani e Kitipornchai (1992, 1993 e 2003), onde é apresentada uma técnica de análise para a previsão do comportamento último de torres de transmissão autoportantes submetidas a cargas estáticas. Al-Bermani (1997) aplica o método a torres treliçadas estaiadas. A técnica proposta incorpora os efeitos da não-linearidade física e geométrica, incluindo grandes deslocamentos, e trata as barras da torre como elementos assimétricos de seção aberta e paredes finas, utilizando matrizes de rigidez linear, geométrica e de deformações para descrever o comportamento destes elementos em uma formulação Lagrangeana atualizada. Esta abordagem reduz significativamente o número de elementos necessários para obter uma boa precisão na resposta estrutural não-linear (Al-Bermani e Kitipornchai, 1990).

Diversas torres metálicas foram analisadas nos trabalhos citados acima e os resultados comparados com dados obtidos em ensaios de protótipo, mostrando na maioria dos casos uma boa concordância nos valores da carga de falha e nos modos de falha.

Demais trabalhos, mencionando outros aspectos importantes que devem ser considerados no estudo dos modelos de torres, como por exemplo, a excentricidade nas ligações e a flexibilidade nas fundações, são apresentados no capítulo 5.

### **3.2. INCERTEZAS DE MODELO EM PROBLEMAS DINÂMICOS**

Em problemas envolvendo excitações dinâmicas a expectativa é de que as incertezas na resposta, associadas ao modelo mecânico, sejam maiores do que em problemas estáticos similares, em função do maior número de variáveis envolvidas, das diferentes formas de solução do problema, além da dificuldade de quantificar algumas variáveis, como por exemplo, o amortecimento estrutural. Cabe salientar que a solução de um problema dinâmico é mais suscetível a erros humanos, por se tratar de uma análise bem mais complexa, os quais podem ser erroneamente atribuídos ao modelo.

Trabalhos que tratam da incerteza de modelo envolvendo a análise dinâmica são bastante escassos na literatura técnica e, além disso, com muito pouca evidência experimental. A seguir são mencionados alguns dos trabalhos que fazem referência ao tema.

Carqueja (1996) e Carqueja e Riera (1997) fazem uma análise dinâmica do suporte de um turbogerador de uma Usina Termelétrica utilizando três modelos mecânicos distintos de elementos finitos, todos com o mesmo carregamento. Os resultados são comparados a fim de discutir as incertezas de modelo na predição do comportamento do sistema estrutural.

No primeiro modelo são usados elementos de barra, e os nós são engastados no nível do topo do bloco de fundação. O segundo modelo é desenvolvido com elementos de barra na superestrutura, elementos sólidos no bloco de fundação e elementos de mola nas estacas. No terceiro modelo são utilizados elementos sólidos na superestrutura e no bloco de fundação, e elementos de mola nas estacas. Os modelos analisados revelam um coeficiente de variação médio em torno de 7% entre os valores calculados das frequências fundamentais e coeficientes de variação de 32% e 33% entre os deslocamentos máximos encontrados na análise no domínio da frequência e na análise transiente, respectivamente.

Apesar de o estudo ter sido executado pela mesma pessoa e com apenas três modelos, observa-se uma grande variabilidade na resposta, em termos de deslocamentos provocados por cargas dinâmicas.

Waarts e Wit (2004) quantificaram a confiabilidade das predições de vibração em edifícios sujeitos a cargas dinâmicas, avaliando as contribuições das incertezas de modelo, físicas e totais na resposta, considerando as seguintes técnicas de predição: (a) opinião de especialistas, (b) modelo empírico simples e (c) modelo de elementos finitos. Nesta avaliação foram aplicados dois métodos: baseado em comparações das respostas de diversos modelos com resultados de ensaios e baseado na opinião de especialistas.

Os autores concluem que a incerteza nas predições de vibração é bastante grande, tipicamente uma ordem de magnitude, e que tal incerteza decresce quando modelos computacionais sofisticados de elementos finitos são usados, ao invés do julgamento de especialistas, embora a incerteza residual permaneça grande. Outra conclusão importante deste estudo é que a informação adicional relativa às propriedades do solo não melhorou as predições, sugerindo que a incerteza de modelo seja a principal fonte de incerteza nas predições.



Soize (2005) descreve uma abordagem probabilística não-paramétrica para levar em conta incertezas de modelo na análise de sistemas dinâmicos lineares, usando a teoria de matriz aleatória (*random matrix theory*).

Para validação da teoria o autor apresenta uma simulação numérica de um exemplo simples: uma viga esbelta, elástica e simplesmente apoiada, com uma força concentrada que induz vibrações de flexão, mostrando que tal abordagem aumenta a previsibilidade do modelo.

CHEN *et al.* (2006) adotam uma abordagem probabilística não-paramétrica, permitindo que incertezas físicas e de modelo sejam levadas em conta no modelo numérico desenvolvido para prever as frequências de vibração médias e baixas de um painel de material compósito. O objetivo é analisar o papel das incertezas de modelo na resposta dinâmica deste sistema mecânico.

Um procedimento de identificação experimental é montado para oito painéis e a predição da resposta dinâmica, fornecida por um sistema estocástico, é comparada com os resultados experimentais. Sabe-se que tais painéis constituem sistemas dinâmicos complexos e conseqüentemente incertezas de modelo estão implícitas no processo de modelagem matemática, no qual simplificações são introduzidas. O uso da teoria simplificada de placas finas compostas laminadas para construir o modelo dinâmico introduz incertezas de modelo significativas na faixa de frequências médias.

Os autores concluem que a introdução de uma abordagem probabilística para levar em conta incertezas de modelo é necessária para melhorar a previsibilidade do modelo.

## **4. TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Neste capítulo são apresentados conceitos específicos em linhas de transmissão, relativos à classificação, tipos de ações e prática usual de projeto de torres metálicas treliçadas, juntamente com alguns comentários sobre os testes de carga em protótipos.

### **4.1. GENERALIDADES**

A carência de energia elétrica é atualmente um dos maiores obstáculos para o desenvolvimento econômico no Brasil. Distantes dos grandes centros industriais, as usinas hidrelétricas exigem um vasto sistema de transmissão e distribuição de energia elétrica para atender os consumidores. No entanto, as LT hoje existentes estão muito aquém das necessidades, e a construção de novos sistemas de transmissão torna-se essencial para a solução do problema energético nacional, consistindo numa das aplicações de enorme potencial na engenharia estrutural.

Um sistema de transmissão de energia possui quatro componentes principais:

- a) suportes (torres, postes, etc.) que podem ser de madeira, de concreto, ou metálicos, podendo haver também soluções mistas;
- b) cabos (condutores, pára-raios e fios-terra). Os cabos condutores são obtidos pelo encordoamento de fios metálicos, normalmente de alumínio ou ligas de alumínio, em torno de um ou mais fios centrais de aço galvanizado, enquanto que os cabos pára-raios e fios-terra geralmente são de aço galvanizado;
- c) fundações. Os tipos mais usuais são: grelhas metálicas, sapatas de concreto armado, tubulões, blocos de concreto armado, fundações ancoradas em rocha e estacas;
- d) interfaces (isoladores, conectores, ferragens, etc.).

Linhas de transmissão são obras de grande extensão linear, atingindo dezenas a centenas de quilômetros, possuindo torres espaçadas em vãos que variam de 200 a 1000 metros. As linhas de grande comprimento são construídas, na sua grande maioria, com o uso de torres metálicas treliçadas, as quais representam uma importante forma de utilização da estrutura metálica no país.

## **4.2. CLASSIFICAÇÃO DAS TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS**

As torres são responsáveis pela sustentação dos cabos nas LT, sendo que o número de pontos de suspensão em uma torre depende da quantidade de cabos condutores e pára-raios transportados pela linha. A concepção estrutural das torres depende, entre outros fatores, do número de circuitos, da disposição dos condutores, do formato (silhueta) adotado, da tensão elétrica (voltagem) e da função da torre na linha. As torres metálicas podem ser classificadas da seguinte forma:

- Quanto ao número de circuitos:

Circuito simples (um circuito) e circuito duplo (dois circuitos).

- Quanto à disposição dos condutores:

Triangular → Quando os condutores estão dispostos segundo os vértices de um triângulo equilátero a disposição é dita simétrica, caso contrário, é assimétrica;

Horizontal → É a disposição preferida em linhas de circuito simples, onde os condutores são fixados em um mesmo plano horizontal;

Vertical → Os condutores de um mesmo circuito são montados em um plano vertical. É a disposição preferida em linhas de circuito duplo.

- Quanto ao modelo estrutural:

Torres autoportantes → São estruturas onde a estabilidade é assegurada por quatro montantes, sendo que cada um deles possui uma fundação em seu pé, de modo a transferir os esforços para o solo. Como a direção do vento atuante na torre e nos cabos é

variável, a fundação de cada pé deve ser dimensionada para resistir as condições críticas de arrancamento e de compressão, combinadas com esforços horizontais;

Torres estaiadas → São estruturas enrijecidas por tirantes ou estais, os quais absorvem parte dos esforços horizontais, transmitindo-os diretamente para o solo através de fundações que devem resistir a um esforço de arrancamento inclinado na direção do estai. Outra parte dos esforços é transmitida axialmente pelo mastro central até a sua fundação que deve suportar as condições críticas de compressão combinada com esforços horizontais.

- Quanto ao formato (silhueta):

Piramidal, tronco piramidal, delta, cara de gato, raquete e torre em “V” (estaiada).

- Quanto à tensão elétrica:

No Brasil, as tensões mais utilizadas são: 69 kV, 138 kV, 230 kV, 345 kV, 460 kV, 500 kV e 765 kV.

- Quanto à função da torre na linha:

Torre de suspensão simples (ou torre tangente) e reforçada, em alinhamento ou pequeno ângulo (em geral igual ou inferior a 5°);

Torre de suspensão para grandes vãos ou para ângulo médio (igual ou inferior a 30°);

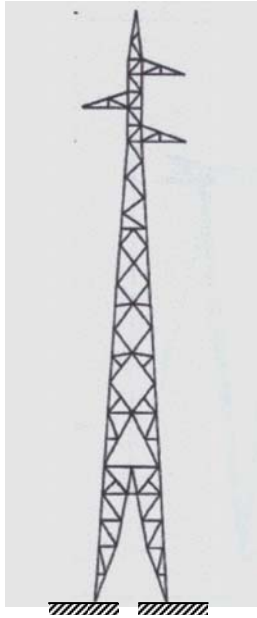
Torre de amarração ou ancoragem;

Torre fim de linha ou terminal;

Torre de derivação;

Torre de transposição ou rotação de fase.

As principais configurações de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil estão apresentadas nas figuras 4.1 a 4.3.



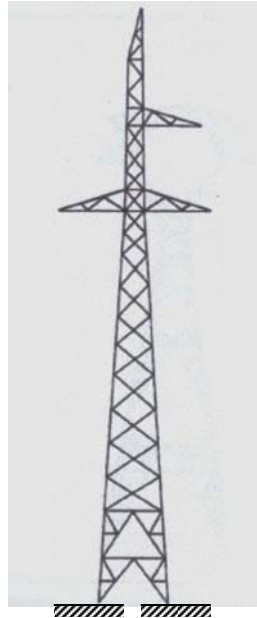
(a)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Tronco-piramidal

Nº de circuitos:  
Simples

Disposição dos condutores:  
Triangular (simétrica)



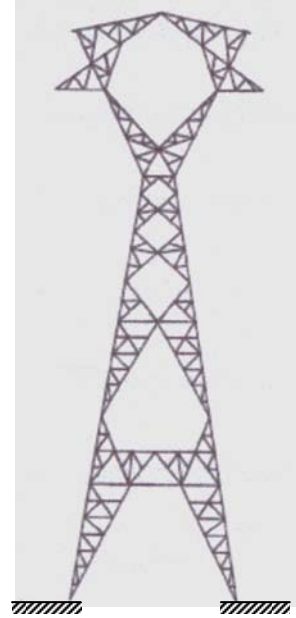
(b)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Tronco-Piramidal

Nº de circuitos:  
Simples

Disposição dos condutores:  
Triangular (assimétrica)



(c)

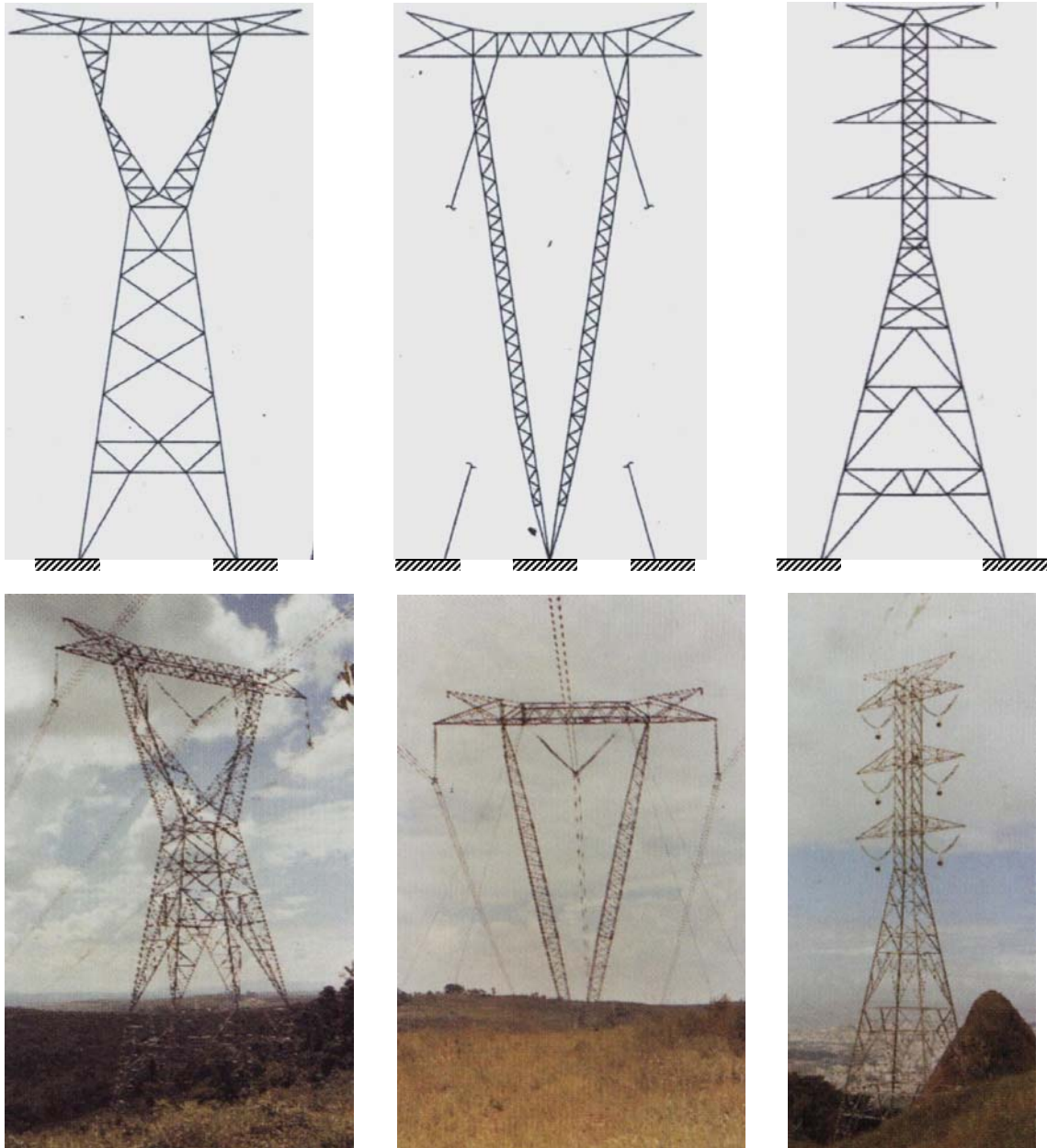
Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Cara de gato

Nº de circuitos:  
Simples

Disposição dos condutores:  
Triangular

Figura 4.1: Exemplos (a), (b) e (c) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil.



(d)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Delta

Nº de circuitos:  
Simple

Disposição dos condutores:  
Horizontal

Tensão elétrica da linha:  
765 kV

(e)

Modelo estrutural:  
Torre Estaiada

Silhueta: Em "V"

Nº de circuitos:  
Simple

Disposição dos condutores:  
Horizontal

Tensão elétrica da linha:  
765 kV

(f)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

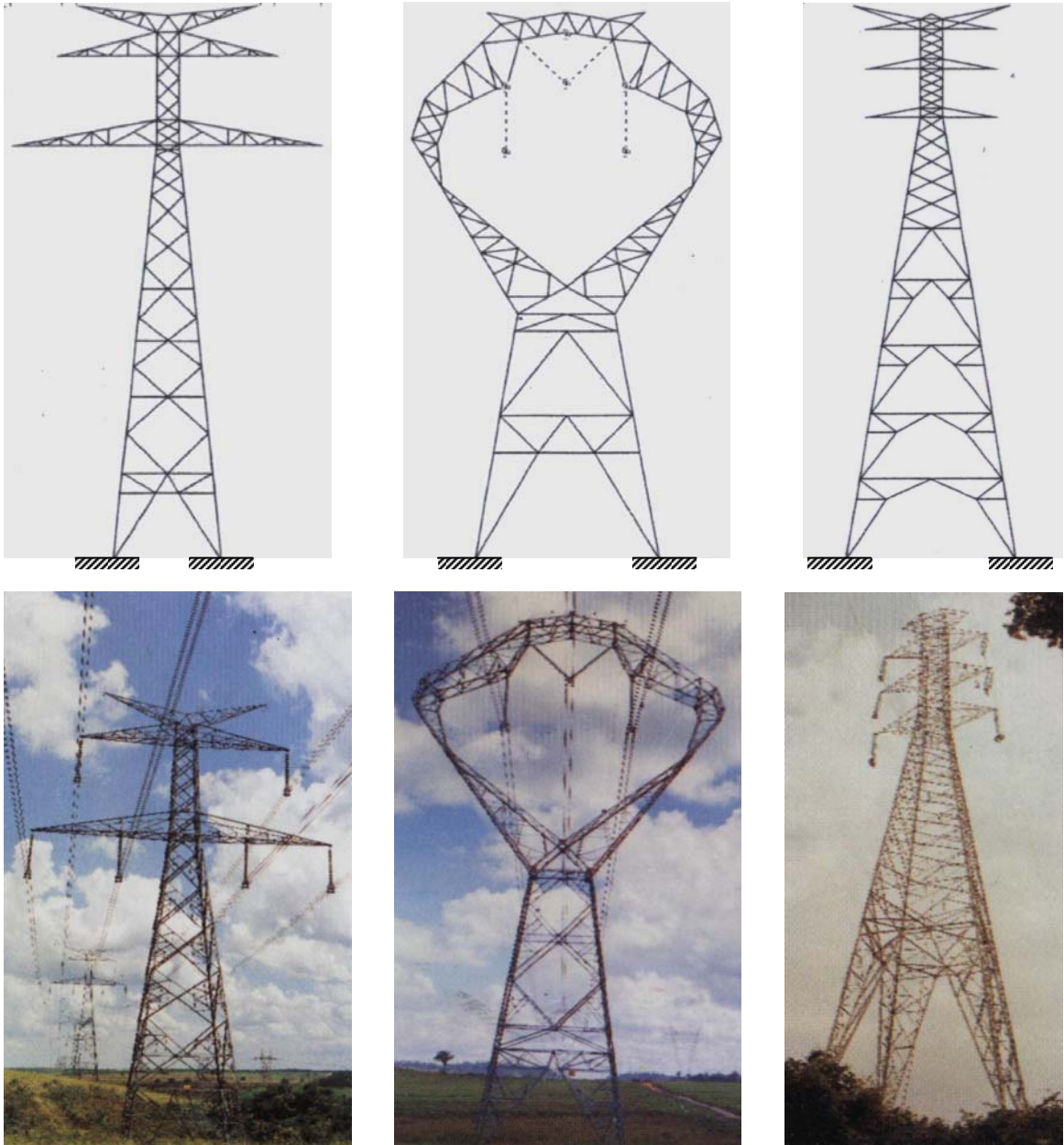
Silhueta: Tronco-piramidal

Nº de circuitos:  
Duplo

Disposição dos condutores:  
Vertical

Tensão elétrica da linha:  
500 kV

Figura 4.2: Exemplos (d), (e) e (f) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil.



(g)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Tronco-piramidal

Nº de circuitos:  
Duplo

Disposição dos condutores:  
Triangular

Tensão elétrica da linha:  
460 kV

(h)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Raquete

Nº de circuitos:  
Simplex

Disposição dos condutores:  
Triangular

Tensão elétrica da linha:  
500 kV

(i)

Modelo estrutural:  
Torre Autoportante

Silhueta: Tronco-piramidal

Nº de circuitos:  
Duplo

Disposição dos condutores:  
Vertical

Tensão elétrica da linha:  
500 kV

Figura 4.3: Exemplos (g), (h) e (i) de torres metálicas de LT utilizadas no Brasil.

### 4.3. AÇÕES EM TORRES

As principais ações em torres de suspensão de LT são: cargas permanentes causadas pelo peso próprio, cargas provocadas pela ruptura de cabos e ações de natureza meteorológica, como por exemplo, a ação do vento, combinada ou não com gelo.

O peso próprio inclui o peso das torres, cabos (condutores e pára-raios) e interfaces (isoladores, ferragens, etc.). O peso dos cabos em uma torre de suspensão é determinado pelo produto do peso por unidade de comprimento do cabo e o vão gravante (vão de peso).

As ações de origem meteorológica podem ser causadas pelo vento e pelo depósito de gelo sobre os cabos, torres e isoladores, característico em regiões frias. No Brasil, apenas a ação meteorológica do vento é considerada no projeto de uma LT. Nas torres de suspensão a excitação do vento é responsável por cerca de 80% do valor dos esforços nas barras.

As estruturas de LT são muito sensíveis a ação do vento e as características mais importantes no projeto são: a velocidade e a direção predominante do vento na região onde a linha será construída. A metodologia empregada para a determinação do carregamento nas torres metálicas segue as recomendações do IEC 60826 (2003), as quais têm o objetivo de promover a unificação internacional dos procedimentos de projeto de LT. No Brasil, as normas NBR 6123 (ABNT, 1988) e NBR 5422 (ABNT, 1985) são também utilizadas. Segundo a metodologia da IEC 60826 (2003), a velocidade de referência do vento em uma determinada região está associada a um período de retorno, função do nível de confiabilidade para o qual a linha é projetada. Um resumo do procedimento para a determinação da velocidade e das ações provocadas pelo vento nas estruturas de LT está descrito no anexo A.

As ações provocadas pela ruptura de um ou mais cabos em uma LT merecem atenção especial, uma vez que elas podem levar a danos de grandes proporções. Quando tal carregamento não é adequadamente considerado no projeto, pode resultar no colapso em seqüência de torres de suspensão, conhecido como efeito cascata. Enquanto o colapso de uma torre devido à ação do vento, sem a ruptura de nenhum cabo, pode ser reparado em um período de tempo relativamente curto, reparar uma seção inteira de uma LT pode levar semanas, e os custos associados crescem com o período de interrupção da energia.

Os carregamentos causados pela ação do vento e a ruptura de cabos têm natureza dinâmica. No entanto, por simplicidade, os procedimentos usuais de análise e projeto os consideram



implicitamente através de “cargas estáticas equivalentes”, como descrito no anexo A para a ação do vento. No caso da ruptura de cabos, é recomendado que a carga seja aplicada diretamente nos braços da torre isolada, isto é, sem os cabos, na direção longitudinal à LT. A forma de aplicar tal carregamento varia com o tipo de torre. Por exemplo, torres de ancoragem e terminais são projetadas para interromper um eventual efeito cascata e, portanto, são estabelecidas hipóteses de carga que considerem todos os cabos rompidos. Por outro lado, torres de suspensão, as quais representam cerca de 90% do número total de torres em uma linha, são projetadas principalmente para suspender os cabos e resistir a forças laterais causadas pelo vento. Assim, as hipóteses de carga consideram a ruptura de apenas um cabo condutor.

Neste trabalho apenas torres de suspensão são analisadas, nas quais o valor da força horizontal, aplicada no braço da torre na direção longitudinal à LT, corresponde à carga estática residual após a ruptura do cabo, estabelecida pela força de tração em EDS (*Every Day Stress*) do cabo, levando em conta o alívio nesta tração em razão do movimento da cadeia de isoladores. Para um cabo condutor, é usualmente adotada uma força de tração em EDS em torno de 20% da UTS (*Ultimate Tension Stress*), e a força horizontal que representa a ruptura do cabo é um pouco menor, função do tamanho da cadeia de isoladores.

#### **4.4. TÉCNICAS USUAIS DE ANÁLISE E PROJETO DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Uma torre de LT pode estar submetida a diversas combinações de carregamento, as quais incluem:

- o peso próprio da torre, cabos e interfaces;
- a ação estática de vento transversal, longitudinal e oblíquo;
- as ações transversais resultantes de um ângulo na linha;
- as ações longitudinais causadas por forças de tração nos cabos;
- as ações impostas durante a montagem e a manutenção;
- as ações de flexo-torção causadas pelo rompimento de um cabo;

- no caso de torres muito altas, as ações dinâmicas provocadas pelo efeito do vento sobre as torres e os cabos.

Efeitos dinâmicos, provocados pela ação do vento, podem causar problemas de estabilidade em estruturas que possuam amplitudes significativas com frequência inferior a 2 Hz e pequeno amortecimento. Tais efeitos não são importantes em linhas cuja tensão elétrica é menor que 230 kV, pois as torres usualmente possuem menos do que 40 metros de altura, com frequências naturais de vibração geralmente maiores que 2 Hz e amortecimento relativamente alto, como verificado experimentalmente por Silva *et al.* (1983).

Como critério de classificação, normalmente se considera que em estruturas de até 50 metros de altura, a amplificação da resposta em razão da turbulência atmosférica é desprezável quando a frequência fundamental é superior a 2 Hz, e importante quando a mesma é inferior a 1 Hz. Na faixa entre 1 e 2 Hz o acréscimo nas solicitações pela não consideração do efeito dinâmico na direção do vento pode ser significativo se o amortecimento do sistema for muito baixo.

As cargas estáticas são consideradas atuando em diferentes combinações, e para cada combinação os esforços e as tensões nas barras são determinados, na maioria dos casos, através de uma análise elástica linear, admitindo que todas as barras são axialmente carregadas e, usualmente, birrotuladas.

Um carregamento típico em torres do tipo tangente (suspensão), esquematicamente ilustrado na figura 4.4, inclui:

- a) o peso próprio da torre;
- b) o peso dos cabos (condutores e pára-raios) e das interfaces (isoladores, ferragens, etc.);
- c) a ação do vento na torre;
- d) a ação do vento nos cabos;
- e) a ação do vento nos isoladores;
- f) ações especiais, como aquelas causadas pela ruptura de cabo e as ações de montagem e manutenção.

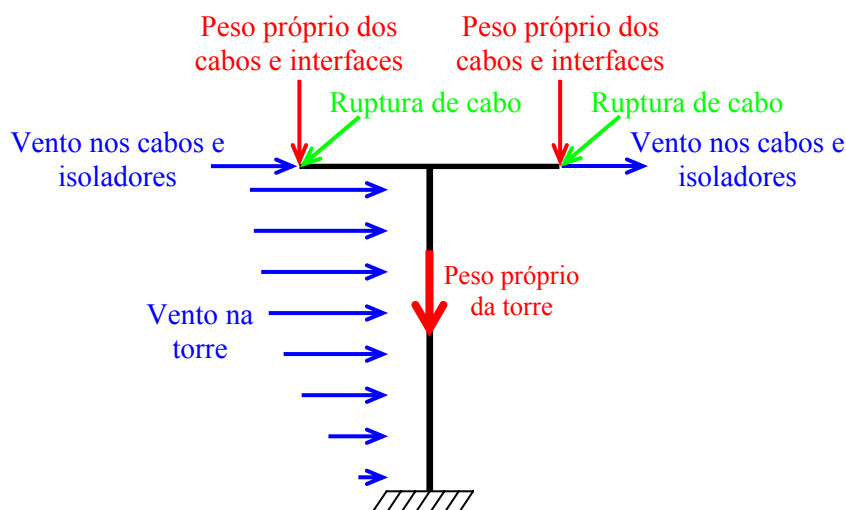


Figura 4.4: Carregamento típico em torres de LT do tipo tangente (suspensão).

A prática usual de projeto de torres metálicas treliçadas de LT normalmente emprega uma análise elástica linear para calcular deslocamentos, esforços e tensões nas barras, onde elementos de pórtico e/ou de treliça espacial são adotados. A carga de colapso é determinada baseando-se na idéia do “elo mais fraco”, ou seja, é a carga que aplicada na torre supera um determinado ELU de uma barra ou de uma ligação, que pode estar associado à tração ou à flambagem de barras, ao corte nos parafusos, ao rasgamento ou ao esmagamento das seções dos perfis. Normalmente os ELU associados à flambagem de barras são predominantes.

Nos modelos que possuem apenas elementos de treliça espacial, as instabilidades localizadas (hipostaticidades internas) que ocorrem na presença de “nós planos” - nós em que todas as barras a ele conectadas estão situadas no mesmo plano - devem ser eliminadas. Isto pode ser feito substituindo alguns elementos de treliça, convenientemente escolhidos, por elementos de pórtico espacial, ou então introduzindo no modelo uma barra estabilizante para cada “nó plano”, a qual deve possuir rigidez axial muito baixa, para não influenciar na resposta, e estar conectada a este nó e a outro nó estável situado fora do plano em questão. Normalmente, os montantes e algumas barras horizontais são modelados com elementos de pórtico espacial, eliminando-se os “nós planos”.

A resistência das barras e das ligações é verificada aplicando a metodologia dos estados limites, de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003), mencionado anteriormente e descrito no anexo B, onde as barras são verificadas nos ELU apenas para os esforços normais de tração e

de compressão, ou seja, os esforços de corte, momentos fletores e momentos de torção que surgem nos elementos de pórtico, eventualmente colocados no modelo, são desprezados.

Um estudo realizado pelo EPRI - *Electric Power Research Institute* (1986) mostra uma considerável diferença entre os esforços nas barras calculados através da análise elástica linear, com elementos de treliça espacial, e os valores obtidos experimentalmente em testes de carga em protótipos. Neste estudo também são apontadas diferenças significativas entre a carga última calculada e o valor verificado nos ensaios, além da incapacidade do modelo em prever os modos de falha. Baseado nestes resultados pode-se concluir que este tipo de análise não prevê com precisão o comportamento de torres de LT submetidas a cargas estáticas, sugerindo que alguns aspectos devam ser incorporados ao modelo para que se possa chegar a resultados mais precisos.

Conforme mencionado, as torres metálicas treliçadas de LT são construídas com perfis laminados de seção cantoneira (seção “L”), normalmente de abas iguais, conectados através de parafusos. Estes perfis podem ser tratados como elementos monossimétricos de seção aberta e paredes finas (*thin-walled*), tornando complexa a análise deste tipo de estrutura. No entanto, modelos simplificados comumente empregados podem facilitar bastante a análise.

A incerteza nos resultados da análise com modelos simplificados e a dificuldade de quantificação de alguns fatores como: erros de fabricação, tolerâncias de montagem, excentricidade nas ligações, condições de contorno dos elementos, deslizamento nas ligações, tensões iniciais, variação nas propriedades dos materiais, entre outros, fazem com que testes de carga em protótipos sejam utilizados na fase de projeto das torres. A seguir são apresentados alguns detalhes dos referidos testes.

#### **4.5. TESTES DE CARGA EM PROTÓTIPOS**

Os testes de carga em protótipos são ensaios realizados em verdadeira grandeza a fim de verificar o projeto de um determinado tipo de torre de LT, submetida ao carregamento de projeto, antes que a produção em série seja iniciada. Estes ensaios consistem numa prática usual na construção de torres de LT e a maioria dos países segue as recomendações da IEC 60652 (2002). No Brasil, este tipo de ensaio é padronizado na NBR 8842 (ABNT, 1985).

Existem dois tipos de testes de carga: os destrutivos e os não-destrutivos. Os ensaios destrutivos são aqueles nos quais se atinge a carga última da torre, enquanto que os não-destrutivos permitem verificar apenas se o protótipo resiste ao carregamento especificado. Em ambos, o protótipo é submetido a pelo menos as seguintes etapas: 50%, 75% e 100% das várias cargas de projeto (ou hipóteses de carga). Quando a falha não ocorre em um ensaio não-destrutivo o projeto é considerado satisfatório, caso contrário a torre é reforçada e novamente testada. Nos ensaios destrutivos, após 100% da carga de projeto o carregamento é incrementado em intervalos de 5%, até a ruptura. Em cada uma destas etapas, cada componente do sistema de carga corresponde à respectiva percentagem do seu valor de projeto.

Na aplicação das diferentes hipóteses de carga, as forças são aplicadas nos nós da estrutura (forças nodais), por meio de cabos, as quais são simultaneamente aumentadas e continuamente monitoradas por células de carga, colocadas próximas aos pontos de aplicação. Uma vez que um determinado nível de carga é alcançado, este é mantido constante durante um intervalo de tempo, fazendo-se as medições dos deslocamentos em pontos pré-estabelecidos da estrutura, com o auxílio de equipamentos óticos. A figura 4.5 mostra um teste de carga em um protótipo de torre autoportante de LT de 230 kV, circuito duplo.



Figura 4.5: Teste de carga em um protótipo de torre de LT de 230 kV, circuito duplo.

Mais detalhes sobre ensaios de protótipos podem ser encontrados em Menezes (1988) e Menezes *et al.* (1996).

Cabe salientar que, embora os resultados dos ensaios de protótipos indiquem a capacidade da torre frente às ações de projeto, eles não podem prever exatamente como a estrutura se comportará quando inserida na linha de transmissão, sob condições reais de carregamento, caracterizando a incerteza de modelo das ações, mencionada previamente. Os ensaios de protótipo são utilizados para testar a resistência das torres frente ao carregamento de projeto, definido através de modelos matemáticos especificados nos códigos de projeto.

## **5. MODELOS MECÂNICOS PARA A ANÁLISE ESTÁTICA DE TORRES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO**

Neste capítulo são descritos todos os modelos utilizados na análise estática de torres de LT, desde os modelos básicos, adotados na prática usual de projeto, até os modelos mais aprimorados, que levam em conta alguns fatores relevantes na análise, além dos métodos de solução empregados.

### **5.1. DESCRIÇÃO DAS TORRES**

A dispersão na resposta estática em torres metálicas treliçadas de LT, devido ao modelo mecânico adotado, é estimada através de três torres autoportantes do tipo tronco piramidal, identificadas como “1”, “2” e “2A”, as quais fazem parte de um estudo organizado pela CIGRÉ, para avaliar a influência do modelo hiperestático e dos deslocamentos diferenciais dos apoios na distribuição dos esforços nas barras.

Essas três torres foram projetadas e executadas para resistirem as oito hipóteses de carga, ilustradas na figura 5.1. Em seguida, ensaios em verdadeira grandeza foram realizados, com o objetivo de obter esforços em algumas barras selecionadas, deslocamentos em alguns pontos e a capacidade última de cada torre. Estes ensaios de protótipo são descritos no capítulo 6.

As torres mencionadas não são torres reais de LT, entretanto foram escolhidas porque são estruturas especificamente concebidas para atender os objetivos do estudo da CIGRÉ, que estão relacionados com os objetivos do presente trabalho, além da disponibilidade de resultados experimentais, utilizados para comparação com os resultados numéricos dos modelos.

A dispersão entre os resultados numéricos de diferentes modelos, juntamente com os valores obtidos experimentalmente nos ensaios de protótipo, são usados como uma estimativa da incerteza de modelo mecânico, uma vez que o modelo das ações é perfeitamente definido, embora não corresponda a um carregamento real de torres de LT.

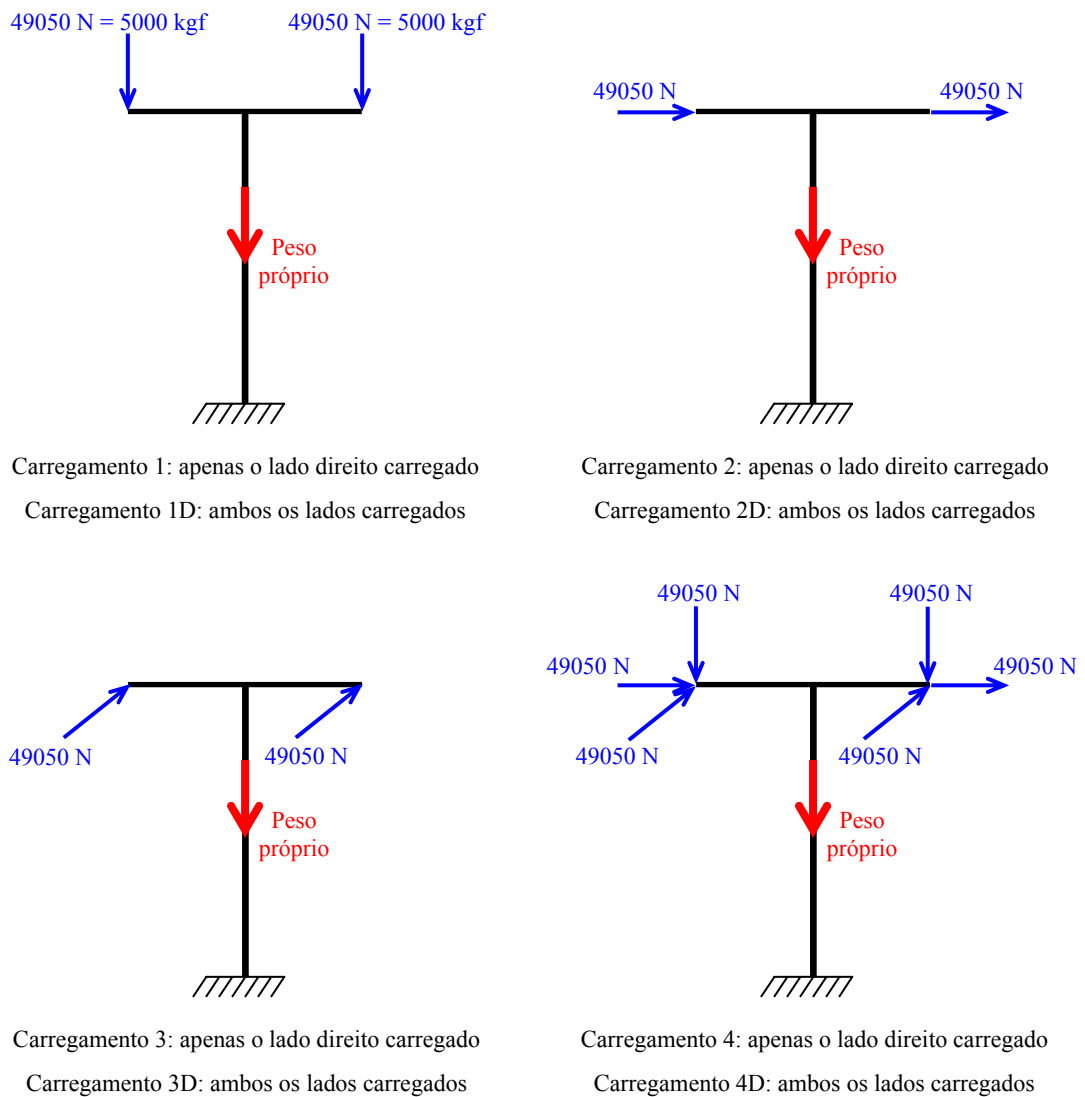
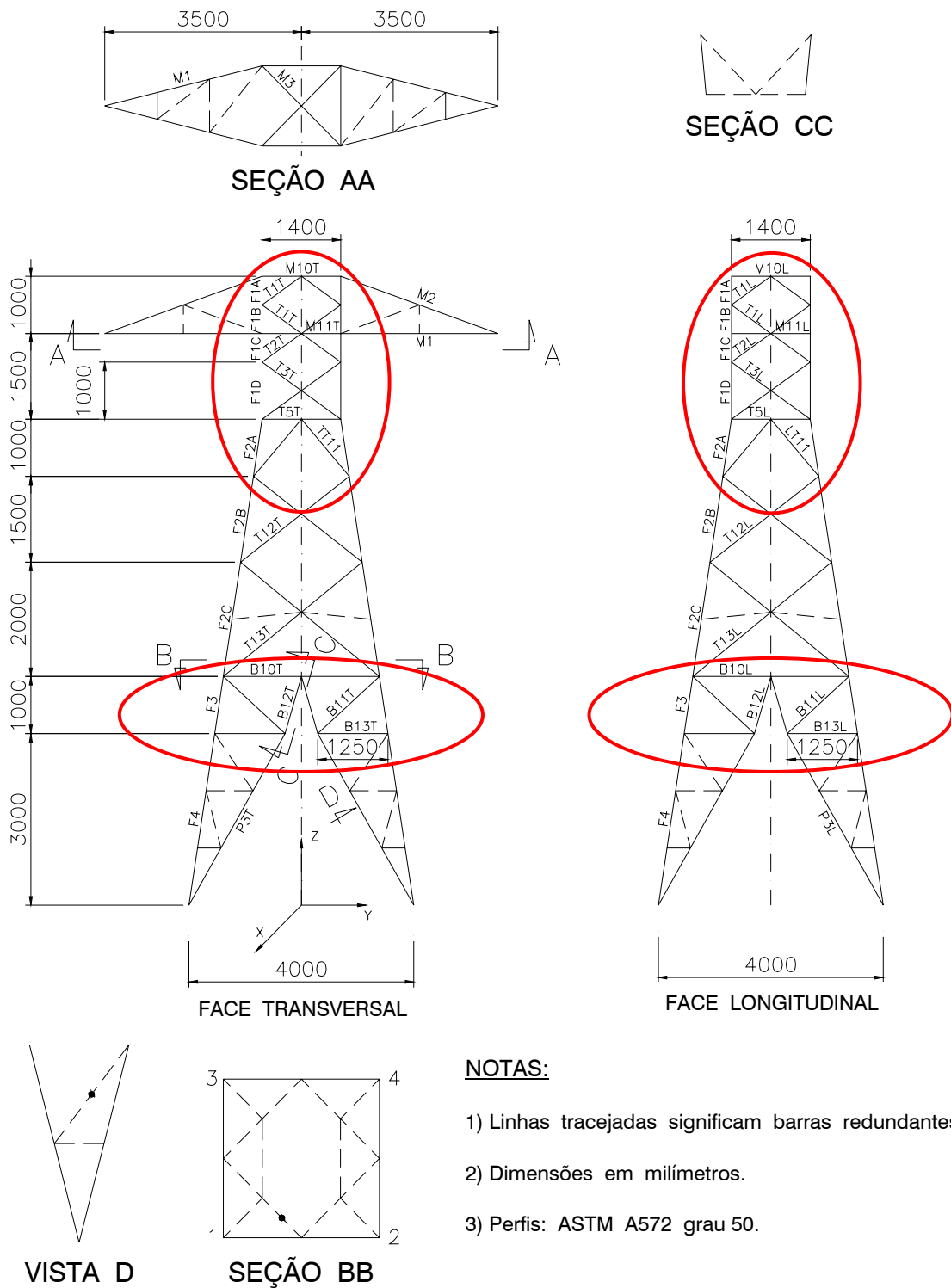


Figura 5.1: Carregamento de projeto das torres “1”, “2” e “2A”.

A silhueta das torres “1”, “2” e “2A” e os cortes para identificar os diafragmas horizontais estão apresentados nas figuras 5.2 a 5.4, onde se pode observar que as três torres têm o mesmo formato externo, com a mesma altura total (11 metros) e abertura na base (4 metros). As diferenças estão na distribuição interna das barras, como por exemplo:

- a) a presença das barras B14T e B14L nas torres “2” e “2A”, inexistentes na torre “1”, tornando esta região mais rígida;
- b) a disposição das diagonais na transição entre o tronco reto e o tronco piramidal, fazendo com que a distribuição dos esforços nos montantes ocorra de maneira diferente em cada uma das torres, conforme destacado nas figuras 5.2 a 5.4,.





- NOTAS:**
- 1) Linhas tracejadas significam barras redundantes.
  - 2) Dimensões em milímetros.
  - 3) Perfis: ASTM A572 grau 50.

Figura 5.2: Torre “1” – Vistas frontal, lateral e cortes.

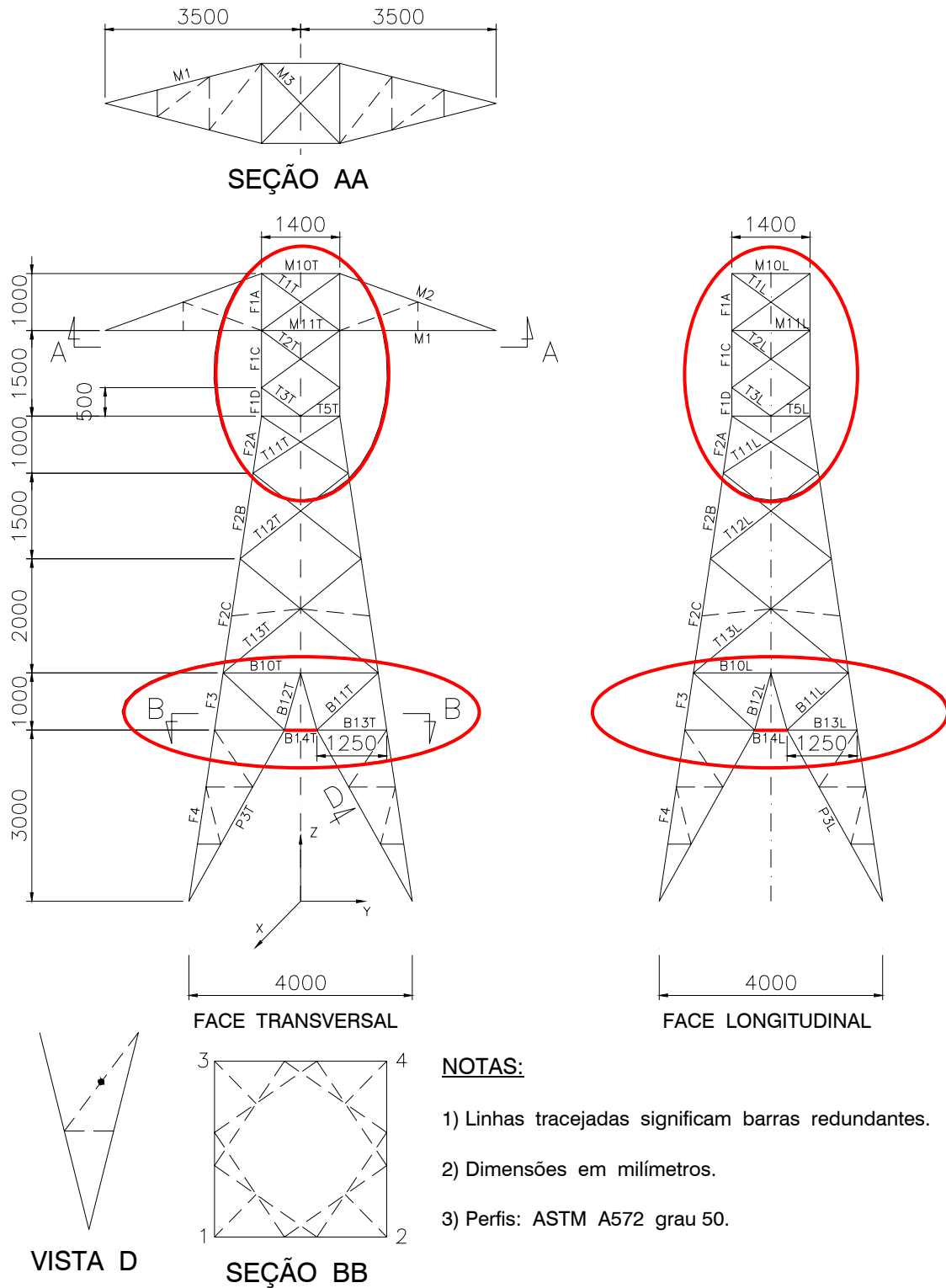


Figura 5.3: Torre “2” – Vistas frontal, lateral e cortes.

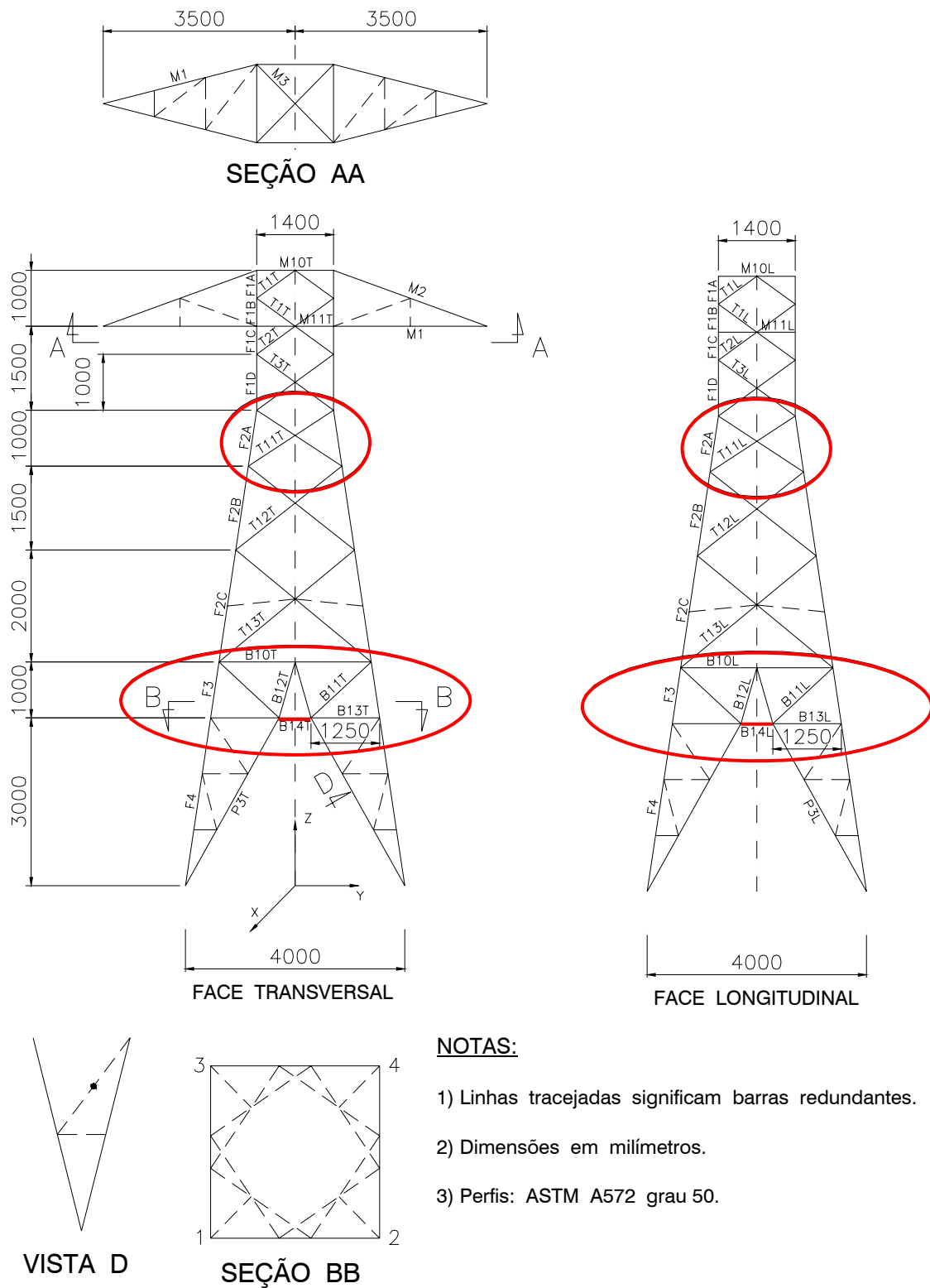


Figura 5.4: Torre “2A” – Vistas frontal, lateral e cortes.

A nomenclatura das barras utilizada neste trabalho é a mesma adotada no estudo da CIGRÉ e ilustrada nas figuras das silhuetas, onde os sufixos “T” e “L” indicam que a barra pertence a uma das faces transversais ou longitudinais ao eixo da linha, respectivamente. O prefixo “F” é usado para os montantes, os quais estão nas interfaces entre as faces longitudinais e transversais. As diagonais dos pés da torre (pontão) têm o prefixo “P”, enquanto que o prefixo “T” é usado para as diagonais no tronco reto e no tronco piramidal. As barras redundantes são representadas por linhas tracejadas.

Os perfis e o número de parafusos em cada barra nas três torres estão indicados na tabela 5.1. Os perfis são todos de aço ASTM A 572 Grau 50 ( $F_y = 3515 \text{ kgf/cm}^2$ ) e os parafusos são todos de 12 mm de diâmetro (M12).

## 5.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS BÁSICOS

Inicialmente são construídos cinco modelos básicos para a avaliação da dispersão entre os resultados numéricos das três torres, submetidas as oito hipóteses de carga da figura 5.1. Esses modelos são elaborados segundo a prática usual de projeto, ou seja, análise elástica linear com elementos de pórtico e/ou de treliça espacial e apoios indeslocáveis, a fim de determinar os deslocamentos e os esforços nas barras. Os modelos são identificados como:

- **Modelo “0”**: Todas as barras são modeladas com elementos de treliça espacial. Nas barras que apresentam “nós planos” são introduzidas barras fictícias para eliminar as hipostaticidades internas, como discutido no capítulo 2, item 2.4;
- **Modelo “A”**: Todas as barras são modeladas com elementos de treliça espacial, exceto aquelas que apresentam “nós planos”, onde são utilizados elementos de pórtico espacial;
- **Modelo “B”**: As barras dos montantes e todas que apresentam “nós planos” são modeladas com elementos de pórtico espacial, e as demais com elementos de treliça espacial;
- **Modelo “C”**: Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial.

Tabela 5.1: Barras, perfis e parafusos das torres "1", "2" e "2A".

Barras	Perfis	Número de parafusos		
		Torre "1"	Torre "2"	Torre "2A"
B10L	L 50 x 50 x 5,0	1	2	2
B10T	L 50 x 50 x 5,0	1	2	2
B11L	L 50 x 50 x 5,0	1	2	2
B11T	L 50 x 50 x 5,0	1	2	2
B12L	2L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
B12T	2L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
B13L	L 50 x 50 x 5,0	1	1	1
B13T	L 50 x 50 x 5,0	1	1	1
B14L	L 50 x 50 x 5,0	-	1	1
B14T	L 50 x 50 x 5,0	-	1	1
F1A	L 65 x 65 x 5,0	4	4	4
F1B	L 65 x 65 x 5,0	-	-	-
F1C	L 65 x 65 x 5,0	-	-	-
F1D	L 65 x 65 x 5,0	4	6	4
F2A	L 90 x 90 x 6,0	6	6	6
F2B	L 90 x 90 x 6,0	-	-	-
F2C	L 90 x 90 x 6,0	-	-	-
F3	L 90 x 90 x 6,0	10	8	8
F4	L 90 x 90 x 6,0	10	8	8
M1	L 90 x 90 x 6,0	7	7	7
M2	L 50 x 50 x 5,0	3	3	3
M3	L 45 x 45 x 3,0	2	2	2
M10L	L 45 x 45 x 3,0	2	2	2
M10T	L 50 x 50 x 5,0	3	3	3
M11L	L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
M11T	L 90 x 90 x 6,0	7	7	7
P3L	L 50 x 50 x 5,0	2	3	3
P3T	L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
T1L	L 45 x 45 x 3,0	1	1	1
T1T	L 45 x 45 x 5,0	2	2	2
T2L	L 45 x 45 x 5,0	3	3	3
T2T	L 45 x 45 x 5,0	2	2	2
T3L	L 45 x 45 x 5,0	3	3	3
T3T	L 45 x 45 x 5,0	2	2	2
T5L	L 50 x 50 x 5,0	3	3	-
T5T	L 50 x 50 x 5,0	2	2	-
LT11	L 65 x 65 x 5,0	3	-	-
T11L	L 65 x 65 x 5,0	-	2	3
TT11	L 65 x 65 x 5,0	2	-	-
T11T	L 65 x 65 x 5,0	-	2	2
T12L	L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
T12T	L 50 x 50 x 5,0	2	2	2
T13L	L 65 x 65 x 5,0	2	2	2
T13T	L 65 x 65 x 5,0	1	1	2

- **Modelo “C<sub>1</sub>”:** Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e os pontos de cruzamento das diagonais são considerados nós.

A pequena dispersão encontrada nos resultados numéricos entre estes cinco modelos básicos, os quais estão apresentados no capítulo 7, para as três torres submetidas as oito hipóteses de carga, se deve exclusivamente:

- a) ao número de barras modeladas com elementos de pórtico ou de treliça espacial;
- b) a introdução ou não de todas as barras redundantes no modelo;
- c) a forma de considerar o ponto onde duas diagonais se cruzam.

Uma considerável discrepância entre os esforços em algumas barras, calculados através dos modelos básicos, e os valores obtidos experimentalmente é encontrada, tal como no estudo realizado pelo EPRI – Electric Power Research Institute (1986), mencionado no capítulo 2, o que sugere que alguns aspectos devam ser incorporados ao modelo para que se possam obter resultados mais precisos. Entre eles, a flexibilidade a translação e a rigidez rotacional nas ligações, a excentricidade das conexões, a flexibilidade das fundações e a análise não-linear física e geométrica. Tais aspectos são descritos a seguir.

### **5.3. ASPECTOS IMPORTANTES NOS MODELOS**

#### **5.3.1. Flexibilidade a translação nas ligações parafusadas**

A deformação total de translação em uma ligação parafusada é medida pelo deslocamento relativo entre as barras conectadas. A deformação de deslizamento, a qual é uma parte da deformação total, ocorre porque os furos dos parafusos são executados com um diâmetro maior do que o diâmetro nominal dos parafusos, a fim de fornecer uma tolerância de montagem, especificada em 1,6 mm na NBR 8850 (ABNT, 2003).

Em torres metálicas de LT as ligações são do tipo contato (*bearing type*), executadas com parafusos galvanizados da série métrica (classes 5.8 ou 8.8) da NBR 8855 (ABNT, 1991) ou

da série em polegadas (ASTM A394, tipos “0” ou “1”). Embora sejam recomendados torques mínimos e máximos de aperto para os parafusos na NBR 8850 (ABNT, 2003), a resistência ao deslizamento entre as partes conectadas não é considerada no dimensionamento da ligação.

Neste tipo de estrutura, as ligações do tipo contato são preferidas sobre as ligações do tipo atrito (*slip critical*) devido:

- a) a facilidade de montagem em grandes alturas;
- b) a aplicação de altos torques de montagem nas ligações do tipo atrito poderia descascar a galvanização, levando a corrosão;
- c) as conexões do tipo atrito teriam sua eficácia reduzida em razão da galvanização dos perfis.

A deformação total de translação em uma ligação parafusada inclui a deformação do conector, isto é, da haste do parafuso, a deformação de deslizamento e a deformação do perfil junto aos furos dos parafusos. De todas estas deformações, a de deslizamento tem uma significativa importância, pois ocorre com um nível de carga muito baixo, além de aumentar a capacidade da estrutura de suportar movimentos diferenciais nas fundações, já que proporciona uma redistribuição dos esforços nas barras.

A curva que representa o comportamento da deformação total das ligações parafusadas ( $\delta$ ) em função das cargas aplicadas ( $F$ ), obtida a partir dos resultados experimentais de Ungkurapinan *et al.* (2003), está apresentada na figura 3.4, no capítulo 3.

De acordo com Kitipornchai *et al.* (1994) a deformação de deslizamento pouco influencia na resistência última da torre, porém têm um efeito muito grande sobre os deslocamentos, sendo portanto um aspecto importante a ser estudado na avaliação das incertezas de modelo mecânico.

### **5.3.2. Rigidez rotacional das ligações**

A rigidez rotacional de uma ligação é definida como a sua capacidade de impedir a rotação relativa entre os membros conectados, determinando as condições de contorno destes membros, as quais são responsáveis pelo comportamento da estrutura, pois influem

diretamente nas rotações e nos deslocamentos dos nós e, conseqüentemente nos esforços internos da estrutura.

Uma ligação pode ser classificada, de acordo com o grau de impedimento da rotação relativa entre os membros, em três diferentes categorias: rígida, semi-rígida e flexível, conforme ilustrado na figura 5.5 (Pfeil e Pfeil, 2000), em função do comportamento momento ( $M$ )  $\times$  rotação relativa ( $\phi$ ).

A ligação é considerada rígida quando possui rigidez suficiente para manter praticamente constante o ângulo entre os membros conectados, ou seja, a rotação relativa ( $\phi$ ) é quase nula, para qualquer nível de carga, até atingir o momento resistente ( $M_R$ ) da ligação, definido como aquele que provoca o deslizamento rotacional entre os membros em contato.

A ligação flexível é aquela que permite uma rotação relativa entre os membros, com um comportamento próximo ao de uma rótula, transmitindo um momento fletor bem pequeno.

A ligação semi-rígida corresponde a uma situação intermediária. Neste caso a rigidez rotacional das ligações deve ser levada em consideração na análise da estrutura.

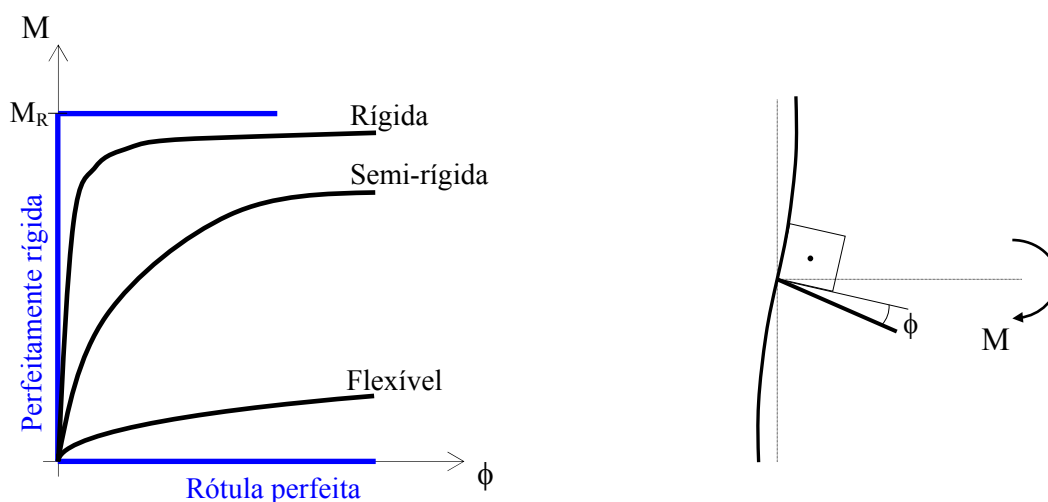


Figura 5.5: Classificação das ligações quanto ao grau de impedimento da rotação relativa ( $\phi$ ) entre os membros conectados.

Ligações perfeitamente rígidas e rótulas perfeitas são condições de contorno idealizadas, dificilmente encontradas em estruturas metálicas reais. O estudo do comportamento das conexões e sua influência na estabilidade de estruturas metálicas apertadas têm recebido



considerável atenção nos últimos anos, através de uma grande quantidade de trabalhos publicados, como Chen e Lui (1987), Nethercot (1996), entre outros. Wilhoite *et al.* (1984) e Kishi e Chen (1990) apresentam curvas momento  $\times$  rotação relativa, a partir de dados experimentais, em ligações com perfis metálicos de seção cantoneira.

A figura 5.6 ilustra uma conexão simples com um único parafuso entre perfis cantoneira, típica em torres de linhas de transmissão, onde a condição de contorno é normalmente modelada como uma rótula perfeita. No entanto, variáveis como a força de aperto no parafuso, a superfície de contato total entre os perfis e a rugosidade desta superfície fazem com que a ligação se comporte como semi-rígida.

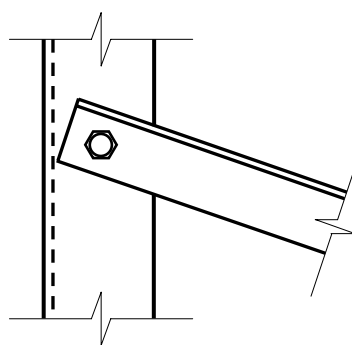


Figura 5.6: Detalhe de uma ligação entre perfis cantoneira com um único parafuso.

Segundo Menezes (1992), para baixos níveis de carga a ligação da figura 5.6 funciona por atrito entre as superfícies dos perfis, ou seja, a rotação relativa ( $\phi$ ) é quase nula, não sendo nula em razão da distribuição não uniforme de tensões normais entre as superfícies em contato, representada na figura 5.7. Em condições de carregamento extremo, após atingir o momento resistente ( $M_R$ ) da ligação, a mesma funciona por contato entre o parafuso e os furos nos perfis, o que significa que nenhum momento adicional é transmitido.

Neste tipo de ligação os parâmetros que influenciam as condições de contorno nas barras podem ser representados pelo momento resistente ( $M_R$ ) e pela rigidez inicial ( $K_I$ ) da ligação, os quais apresentam incertezas relacionadas à variabilidade na força de aperto do parafuso, na superfície de contato total entre os perfis e na rugosidade desta superfície. Menezes (1992) quantifica tais incertezas e as introduz na avaliação da carga de falha de uma torre metálica que apresenta este tipo de ligação, concluindo que a variabilidade das condições de contorno praticamente não afeta a carga de falha.

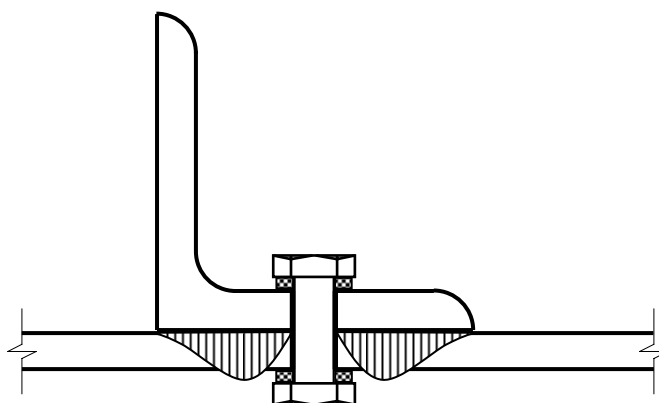


Figura 5.7: Distribuição das tensões normais entre as superfícies em contato.

As conexões com mais de um parafuso oferecem um grau de restrição à rotação bem maior do que aquelas com um único parafuso, podendo-se admitir em alguns casos que a restrição oferecida é suficiente para considerar a ligação como rígida.

### 5.3.3. Excentricidade nas ligações

Torres metálicas treliçadas são construídas com perfis de seção cantoneira, os quais podem estar diretamente conectados, sem o uso de chapas de ligação (chapas *gusset*). Neste caso, os eixos longitudinais dos membros conectados não convergem em um único ponto, ou seja, existe excentricidade na ligação. As conexões onde são usadas chapas *gusset* são detalhadas de forma a minimizar estas excentricidades.

Nas ligações em corte simples, como a da figura 5.8, a transmissão da carga se faz com uma excentricidade ( $e$ ), que produz tensões de flexão nas barras e tração nos parafusos. A técnica usual de análise de torres considera as barras axialmente carregadas, desprezando as excentricidades. No entanto, medições realizadas por Roy *et al.* (1984) em ensaios de protótipo de torres indicam que as tensões normais de flexão, introduzidas nas barras em razão das excentricidades, podem ser significativas. Este fato sugere que a excentricidade das barras nas ligações é um fator importante a ser considerado na avaliação das incertezas de modelo mecânico neste tipo de estrutura.

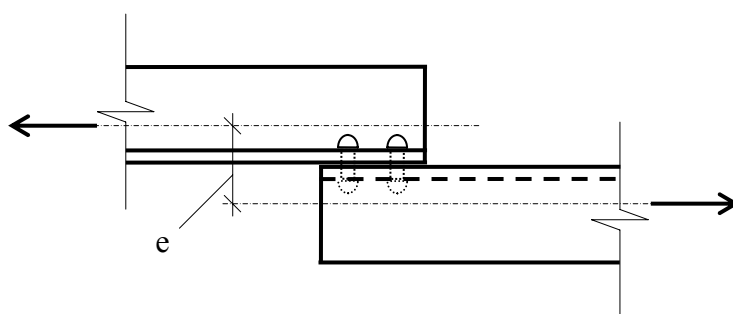


Figura 5.8: Ligação excêntrica entre perfis cantoneira.

#### 5.3.4. Flexibilidade das fundações

As fundações de qualquer tipo de estrutura sofrem deslocamentos, sejam verticais (recalques ou levantamentos), horizontais e/ou rotacionais, os quais dependem basicamente do tipo de solo, do tipo de fundação e dos esforços transmitidos ao solo pela estrutura. A magnitude destes deslocamentos influencia diretamente a distribuição de esforços na estrutura, podendo até mesmo levá-la ao colapso.

No cálculo de uma estrutura podem ser empregados dois procedimentos distintos, relativos a sua vinculação (Velloso e Lopes, 1997):

- a) o primeiro consiste em calcular a estrutura considerando apoios indeslocáveis. Desta forma, os esforços obtidos são passados para o projetista das fundações, que deve dimensioná-las de forma que os inevitáveis deslocamentos sejam compatíveis com a estrutura;
- b) no segundo, o conjunto fundação-estrutura é calculado como um todo, levando-se em conta a interação solo-estrutura, o que exige a utilização de um método de análise mais sofisticado. Este procedimento normalmente é empregado em estruturas hiperestáticas para as quais são previstos recalques elevados ou em estruturas de grande responsabilidade.

As torres metálicas de LT usualmente são calculadas de acordo com o primeiro procedimento. Logo, os projetistas dispõem de valores limites para os deslocamentos das fundações. No entanto, não existem critérios bem estabelecidos sobre a resposta de diferentes tipos de torres a deslocamentos diferenciais nas fundações.

Em virtude da rigidez das torres metálicas, os deslocamentos na base podem alterar significativamente a distribuição dos esforços nas barras, podendo até mesmo colocar em risco a segurança da torre. Porém, este efeito é reduzido em função da deformação nas ligações, principalmente a deformação de deslizamento, mencionada no item 5.3.1.

Torres metálicas autoportantes possuem quatro montantes, os quais transferem os esforços da torre para o solo através de uma fundação em cada um de seus pés. Como a direção do vento que atua na torre e nos cabos varia, a fundação de cada pé deve ser dimensionada para cargas de arrancamento (tração) e de compressão, combinadas com pequenas componentes horizontais.

Diversos são os tipos de fundações empregados em torres metálicas de transmissão de energia, uma vez que as LT são extensas e atravessam todos os tipos de terreno. Para cada tipo de solo normalmente é projetada uma fundação, cuja escolha depende de critérios técnicos e econômicos. Dentre as fundações utilizadas, pode-se citar:

- a) Grelha metálica: é uma fundação rasa, com profundidade de 2 a 4 metros, constituída de uma treliça metálica em forma de pirâmide, com um prolongamento no qual é fixado o pé da torre.
- b) Sapata: é uma fundação rasa de concreto armado, com profundidade menor do que 3 metros, podendo ser de base quadrada, retangular, circular ou octogonal. Este tipo de fundação é indicado quando o solo tem características que possam causar corrosão nos elementos metálicos da grelha.
- c) Tubulão com base alargada: é uma fundação profunda de concreto armado, com profundidade variando entre 3 e 10 metros, destinada a transmitir as cargas da torre até as camadas mais resistentes do solo. Possui forma cilíndrica, com diâmetro do fuste entre 70 e 120 cm. Para resistir melhor as cargas de arrancamento, é feito um alargamento na sua base, igual ao diâmetro do fuste mais 30 cm.
- d) Bloco: é uma fundação direta de concreto armado, com profundidade entre 2,5 e 3,5 metros.
- e) Bloco ancorado: é uma fundação ancorada em rocha, ou seja, a transferência dos esforços dos pés da torre se dá através de um bloco de concreto armado

chumbado na rocha. Este tipo de fundação é utilizado na presença de rocha a pequena profundidade (menor do que 3 metros), quando é impraticável a execução de um bloco com peso suficiente para suportar a carga de arrancamento, exigindo assim a sua ancoragem.

- f) Estaca: é uma fundação destinada a transmitir as cargas da torre para as camadas mais profundas do solo, com profundidade mínima de 5 metros. Possui forma alongada, cilíndrica ou prismática, podendo ser cravada ou moldada no local, de concreto armado ou metálica. A transferência dos esforços da estrutura para a estaca é feita através de um bloco de concreto armado.

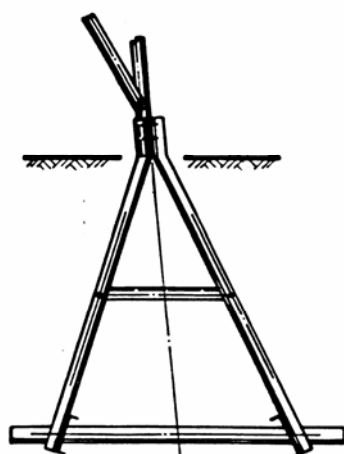
Na figura 5.9 podem ser observados alguns tipos de fundações utilizados em torres metálicas autoportantes de LT.

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, como já mencionado.

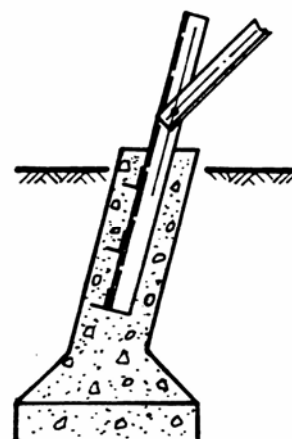
Para considerar a interação solo-estrutura no modelo mecânico de uma torre autoportante, ou seja, levar em conta a flexibilidade das fundações na avaliação da resposta, sob diferentes condições de carregamento, deve-se dispor de dados relativos ao solo sobre o qual a torre está apoiada, para que se possa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

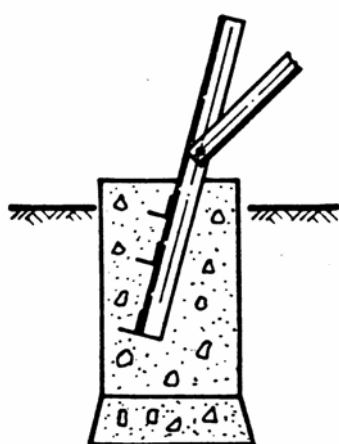
Cabe observar que a variabilidade nas características do solo entre as fundações de uma mesma torre fazem parte do conjunto de incertezas físicas, as quais não são estudadas neste trabalho.



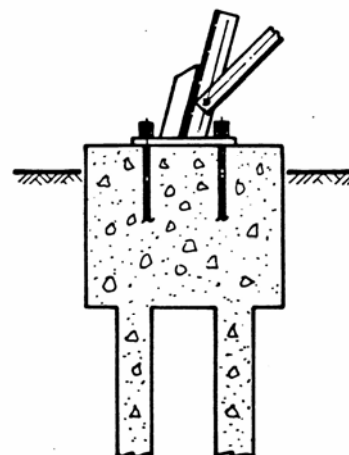
a) Grelha metálica



b) Sapata de concreto armado



c) Tubulão com base alargada



d) Estaca

Figura 5.9: Tipos de fundações em torres de LT.

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 “ $2b$ ” (na direção do eixo “ $z$ ”) e comprimento “ $2a$ ” (na direção do eixo “ $x$ ”), sendo  $2b < 2a$ , os coeficientes de rigidez nas direções vertical ( $k_Y$ ) e horizontais ( $k_X$  e  $k_Z$ ) são dados por:

$$k_Y = \frac{G \cdot b}{1 - \nu} \left[ 3,1 \left( \frac{a}{b} \right)^{0,75} + 1,6 \right] \quad (5.1)$$

$$k_X = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[ 6,8 \left( \frac{a}{b} \right)^{0,65} + 2,4 \right] \quad (5.2)$$

$$k_Z = \frac{G \cdot b}{2 - \nu} \left[ 6,8 \left( \frac{a}{b} \right)^{0,65} + 0,8 \left( \frac{a}{b} \right) + 1,6 \right] \quad (5.3)$$

No caso de uma sapata quadrada, tem-se:

$$k_Y = \frac{4,7 \cdot G \cdot b}{1 - \nu} \quad (5.4)$$

$$k_X = k_Z = \frac{9,2 \cdot G \cdot b}{2 - \nu} \quad (5.5)$$

onde:  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo;

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

$$G = \rho V_s^2 \quad (5.6)$$

onde:  $\rho$  é a massa específica do solo;

$V_s$  é a velocidade de propagação da onda transversal no semi-espaço 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.

Quando a fundação é tracionada, o comportamento do conjunto é completamente diferente. 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.

Em um estudo conduzido pela CIGRÉ (1999), com o objetivo de verificar os métodos de previsão da resistência ao arrancamento de sapatas, foi selecionada uma grande quantidade de ensaios ao arrancamento deste tipo de fundação, realizados em verdadeira grandeza pela *Electricity Suply Board* (ESB). Assim, foram construídas curvas carga x deslocamento vertical, válidas para diferentes tipos de solo, as quais podem ser utilizadas nos modelos de torre com fundação flexível.

Na figura 5.10 é apresentada uma das curvas carga x deslocamento vertical, válida para sapatas assentadas sobre argila consistente. Pode-se observar que a curva vale para sapatas de qualquer dimensão, uma vez que os deslocamentos são função da resistência ao arrancamento da fundação.

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, como pode ser observado na figura 5.10. 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 (figura 5.10).



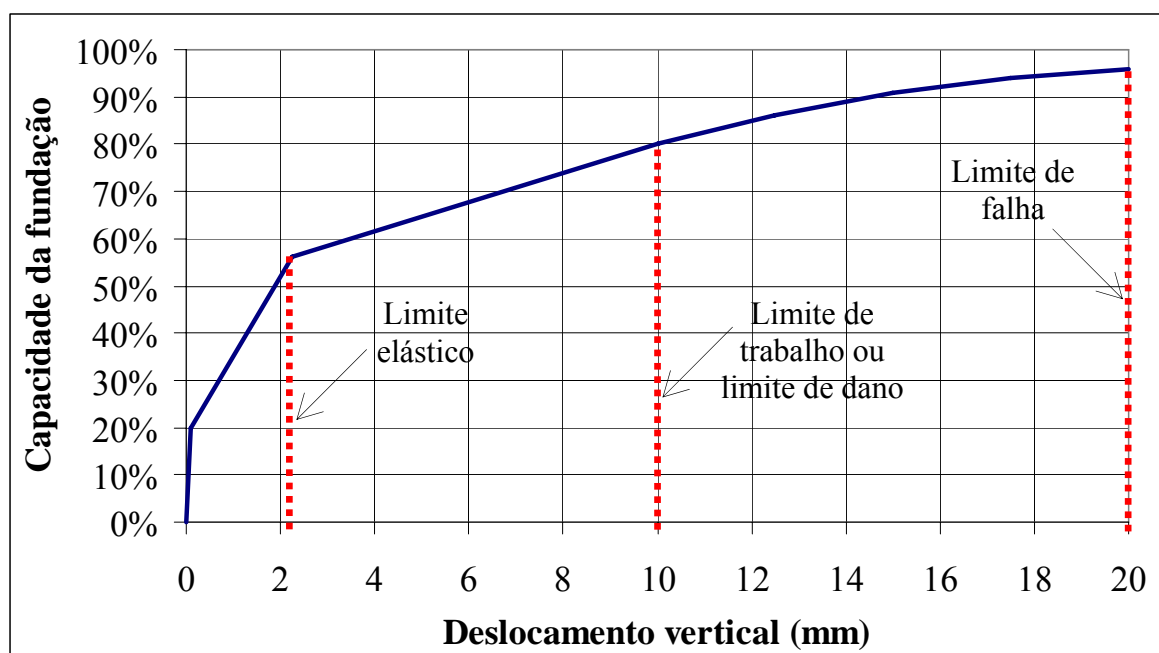


Figura 5.10: Carga de tração x deslocamento vertical para sapatas em argila consistente.

No estudo da CIGRÉ (1999) 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).

Para avaliar a influência da flexibilidade da fundação sobre a resistência de torres metálicas treliçadas de LT, Schmidt (1997) analisou uma torre autoportante de 400 kV sob a ação de vento oblíquo, como mostrado na figura 5.11.

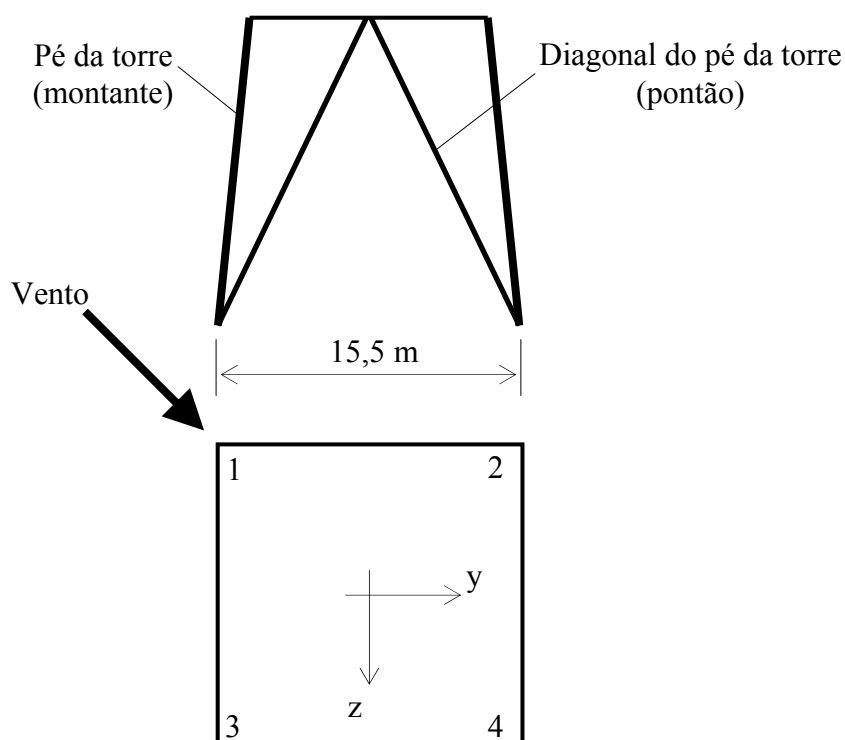


Figura 5.11: Torre autoportante sob a ação de vento oblíquo.

A flexibilidade da fundação é considerada, em cada pé da torre, através de três molas nas direções “x”, “y” e “z”, cada uma com um grau de liberdade longitudinal, como ilustrado na figura 5.12. A curva carga x deslocamento, típica dos ensaios, é substituída por uma reta, admitindo rigidez constante, expressa pelos coeficientes de rigidez de mola ( $C_x$ ,  $C_y$  e  $C_z$ ).

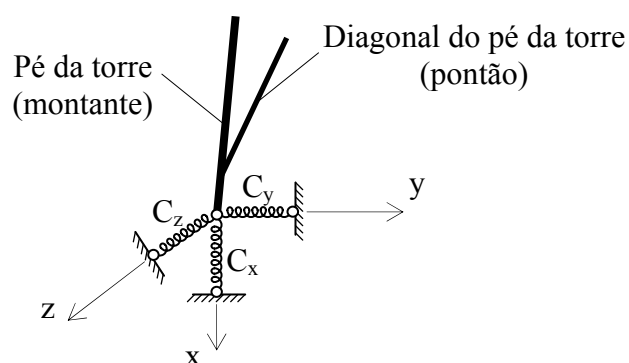


Figura 5.12: Consideração da flexibilidade da fundação.

São analisadas as seguintes combinações de rigidez para as quatro fundações da torre:

- (a) todos os apoios rígidos (hipótese usual);
- (b) todos os apoios flexíveis sem diferenças nos coeficientes de rigidez das quatro fundações;
- (c) a fundação tracionada (Pé 1) é menos rígida que as outras;
- (d) A fundação tracionada falha (caso de ruptura).

Os valores dos coeficientes de rigidez ( $C_x$ ,  $C_y$  e  $C_z$ ) para cada combinação mencionada, são apresentados na tabela 5.2.

Tabela 5.2: Coeficientes de rigidez das fundações em kN/cm.

Caso	Pé 1			Pés 2, 3 e 4		
	$C_y$	$C_z$	$C_x$	$C_y$	$C_z$	$C_x$
(a)	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$	$\infty$
(b)	100	100	1000	100	100	1000
(c)	33	33	333	100	100	1000
(d)	0	0	0	100	100	1000

Fonte: Schmidt, 1997

Para cada caso, foram encontradas as solicitações apresentadas na tabela 5.3, onde:

Os resultados do caso (b) são tomados como referência;

$F$  é a carga na fundação na direção do respectivo montante da torre ( $F > 0$  significa fundação tracionada e  $F < 0$  fundação comprimida);

$N_L$  é o esforço normal no montante do pé 4 (pé comprimido);

$N_B$  é esforço normal na diagonal do montante (pontão) do pé 4.

Tabela 5.3: Cargas nas fundações e solicitações nas barras da torre.

Caso	Fundação								Torre			
	Carga na fundação na direção do montante (F)								Montante		Pontão	
	Pé 1		Pé 2		Pé 3		Pé 4		$N_L$		$N_B$	
	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%	kN	%
(a)	1276	99,6	-845	99,9	159	100	-1961	99,6	-1820	99,8	-83	97,6
(b)	1281	<b>100</b>	-846	<b>100</b>	159	<b>100</b>	-1968	<b>100</b>	-1823	<b>100</b>	-85	<b>100</b>
(c)	1088	84,9	-653	77,2	352	221,4	-2161	109,8	-1989	109,1	-101	118,8
(d)	0	0	435	-51,4	1440	905,7	-3249	165,1	-2958	162,3	-170	200

Fonte: Schmidt, 1997

Como pode ser observado nos resultados da tabela 5.3, praticamente não há diferenças entre os casos (a) e (b). Entretanto entre os casos (b) e (c) (caso real), existe uma grande transferência de carga entre as fundações, e conseqüentemente entre os montantes, indicando que a torre estaria comprometida. Entre os casos (b) e (d) (ruptura de uma fundação), a transferência de carga é ainda maior, o que fatalmente levaria a torre ao colapso.

Obviamente, os resultados encontrados neste trabalho não podem ser generalizados para todos os tipos de torres autoportantes, mas sugerem que a flexibilidade das fundações é um importante fator a ser considerado na avaliação das incertezas de modelo mecânico neste tipo de estrutura.

### 5.3.5. Análise não-linear

Em uma análise linear de estruturas, seja pelo método da rigidez ou por elementos finitos, se admite que os deslocamentos e as rotações dos nós são infinitamente pequenos, que o material é linearmente elástico, que as condições de contorno não se alteram durante a aplicação do carregamento e que as cargas são conservativas, ou seja, mantêm suas direções originais quando a estrutura se deforma. Assim, as equações de equilíbrio para análise estática podem ser escritas na forma:

$$[K] \bar{U} = \bar{P} \quad (5.7)$$

onde:  $[K]$  é a matriz de rigidez global do sistema;

$\bar{U}$  é o vetor de deslocamentos livres;

$\bar{P}$  é o vetor de ações aplicadas.

Este sistema de equações é utilizado numa análise linear de um problema estrutural, pois a resposta em termos de deslocamentos ( $\bar{U}$ ) é uma função linear do vetor de ações aplicadas ( $\bar{P}$ ). As equações de equilíbrio são formuladas para a configuração indeformada da estrutura e os deslocamentos são obtidos em um único passo de solução do sistema de equações. Muitos problemas práticos podem ser resolvidos com esta formulação simples, porém, quando isto não é possível deve-se partir para uma análise não-linear.

Diversas fontes de não-linearidade podem estar presentes em um sistema estrutural, as quais influenciam a sua resposta. Em torres metálicas treliçadas de transmissão de energia as principais causas de um comportamento não-linear são:

- a) não-linearidade geométrica: associada a mudança na geometria da estrutura frente a grandes deslocamentos e a alteração nas rigidezes à flexão e axial das barras em função do esforço axial;
- b) não-linearidade física: relacionada ao comportamento não-linear da relação tensão x deformação do aço;

- c) deslizamento e rigidez rotacional nas ligações, que apresentam características não-lineares;
- d) flexibilidade das fundações, cujo comportamento carga x deslocamento vertical é não-linear.

Para levar em conta os efeitos da não-linearidade em estruturas, diversas técnicas podem ser utilizadas. Neste trabalho não se pretende detalhar a aplicação destas técnicas, mas sim avaliar os seus efeitos na resposta estrutural de torres metálicas. No entanto, alguns comentários relacionados à análise não-linear (física e geométrica) são apresentados, além dos métodos de solução do problema.

Em uma análise não-linear geométrica, na presença de grandes deslocamentos, as equações de equilíbrio devem ser formuladas para a configuração deformada da estrutura. Isto significa que a relação linear da equação 5.7 não pode ser usada. Para levar em conta os efeitos da mudança na geometria quando o carregamento é incrementado, podem ser obtidas soluções para os deslocamentos ( $\bar{U}$ ) tratando o problema não-linear como uma seqüência de passos lineares, onde cada passo representa um incremento de carga.

Aplicando teoremas de energia e considerando a teoria de grandes deslocamentos, onde termos não-lineares aparecem nas relações deformação-deslocamento, pode-se chegar às matrizes de rigidez de barra elástica (ou clássica)  $[k_E]$  e geométrica  $[k_G]$ , como apresentado em Przemieniecki (1968) e Cook (1989). Por exemplo, para um elemento de treliça plana (*bar element*), que apresenta os nós rotulados e 2 graus de liberdade (GDL) por nó, como ilustrado na figura 5.13, as matrizes de rigidez de barra elástica e geométrica são:

$$[k_E] = \frac{EA}{\ell} \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (5.8)$$

$$[k_G] = \frac{P}{\ell} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (5.9)$$

onde:  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

$A$  é a área da seção transversal do elemento;

$\ell$  é o comprimento entre os nós rotulados do elemento;

$P$  é o esforço axial no elemento.



Figura 5.13: Elemento de treliça plana com 2 GDL por nó.

Para um elemento de pórtico plano (*beam element*), apresentado na figura 5.14, as matrizes de rigidez de barra elástica e geométrica são:

$$[k_E] = \frac{E I_Z}{\ell^3} \begin{bmatrix} \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12 E I_Z}{\ell^3} & \frac{6 E I_Z}{\ell^2} & 0 & -\frac{12 E I_Z}{\ell^3} & \frac{6 E I_Z}{\ell^2} \\ 0 & \frac{6 E I_Z}{\ell^2} & \frac{4 E I_Z}{\ell} & 0 & -\frac{6 E I_Z}{\ell^2} & \frac{2 E I_Z}{\ell} \\ -\frac{EA}{\ell} & 0 & 0 & \frac{EA}{\ell} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12 E I_Z}{\ell^3} & -\frac{6 E I_Z}{\ell^2} & 0 & \frac{12 E I_Z}{\ell^3} & -\frac{6 E I_Z}{\ell^2} \\ 0 & \frac{6 E I_Z}{\ell^2} & \frac{2 E I_Z}{\ell} & 0 & -\frac{6 E I_Z}{\ell^2} & \frac{4 E I_Z}{\ell} \end{bmatrix} \quad (5.10)$$

$$[k_G] = \frac{P}{\ell} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6}{5} & \frac{\ell}{10} & 0 & -\frac{6}{5} & \frac{\ell}{10} \\ 0 & \frac{\ell}{10} & \frac{2\ell^2}{15} & 0 & -\frac{\ell}{10} & \frac{\ell^2}{30} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{6}{5} & -\frac{\ell}{10} & 0 & \frac{6}{5} & -\frac{\ell}{10} \\ 0 & \frac{\ell}{10} & -\frac{\ell^2}{30} & 0 & -\frac{\ell}{10} & \frac{2\ell^2}{15} \end{bmatrix} \quad (5.11)$$

onde:  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

$\ell$  é o comprimento do elemento.

$P$  é o esforço axial no elemento;

$I_z$  é o momento de inércia da seção transversal do elemento em relação ao eixo “z”.

De maneira similar podem ser obtidas as matrizes de rigidez de barra elástica e geométrica para um elemento de pórtico espacial, as quais possuem dimensão  $12 \times 12$  (6 GDL por nó) e de treliça espacial, com dimensão  $6 \times 6$  (3 GDL por nó). Estas matrizes são apresentadas em Oran (1973), Argyris *et al.* (1979), Bathe e Bolourchi (1979), entre outros, e são válidas para elementos com seções transversais fechadas e compactas (seções cheias ou robustas), uma vez que o efeito do empenamento não é considerado.



Figura 5.14: Elemento de pórtico plano com 3 GDL por nó.



Matrizes de rigidez de barra elástica e geométrica para um elemento de pórtico espacial com seção transversal aberta e paredes finas, que consideram o efeito do empenamento, estão disponíveis nos trabalhos de Yang (1984), aplicada a seções simétricas, e Grigoletti (1999) válida também para seções assimétricas. Estas matrizes possuem dimensão 14 x 14 (7 GDL por nó), onde o grau de liberdade introduzido corresponde ao bimomento. No entanto, as seções cantoneira (seções “L”), das quais as torres metálicas de LT são construídas, não sofrem empenamento, seja qual for o carregamento aplicado. A constante de empenamento para este tipo de seção é zero, conseqüentemente nenhum momento de empenamento (bimomento) é desenvolvido.

A matriz de rigidez de barra total  $[k]$  de um elemento consiste de duas partes, a rigidez elástica e a rigidez geométrica, assim:

$$[k] = [k_E] + [k_G] \quad (5.12)$$

A matriz de rigidez elástica (ou clássica) do elemento  $[k_E]$  é idêntica aquela usada na análise linear. A rigidez geométrica pode aumentar ou diminuir os coeficientes de rigidez direta dos elementos (termos da diagonal principal de  $[k_G]$ ), conforme o sinal da força axial  $P$  (positivo para tração e negativo para compressão). Pode-se observar na equação 5.11, que uma força de compressão em um elemento de pórtico plano diminui a rigidez à flexão deste elemento. Portanto, a matriz de rigidez geométrica  $[k_G]$  do elemento depende não somente da geometria, mas também dos esforços internos no elemento.

A matriz de rigidez global da estrutura é montada a partir das matrizes de rigidez de barra elástica e geométrica dos elementos, usando procedimentos convencionais estabelecidos para a análise linear (Gere e Weaver, 1987). Assim, as equações de equilíbrio da estrutura a nível global podem ser escritas na forma:

$$\{[K_E] + [K_G]\} \bar{U} = \bar{P} \quad (5.13)$$

onde:  $[K_E]$  é a matriz de rigidez global elástica (ou clássica) da estrutura;

$[K_G]$  é a matriz de rigidez global geométrica da estrutura, também conhecida como matriz de rigidez de tensões (*stress stiffness matrix*) ou matriz dos coeficientes de estabilidade.

A formulação matricial apresentada está baseada na hipótese que os deslocamentos calculados produzem tensões nas barras que estão abaixo do limite elástico linear do material. Em uma estrutura de aço, por exemplo, isto significa que as tensões críticas calculadas - tensões no instante em que o equilíbrio se torna instável - estão abaixo da tensão de escoamento do aço. Para barras muito esbeltas submetidas à compressão axial isto normalmente é válido, porém no caso de barras pouco esbeltas ou barras curtas a tensão de escoamento é atingida antes do início da flambagem, e o módulo de elasticidade do aço ( $E$ ), até aqui constante, torna-se função da tensão crítica (ou tensão última).

Barras pouco esbeltas ou barras curtas comprimidas axialmente rompem por flambagem inelástica, e este fenômeno usualmente é modelado por leis empíricas, as quais são funções da tensão de escoamento e do módulo de elasticidade longitudinal do aço. Por exemplo, a expressão apresentada pelo ASCE Standard 10-97 (2000) para determinação da carga crítica de compressão de uma barra de aço é:

$$P_C = \left[ f_y - \left( \frac{f_y^2}{4\pi^2 E} \right) \lambda^2 \right] A \quad \text{Para } \lambda \leq \pi \sqrt{2 E / f_y} \quad (5.14)$$

onde:  $P_C$  é a carga crítica que causa a flambagem inelástica da barra;

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço;

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$A$  é a área da seção transversal da barra;

$\lambda = k L/r$  é o índice de esbeltez da barra;

$k$  é o coeficiente de comprimento efetivo;

$L$  é o comprimento real não contraventado da barra;

$r$  é o raio de giração da seção transversal.

A equação 5.14 é idêntica aquela fornecida pela NBR 8850 (ABNT, 2003) para a verificação de barras axialmente comprimidas, apresentada no anexo B, item B.2.

Para incluir o efeito da não-linearidade física na formulação matricial apresentada, o módulo de elasticidade do material deve ser atualizado na matriz de rigidez, em função do nível de tensão de cada elemento, em cada passo do processo de solução incremental-iterativo.

#### 5.4. DESCRIÇÃO DOS MODELOS COMPLEMENTARES

Alguns dos fatores discutidos nos itens anteriores são introduzidos na análise das três torres, entre eles: a flexibilidade a translação nas ligações, a flexibilidade das fundações e a análise não-linear geométrica. Os modelos que consideram esses aspectos são identificados como:

- **Modelo “C<sub>nl</sub>”**: Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a análise é não-linear geométrica;
- **Modelo “E”**: Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a flexibilidade das fundações é considerada através de molas lineares nos apoios, com mesma rigidez na tração e na compressão. A análise é linear;
- **Modelo “F”**: Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a flexibilidade das fundações é considerada através de molas não-lineares, com comportamento diferente na tração e na compressão. A análise é linear, física e geométrica, porém é necessário um procedimento incremental-iterativo na solução, uma vez que o comportamento da fundação é não-linear;
- **Modelos “G” e “GM”**: Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a deformação (translação) nas ligações parafusadas é considerada através de molas não-lineares entre os nós dos elementos. A análise é linear, física e geométrica, porém um procedimento incremental-iterativo é necessário, já que o comportamento da deformação é não-linear.

Na elaboração dos modelos “G” e “GM” a deformação (translação) das ligações é introduzida por meio de molas não-lineares entre os elementos, cujas curvas força x deslocamento, função da dimensão do perfil e do número de parafusos na ligação, são determinadas a partir dos resultados experimentais de Ungkurapinan *et al.* (2003), apresentados na figura 5.15 e válidos para ligações entre perfis cantoneira de abas iguais L102 x 102 x 6,4 mm, com 1 a 4 parafusos alinhados de 16 mm de diâmetro, torque de aperto de 114,27 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos.

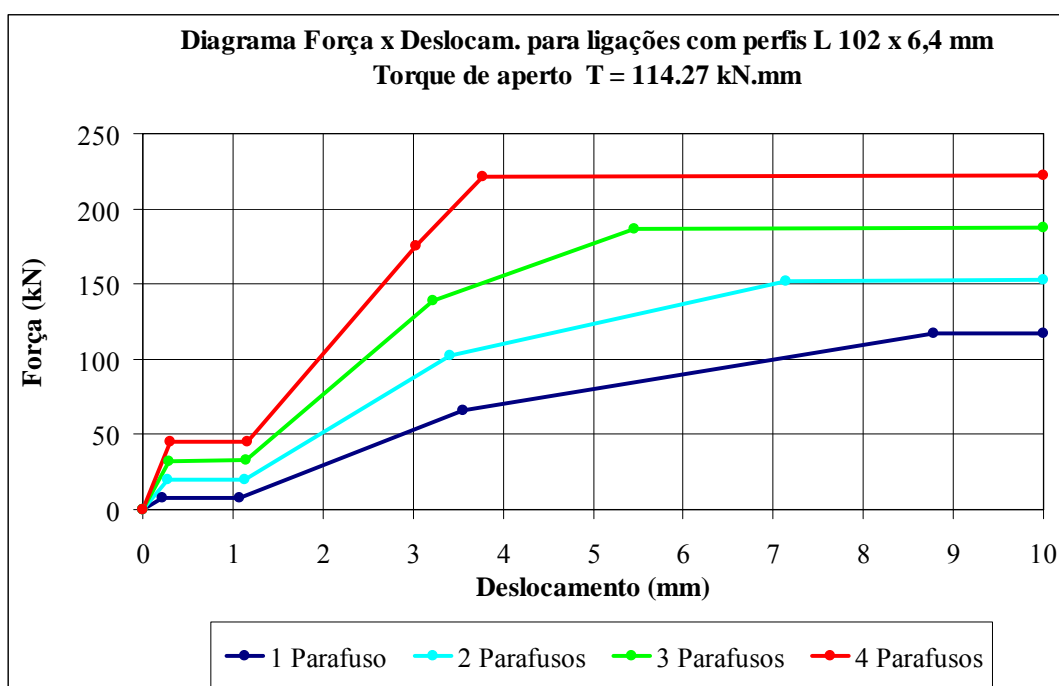


Figura 5.15: Comportamento da deformação nas ligações parafusadas entre perfis L102 x 102 x 6,4 mm (Ungkurapinan *et al.*, 2003).

Para os perfis e os parafusos utilizados nas torres, as curvas foram ajustadas levando-se em conta a área da seção destes perfis, a área de contato entre os parafusos e os perfis, o número de parafusos na ligação, a folga entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos e o torque de aperto nos parafusos.

Os modelos “G30” e “GM30” são elaborados considerando um torque de aperto de 30 kN.mm em cada parafuso, que de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003) é o torque mínimo para parafusos 12 mm. Nos modelos “G45” e “GM45” o torque é de 45 kN.mm (torque máximo para parafusos 12 mm).

Os modelos “GM” são idênticos aos modelos “G”, adicionando-se as ligações das emendas dos montantes, com oito (8) ou dez (10) parafusos cada.

No modelo “E” a rigidez do conjunto solo-fundação, representada por molas lineares, é determinada através das equações 5.4 e 5.5, para fundações do tipo sapata (0,80 x 0,80 m) assentadas sobre argila consistente. No modelo “F”, estas expressões são aplicadas para calcular a rigidez da fundação comprimida. Quando a fundação é tracionada o comportamento força x deslocamento vertical é representado por molas não-lineares nos apoios, mostrado na curva da figura 5.10.

Todos os modelos citados até aqui foram analisados no programa ANSYS versão 9.0 (ANSYS, 2004), disponível no Centro Nacional de Super Computação (CESUP) da UFRGS. Os resultados são apresentados e discutidos no capítulo 7.

Por fim, as torres foram analisadas com o método de integração direta (MID) das equações do movimento, de forma explícita, através de um programa computacional desenvolvido em FORTRAN para aplicação do MID em estruturas treliçadas, usando diferenças finitas centrais. Neste modelo, o comportamento força x deslocamento axial das barras é considerado linear (linearidade física).

Este método de solução é normalmente adotado para resolver problemas dinâmicos, como será discutido no capítulo 8. No entanto, a resposta de estruturas submetidas a cargas estáticas também pode ser avaliada.

Para a aplicação deste método em uma estrutura com carregamento estático, ou “quase estático”, as cargas devem incrementadas de zero até o seu valor final, durante um intervalo de tempo relativamente grande - não inferior a cinco vezes o maior período de vibração da estrutura - e a partir daí mantidas constantes por um tempo suficiente para que a estrutura pare de oscilar. Assim, os resultados convergem para a resposta estática.

Esta abordagem é conhecida como técnica da relaxação dinâmica e, mesmo não sendo muito atrativa na solução de problemas lineares, pelo elevado número de passos de integração necessários na análise, foi adotada como mais um modelo para a predição da resposta estática linear das torres “1”, “2” e “2A”. A vantagem da aplicação da integração numérica direta das equações do movimento, na forma explícita é a de não requerer a montagem da matriz de rigidez global, já que a integração é realizada em nível de elemento. Cabe salientar que a

análise fica restrita a estruturas que podem ser discretizadas com elementos de barra, neste caso, treliça espacial.

Para assegurar a estabilidade do método, o intervalo de tempo entre os passos de integração ( $\Delta t$ ) deve ser muito pequeno, da ordem de  $10^{-5}$  a  $10^{-6}$  s (discutido no capítulo 8), o que exige pelo menos 100.000 passos de integração para cada segundo de análise do problema, e ainda, para que as amplificações dinâmicas da resposta não atinjam valores significativos, a carga deve ser aplicada durante um tempo não inferior a cinco vezes o período de vibração fundamental (maior período) da estrutura, o que resulta em alguns segundos de análise, dependendo principalmente da altura da torre. Portanto, uma análise estática linear simples exige algumas centenas de milhares de passos de integração.

No caso das três torres analisadas, as quais têm uma altura pequena, as frequências fundamentais de vibração são elevadas (ao redor de 17 Hz), isto é, os períodos fundamentais são pequenos (em torno de 0,06 s). Neste caso, o tempo de aplicação do carregamento deve ser maior que 0,30 s. Na análise foi adotado um tempo de 1 s para a aplicação de cada hipótese de carga nas torres e um tempo total de análise de 10 s com um intervalo de tempo de integração ( $\Delta t$ ) de  $2,5 \times 10^{-5}$  s.

O modelo em que é empregado o método de integração direta é identificado como:

- **Modelo “MID”**: As barras são modeladas com elementos de treliça espacial e o problema é resolvido utilizando o método de integração direta das equações do movimento, de forma explícita. A lei constitutiva do material, ou seja, a relação força x deslocamento axial das barras é considerada linear.

Os resultados obtidos com este modelo são também apresentados e discutidos no capítulo 7.

## 6. RESULTADOS EXPERIMENTAIS DA ANÁLISE ESTÁTICA DAS TORRES

Neste capítulo são descritos os ensaios de protótipo das torres “1”, “2” e “2A” e apresentados os respectivos resultados, tanto dos ensaios com cargas aplicadas quanto dos ensaios com deslocamentos impostos na base (fundação).

### 6.1. INTRODUÇÃO

As torres “1”, “2” e “2A” foram fabricadas pela empresa ABB do Brasil, com as dimensões indicadas nas figuras 5.2 a 5.4, e ensaiadas na estação de testes da ESKOM *Transmission Group*, uma das mais modernas do mundo, localizada em Johannesburg na África do Sul, e equipada com (Camargo, 2002):

- grua para montagem de estruturas de até 70 m de altura, com capacidade de içamento de componentes com até 80 kN ( $\cong$  8 tf);
- três pórticos metálicos para aplicação de carregamentos na estrutura;
- fundações “universais”, isto é, um bloco com grandes dimensões sobre estaqueamento, com trilhos para permitir a fixação dos pés de torres com até 24 m de abertura. As máximas reações admissíveis, para cada pé da estrutura, são: 7310 kN à compressão e 6170 kN à tração, simultaneamente com 1560 kN de força cortante;
- sistema de aplicação de cargas com 36 “macacos hidráulicos” e comando remoto a partir da casa de controle;
- sistema remoto de aquisição eletrônica de dados para as cargas aplicadas e as deformações nas barras.

Na figura 6.1 são mostrados os pórticos da estação de testes da empresa ESKOM *Transmission Group* e a torre “1” montada para ensaio.



Figura 6.1: Pórticos da estação de testes da empresa ESKOM *Transmission Group* e a torre “1”.

## 6.2. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS DE PROTÓTIPO

As torres “1”, “2” e “2A” foram ensaiadas com carregamento aplicado e a torre “2” foi também ensaiada com deslocamentos verticais impostos na base (fundação). Tais ensaios são descritos a seguir.

### 6.2.1. Ensaios com carregamento aplicado

As três torres foram ensaiadas com as oito hipóteses de carga mencionadas no capítulo 5 e mostradas na figura 5.1, as quais são as cargas de projeto. As forças foram aplicadas de forma simultânea e lenta, com velocidades de aplicação da ordem de 1500 N/min. Nestes ensaios foram determinados os esforços nas barras selecionadas e os deslocamentos nos pontos A, B, C e D, identificados nas figuras 6.2 a 6.4, para os seguintes níveis de carregamento: 25%, 50%, 75%, 90% e 100% das cargas de projeto. Por fim, foram realizados ensaios para avaliar a capacidade de cada uma das torres frente ao carregamento 4D.



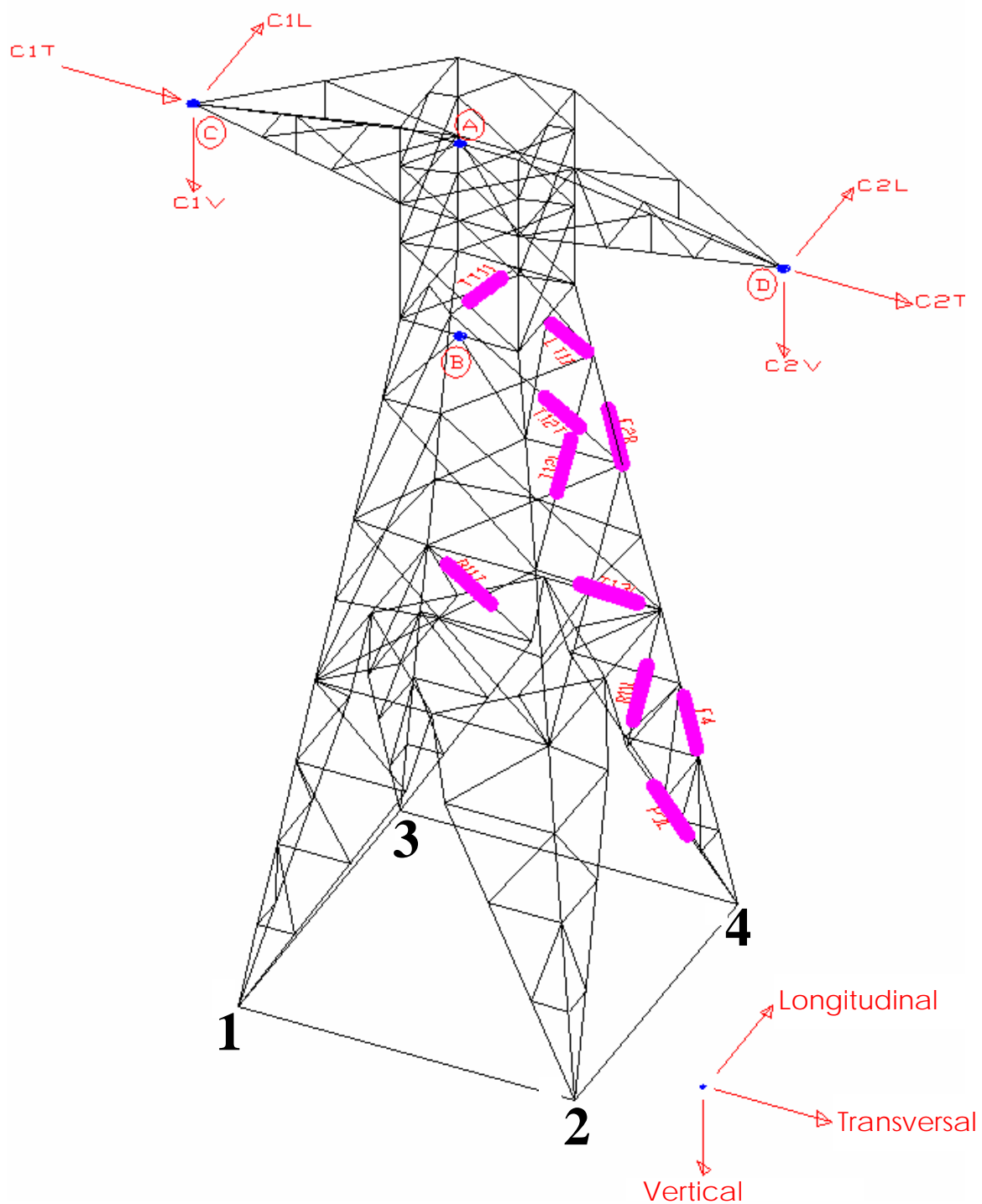


Figura 6.2: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “B”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “1”.

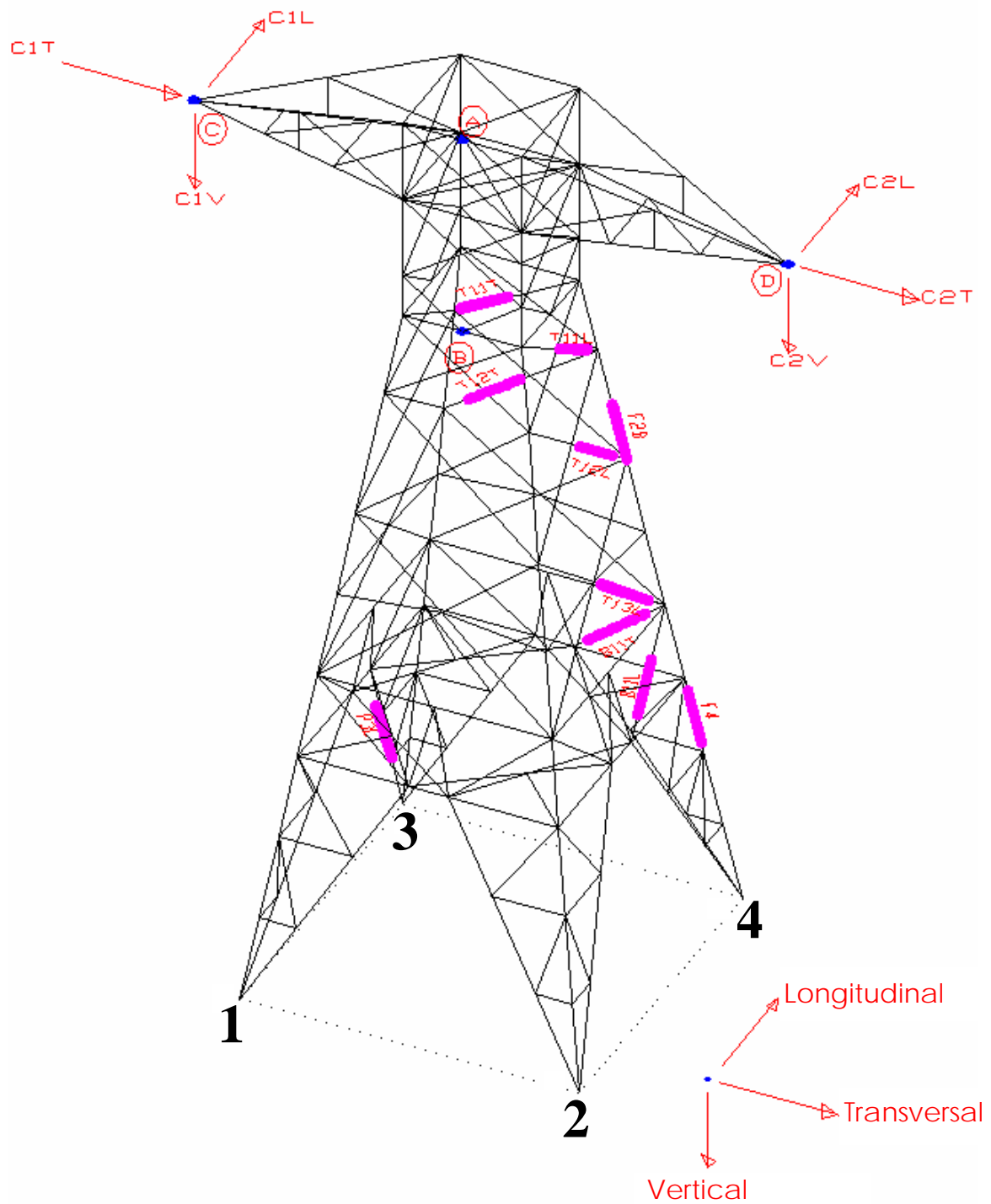


Figura 6.3: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “B”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “2”.

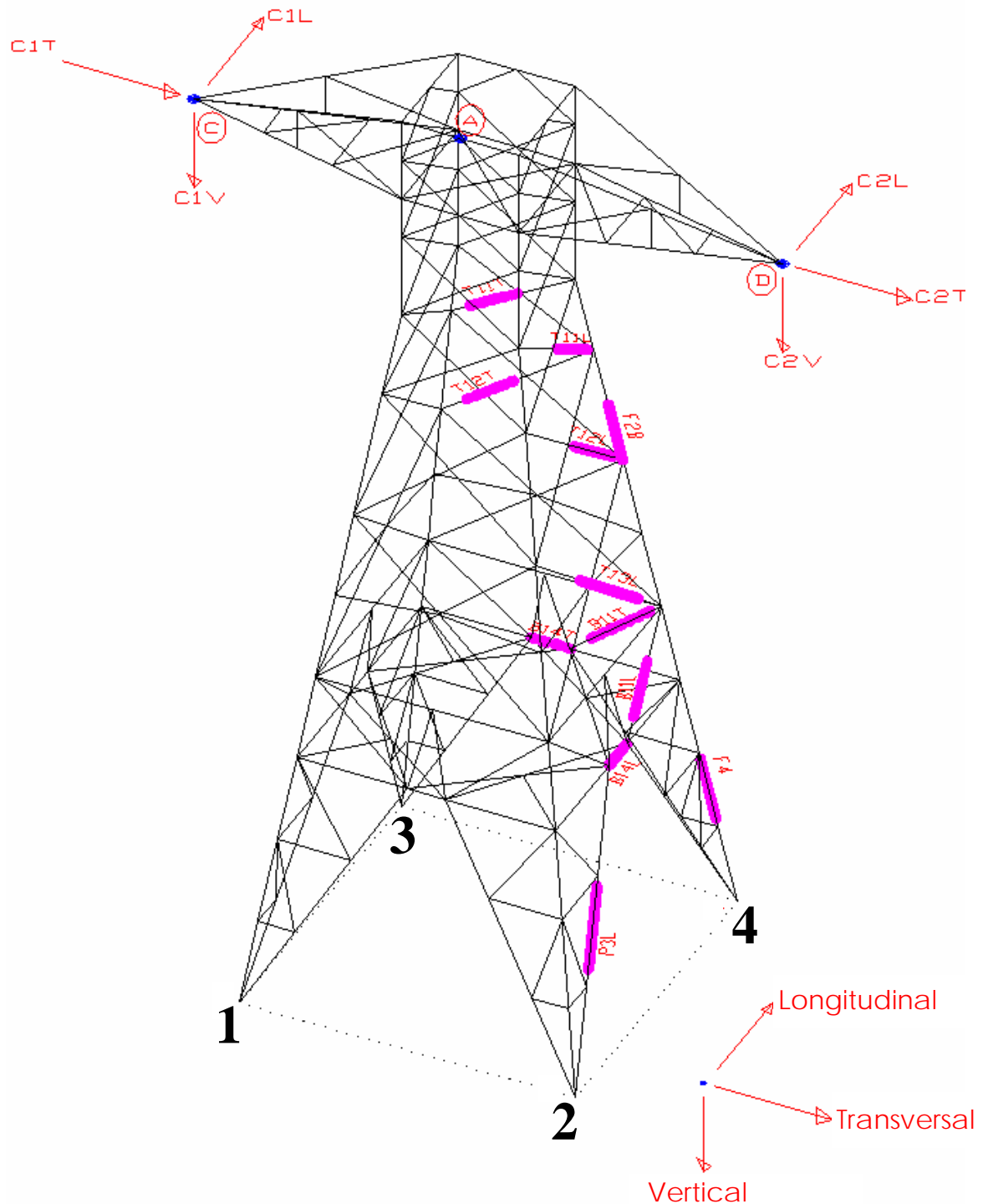


Figura 6.4: Barras monitoradas (instrumentadas) e os pontos “A”, “C” e “D” de medição dos deslocamentos na torre “2A”.

A figura 6.5 mostra a torre “1” montada na estação de testes para ensaio de protótipo com carregamento aplicado.



Figura 6.5: Ensaio de protótipo na torre “1”.

As barras selecionadas em cada uma das torres buscam representar a estrutura como um todo, por isso foram escolhidas barras de montantes, barras horizontais, diagonais dos pés e diagonais das faces transversal e longitudinal, as quais foram instrumentadas com extensômetros elétricos (*strain gages*) com o propósito de determinar deformações e solicitações. Essas barras são identificadas como:

- Na torre “1”:

Montantes: F2B e F4;

Diagonais: TT11, LT11, T12T, T12L, T13L, B11T, B11L;

Pontão: P3L.

- Na torre “2”:

Montantes: F2B e F4;

Diagonais: T11T, T11L, T12T, T12L, T13L, B11T, B11L;

Pontão: P3L;

- Na torre “2A”:

Montantes: F2B e F4;

Diagonais: T11T, T11L, T12T, T12L, T13L, B11T, B11L;

Barras horizontais: B14T e B14L;

Pontão: P3L.

### **6.2.2. Ensaios com deslocamentos impostos na base**

A torre “2” também foi submetida a deslocamentos verticais na base (fundação). Nesses ensaios foram determinadas as deformações e as solicitações nas barras selecionadas, identificadas na figura 6.3, para levantamentos de até + 25 mm (para cima) e recalques de até - 25 mm (para baixo), em intervalos de aproximadamente 2 mm, aplicados no pé 1 desta torre, como ilustrado na figura 6.6.

O sistema de aplicação dos deslocamentos baseia-se no seguinte:

- a torre “2” é montada sobre apoios elevados;
- um desses apoios (pé 1) é substituído por um “macaco mecânico”, o qual consiste de duas chapas de aço paralelas, ligadas através de um cilindro rosqueado. O giro deste cilindro proporciona a aproximação ou o afastamento entre as chapas, possibilitando a aplicação dos deslocamentos no pé da torre. Esses deslocamentos são medidos através de uma régua, como mostrado na figura 6.7.

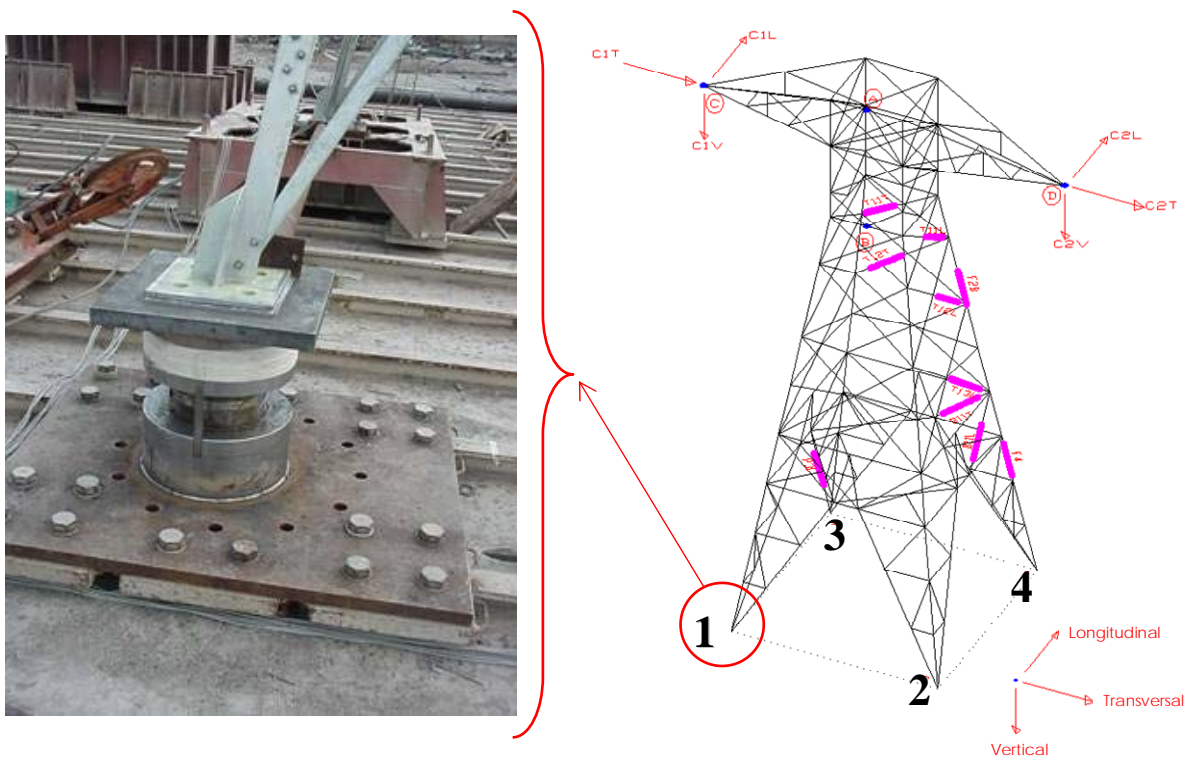


Figura 6.6: Deslocamentos verticais impostos na base (pé 1) da torre “2”.



Figura 6.7: Medição dos deslocamentos impostos na base da torre “2”.

## 6.3. OBTENÇÃO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

### 6.3.1. Determinação dos deslocamentos

Os deslocamentos nos pontos A, B, C e D nas três torres, identificados nas figuras 6.2 a 6.4, foram obtidos para as oito hipóteses de carga a partir da leitura com instrumentos óticos, montados sobre superfícies fixas e com precisão de 10 mm.

### 6.3.2. Determinação dos esforços nas barras

Cada uma das barras de seção cantoneira selecionadas nas três torres foi instrumentada com três extensômetros elétricos (*strain gages*), dispostos conforme a figura 6.8.

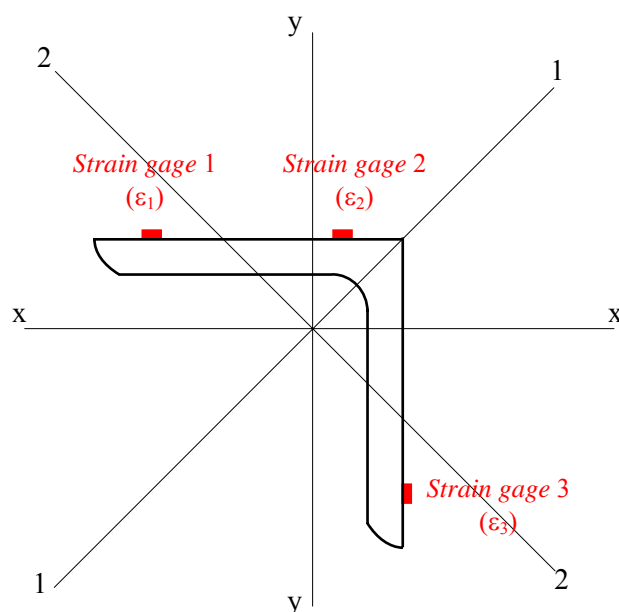


Figura 6.8: Disposição dos *strain gages* nas barras com seção cantoneira.

As deformações obtidas nos *strain gages* ( $\epsilon_1$ ,  $\epsilon_2$  e  $\epsilon_3$ ) para cada barra, podem ser relacionadas com a expressão da Resistência dos Materiais para o cálculo das tensões normais na flexão oblíqua composta (Beer e Johnston, 1995):

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} \left( \frac{P}{A} + \frac{M_{11} \ell_{11}}{I_{11}} + \frac{M_{22} \ell_{21}}{I_{22}} \right) \quad (6.1)$$

$$\varepsilon_2 = \frac{1}{E} \left( \frac{P}{A} + \frac{M_{11} \ell_{12}}{I_{11}} + \frac{M_{22} \ell_{22}}{I_{22}} \right) \quad (6.2)$$

$$\varepsilon_3 = \frac{1}{E} \left( \frac{P}{A} + \frac{M_{11} \ell_{13}}{I_{11}} + \frac{M_{22} \ell_{23}}{I_{22}} \right) \quad (6.3)$$

onde: E é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

A é a área da seção transversal da barra de seção cantoneira;

$I_{11}$  e  $I_{22}$  são os momentos de inércia em relação aos eixos principais de inércia 1-1 e 2-2, respectivamente;

$\ell_{ij}$  é a distância do eixo "i" até o *strain gage* "j";

P é o esforço normal atuante na barra;

$M_{11}$  e  $M_{22}$  são os momentos fletores atuantes na barra, em torno dos eixos 1-1 e 2-2, respectivamente.

Assim, conhecendo os valores de  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$  e resolvendo o sistema de equações formado pelas expressões 6.1 a 6.3, o esforço normal (P) e os momentos fletores ( $M_{11}$  e  $M_{22}$ ) de cada barra são determinados.

Neste trabalho são avaliados apenas os esforços normais, uma vez que os momentos fletores que se desenvolvem nas barras das torres são muito pequenos.

O sistema de medição das barras foi previamente calibrado em laboratório, com a aplicação de esforços conhecidos, de forma tal que, além das deformações, pudessem ser fornecidos os esforços atuantes nas barras em tempo real. Este sistema foi projetado e supervisionado pelo "*Laboratory of Stress Analysis and Mechanical Technologies*" da empresa ESKOM.



Na figura 6.9 são ilustrados os três *strain gages* colados em cada barra para medir as deformações  $\varepsilon_1$ ,  $\varepsilon_2$  e  $\varepsilon_3$ . Os extensômetros adicionais que aparecem nas figuras 6.9 e 6.10 têm a função de eliminar a influência das variações de temperatura nos resultados.

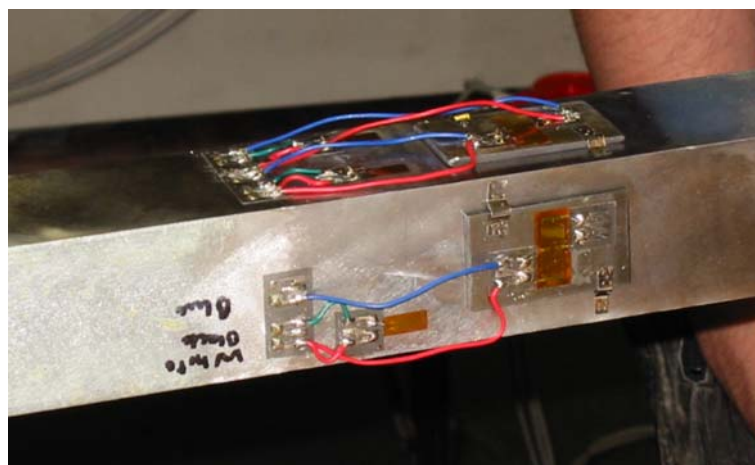


Figura 6.9: Barra instrumentada com *strain gages*.

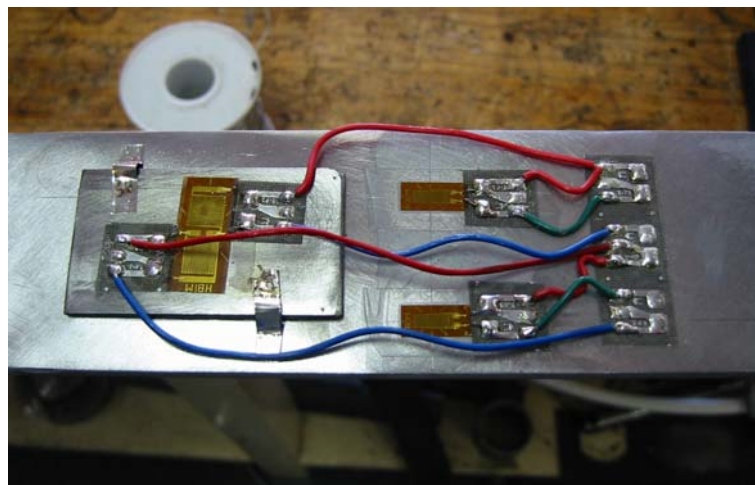


Figura 6.10: Detalhe da fixação dos *strain gages* nas barras.

#### 6.4. RESULTADOS DOS ENSAIOS

A seguir são apresentados os resultados experimentais obtidos nos ensaios de protótipo das três torres, em termos de deslocamentos, esforços nas barras e capacidade de cada torre.

### 6.4.1. Ensaios com carregamento aplicado - deslocamentos

Os valores dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D, obtidos nos ensaios de protótipo com o carregamento aplicado, são apresentados no capítulo 7 junto com os resultados numéricos.

### 6.4.2. Ensaios com carregamento aplicado - esforços nas barras

Os valores dos esforços axiais nas barras selecionadas das três torres, obtidos nos ensaios de protótipo com carregamento aplicado, são apresentados junto com os resultados numéricos em material complementar (anexo D) disponível no CD que acompanha este trabalho. Alguns dos resultados experimentais são mostrados nas figuras 6.11 a 6.15.

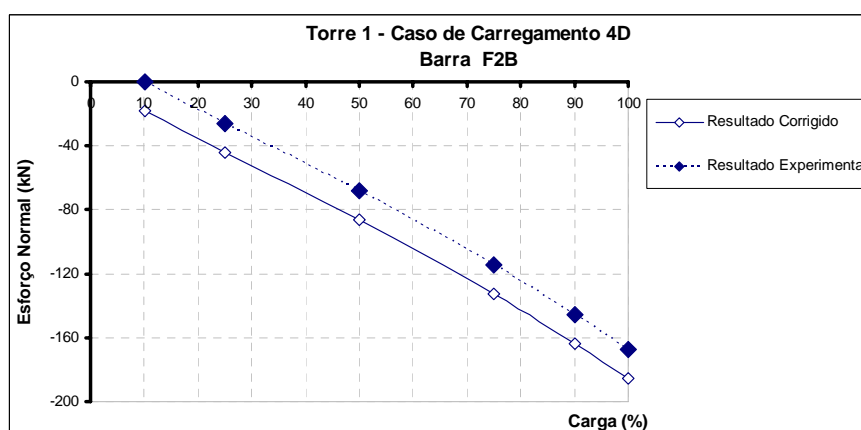


Figura 6.11: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

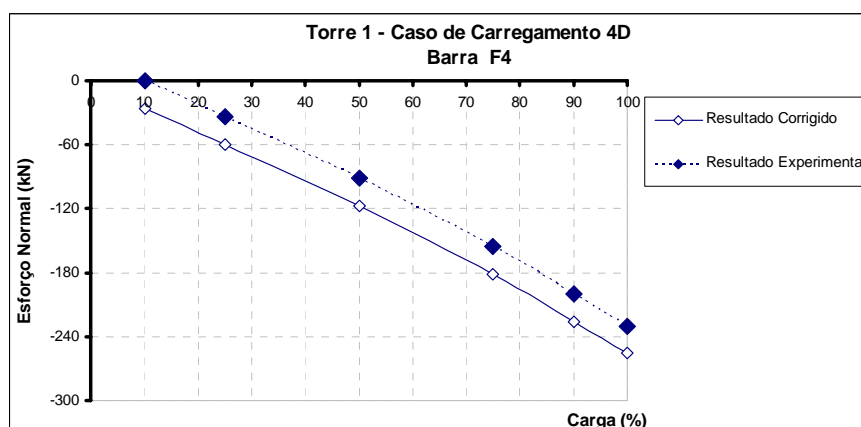


Figura 6.12: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

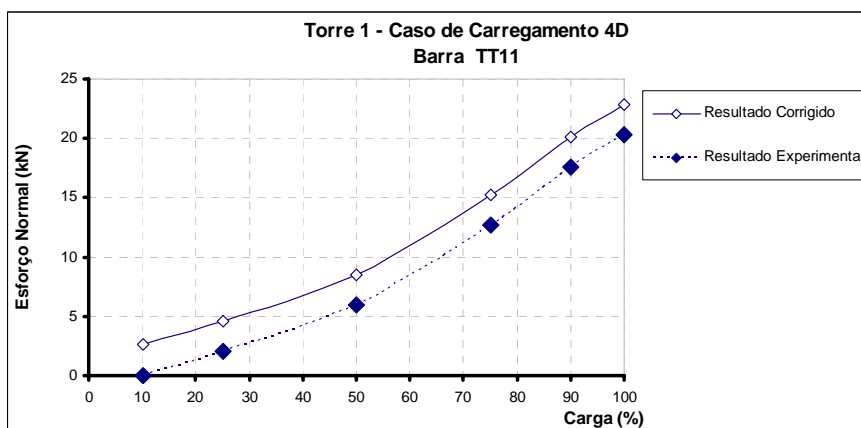


Figura 6.13: Esforço normal (kN) na barra TT11 da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

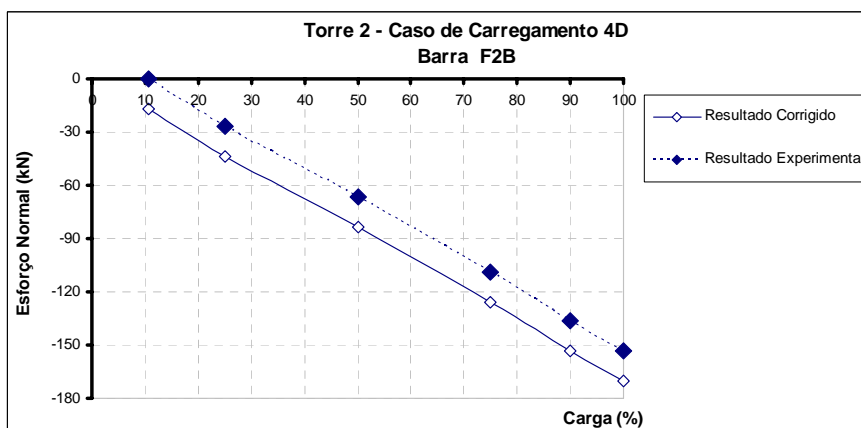


Figura 6.14: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

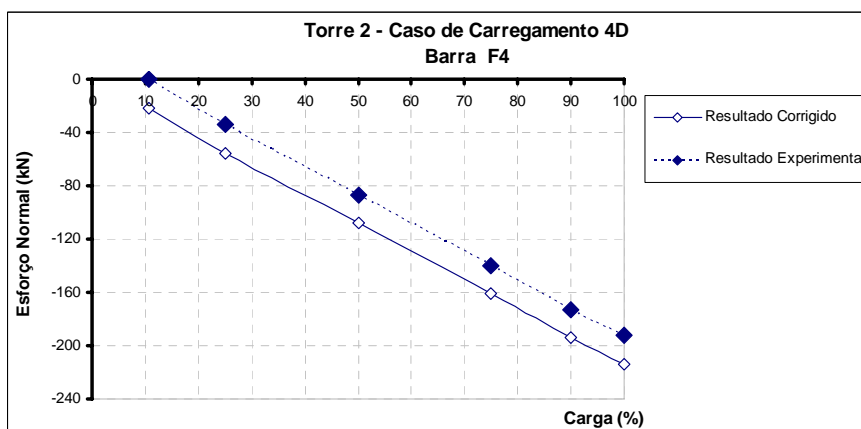


Figura 6.15: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

Nos gráficos das figuras 6.11 a 6.15 pode-se observar que os esforços obtidos experimentalmente foram “corrigidos”, uma vez que as deformações, e conseqüentemente os esforços, começam a ser registrados a partir de um nível de carregamento considerável (superior a 10% da carga de projeto). Esta correção é realizada para todos os casos de carregamento nas três torres, com o seguinte procedimento:

- a) é ajustada uma reta aos quatro primeiros pontos do gráfico carga x esforço normal obtidos experimentalmente, onde o 4º ponto corresponde a 75% da carga de projeto. Até este nível de carregamento o comportamento da estrutura pode ser admitido como linear, embora se saiba que o deslizamento das ligações ocorre com um nível de carga bem pequeno.
- b) conhecido o coeficiente linear desta reta (ponto em que a reta corta o eixo das ordenadas), este valor (em módulo) é somado aos valores do esforço normal do ensaio (também em módulo), obtendo assim os “resultados corrigidos”.

Os resultados experimentais apresentados em material complementar (anexo D) são, na realidade, os “resultados corrigidos”.

### **6.4.3. Ensaio com carregamento aplicado - capacidade das torres**

As capacidades das três torres foram avaliadas para o caso de carregamento 4D, ou seja, as torres foram ensaiadas até a ruptura através de um incremento proporcional nas forças deste carregamento, o qual constitui numa das cargas de projeto. Cabe salientar que as cargas de projeto foram determinadas com o valor nominal da tensão de escoamento ( $f_y$ ).

Os protótipos falharam com níveis de carga superiores a 100% da carga de projeto, a saber:

- 101,4% → para torre “1”;
- 107,3% → para a torre “2”;
- 114,1% → para a torre “2A”.

Em todos os casos a falha ocorreu por ruptura à tração da barra M2 com cisalhamento dos parafusos, como mostrado na figura 6.16 para a torre “1”.



Figura 6.16: Torre “1” após o ensaio de ruptura.

#### 6.4.4. Ensaio com deslocamentos impostos – esforços nas barras

Os valores dos esforços nas barras seleccionadas da torre “2”, obtidos nos ensaios com deslocamentos impostos na base, são apresentados nos gráficos das figuras 6.17 a 6.26.

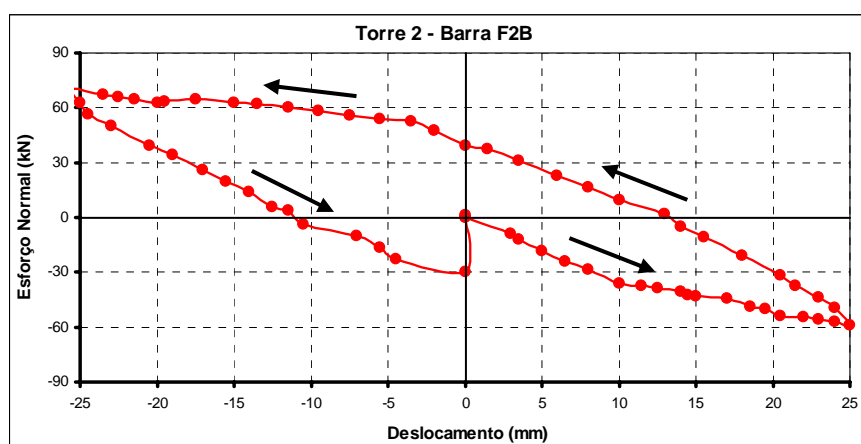


Figura 6.17: Esforço normal (kN) na barra F2B da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

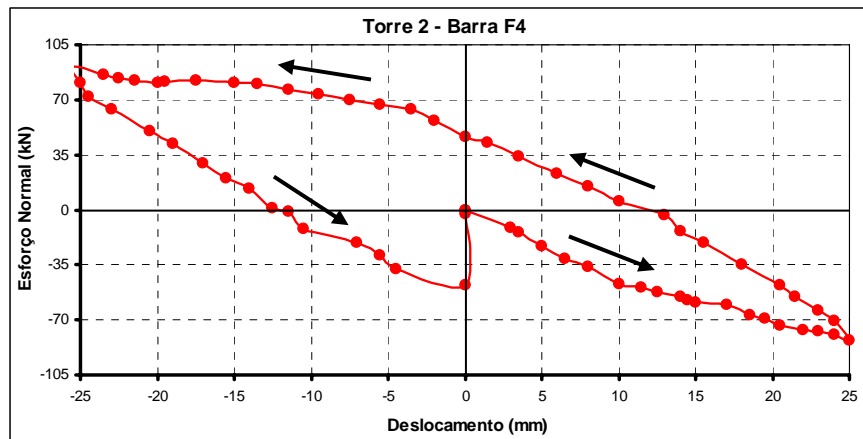


Figura 6.18: Esforço normal (kN) na barra F4 da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

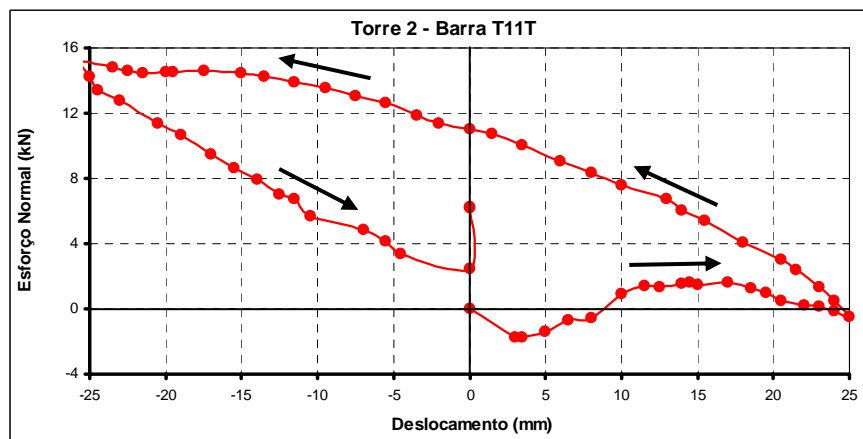


Figura 6.19: Esforço normal (kN) na barra T11T da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

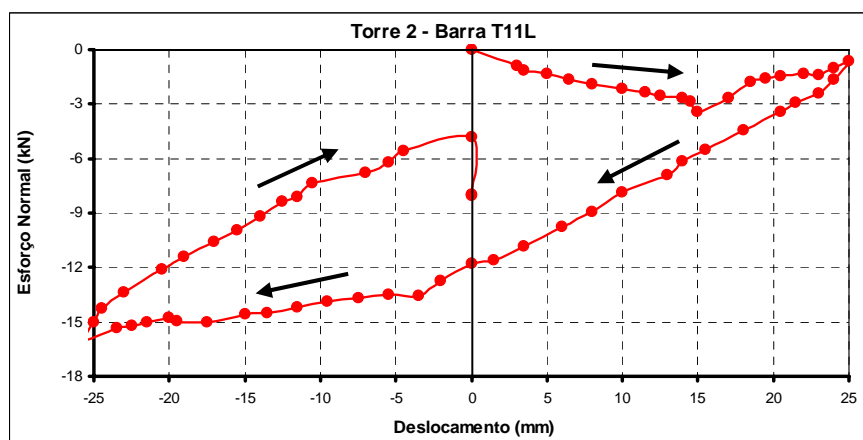


Figura 6.20: Esforço normal (kN) na barra T11L da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

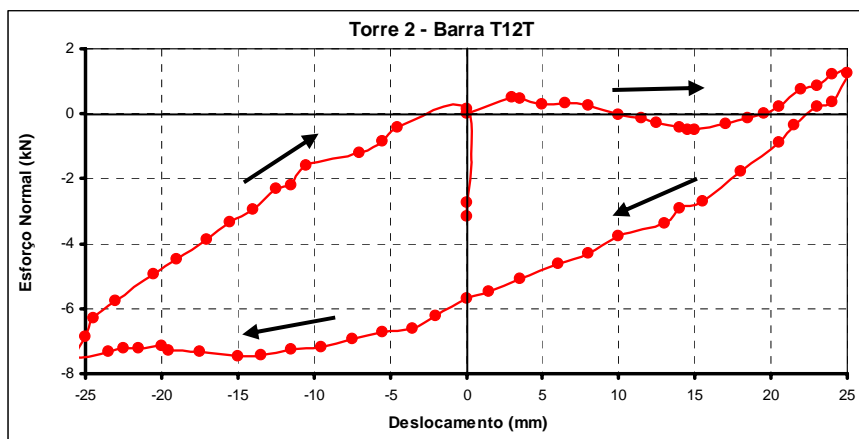


Figura 6.21: Esforço normal (kN) na barra T12T da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

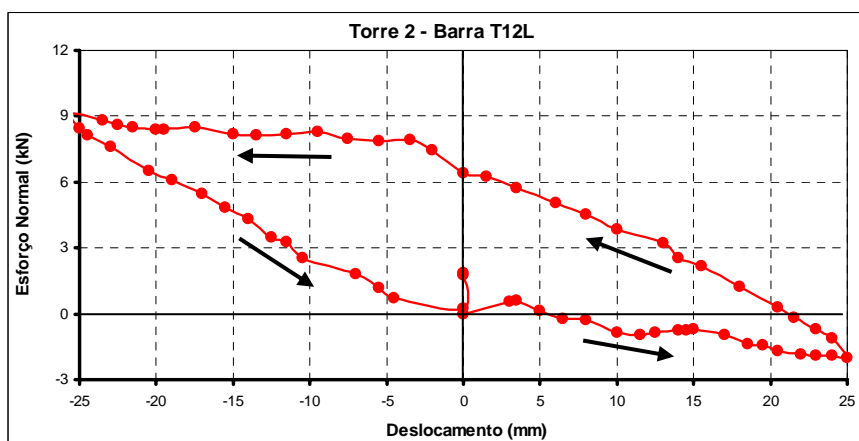


Figura 6.22: Esforço normal (kN) na barra T12L da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

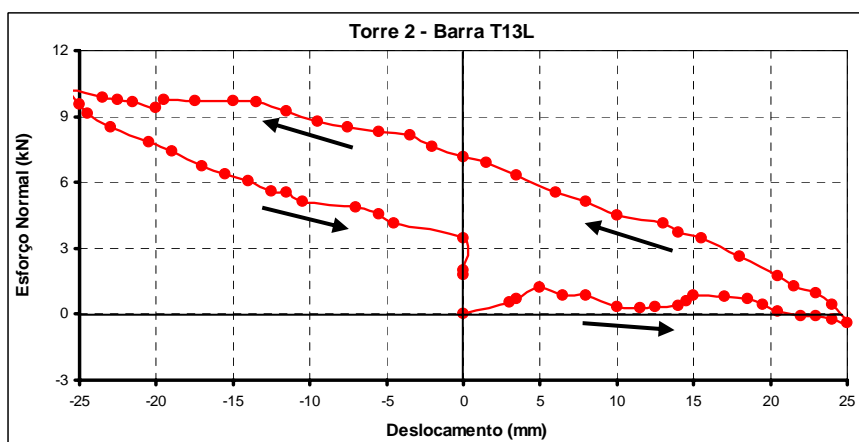


Figura 6.23: Esforço normal (kN) na barra T13L da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

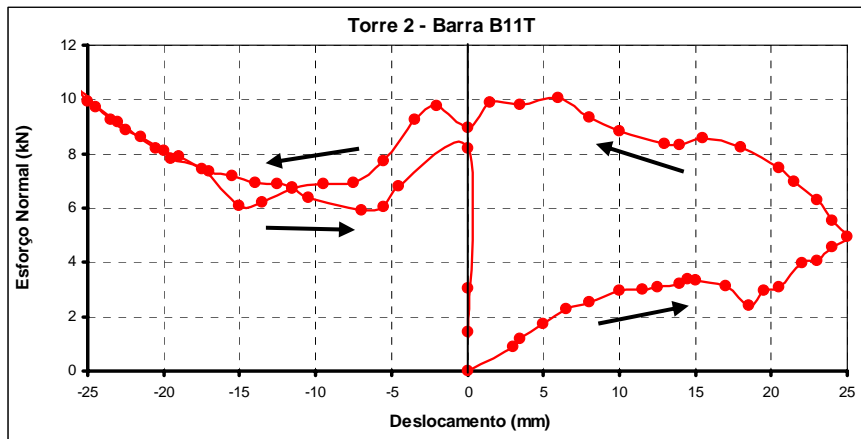


Figura 6.24: Esforço normal (kN) na barra B11T da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

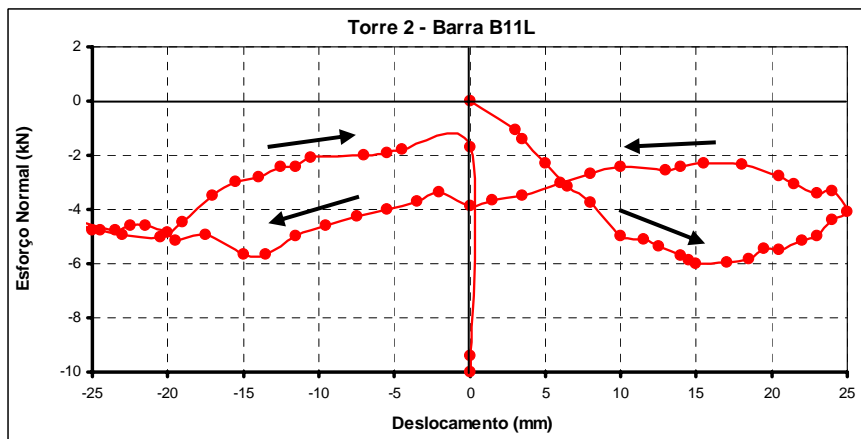


Figura 6.25: Esforço normal (kN) na barra B11L da torre “2” para deslocamentos impostos na base.

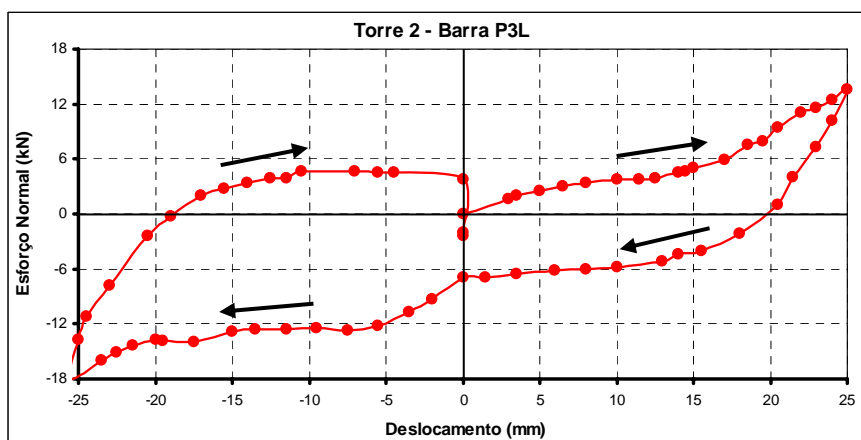


Figura 6.26: Esforço normal (kN) na barra P3L da torre “2” para deslocamentos impostos na base.



## 7. RESULTADOS NUMÉRICOS DA ANÁLISE ESTÁTICA DAS TORRES

Neste capítulo são apresentadas algumas considerações a respeito dos modelos mecânicos empregados na análise estática das torres “1”, “2” e “2A”. Por fim, os resultados numéricos são apresentados e discutidos.

### 7.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS

Para avaliar as incertezas de modelo mecânico em torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão (LT) submetidas a cargas estáticas e deslocamentos de apoio, foram utilizados os resultados numéricos de diversos modelos das torres “1”, “2” e “2A”, desde modelos básicos, elaborados segundo a prática usual de projeto, até os mais aprimorados, descritos no capítulo 5 e detalhados a seguir.

Todos os modelos básicos foram analisados no programa ANSYS versão 9.0 (ANSYS, 2004), os quais são formados apenas por elementos de treliça espacial (LINK8) e/ou pórtico espacial (BEAM4). Nos modelos mais aprimorados analisados no programa ANSYS, são utilizados elementos de mola linear (COMBIN40) e não-linear (COMBIN39), além dos elementos LINK8 e BEAM4.

Em todos os casos o peso próprio das torres não é considerado, a fim de que os esforços nas barras possam ser comparados com os valores experimentais, os quais começaram a ser medidos a partir da aplicação das cargas externas ou dos deslocamentos no apoio, isto é, com a estrutura montada e sob a ação do peso próprio.

Os modelos básicos, identificados como: “0”, “A”, “B”, “C” e “C<sub>1</sub>”, são detalhados a seguir:

- **Modelo “0”**: todas as barras das torres “1”, “2” e “2A” são modeladas com elementos de treliça espacial, os apoios são indeslocáveis e a análise é linear, física e geométrica.

Nos pontos onde existem “nós planos” são introduzidas barras fictícias para eliminar as hipostaticidades internas. Essas barras fictícias apresentam rigidez axial 100 vezes menor do

que a menor rigidez entre as barras reais, para que não provoquem alterações significativas nos resultados.

O número de nós e de elementos LINK8 em cada torre são indicados na tabela 7.1. Na figura 7.1 é ilustrado o modelo “0” da torre “1”, incluindo as barras fictícias.

Tabela 7.1: Nós e elementos do modelo “0” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de barras fictícias	Nº de elementos LINK8
“1”	74	196	23	219
“2”	58	170	14	184
“2A”	66	182	19	201

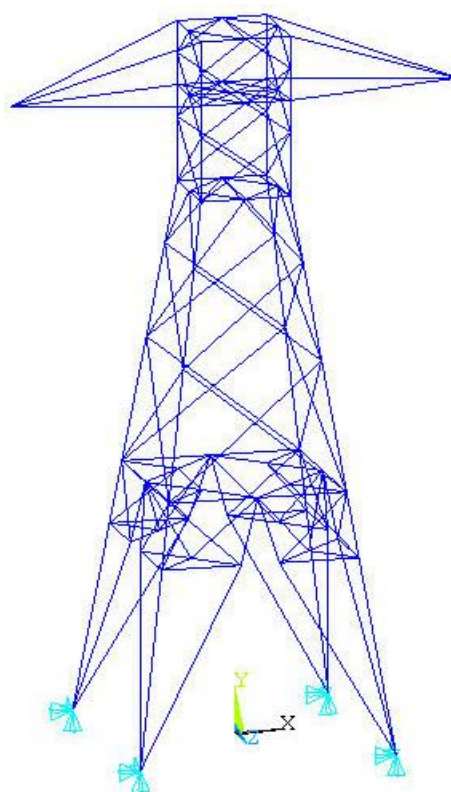


Figura 7.1: Modelo “0” da torre “1” no ANSYS, com as barras fictícias.

- **Modelo “A”:** as barras das três torres são modeladas com elementos de treliça espacial, exceto aquelas que apresentam “nós planos”, onde são utilizados elementos de pórtico

espacial. Desta forma, os “nós planos” são eliminados, não sendo necessário introduzir barras fictícias. A análise é linear, física e geométrica, e os apoios são indesejáveis.

O número de nós e de elementos (BEAM4 e LINK8) em cada torre são indicados na tabela 7.2. A figura 7.2 mostra o modelo “A” da torre “1”, identificando os elementos LINK8 em azul e BEAM4 em vermelho.

Tabela 7.2: Nós e elementos do modelo “A” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de barras fictícias	Nº de elementos LINK8	Nº de elementos BEAM4
“1”	74	196	-	156	40
“2”	58	170	-	138	32
“2A”	66	182	-	142	40

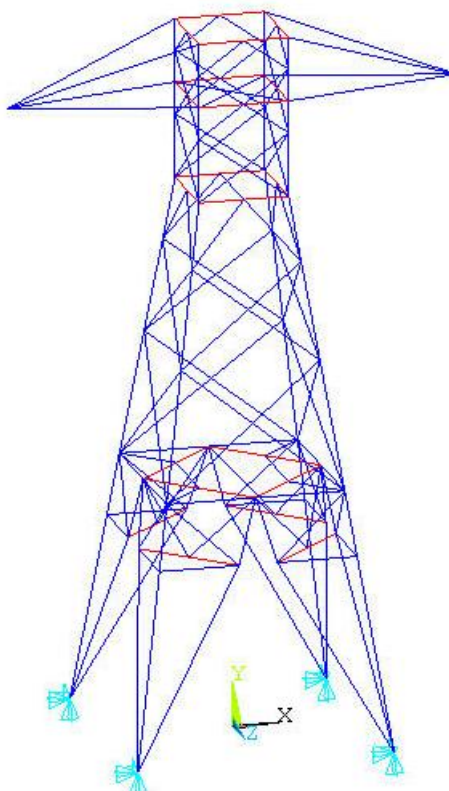


Figura 7.2: Modelo “A” da torre “1” no ANSYS.

• **Modelo “B”**: as barras dos montantes e todas que apresentam “nós planos” são modeladas com elementos de pórtico espacial, e as demais com elementos de treliça espacial, não sendo necessário introduzir barras fictícias. A análise é linear, física e geométrica, e os apoios são indeslocáveis.

A tabela 7.3 apresenta o número de nós e de elementos (BEAM4 e LINK8) em cada torre e a figura 7.3 ilustra o modelo “B” da torre “1”, onde os elementos LINK8 estão em azul e os elementos BEAM4 em vermelho.

Tabela 7.3: Nós e elementos do modelo “B” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de barras fictícias	Nº de elementos LINK8	Nº de elementos BEAM4
“1”	74	196	-	120	76
“2”	58	170	-	70	100
“2A”	66	182	-	78	104

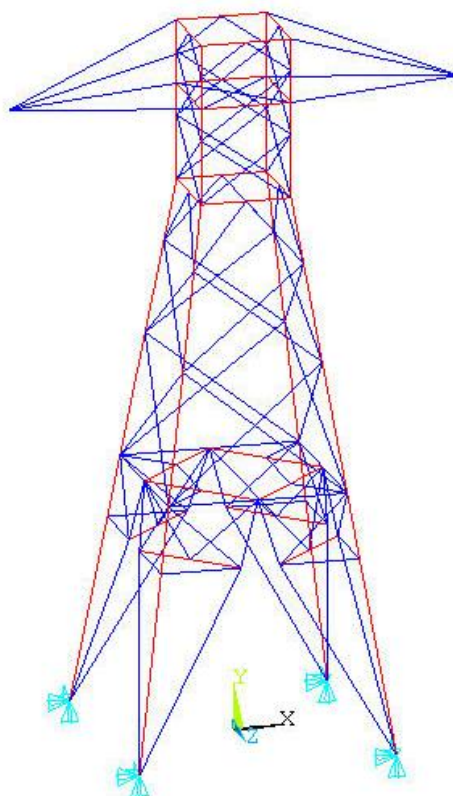


Figura 7.3: Modelo “B” da torre “1” no ANSYS.

- **Modelo “C”**: todas as barras das três torres são modeladas com elementos de pórtico espacial, os apoios são indeslocáveis e a análise é linear, física e geométrica.

O número de nós e de elementos BEAM4 em cada torre são indicados na tabela 7.4. A figura 7.4 ilustra o modelo “C” da torre “1”.

Tabela 7.4: Nós e elementos do modelo “C” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de barras fictícias	Nº de elementos BEAM4
“1”	74	196	-	196
“2”	58	170	-	170
“2A”	66	182	-	182

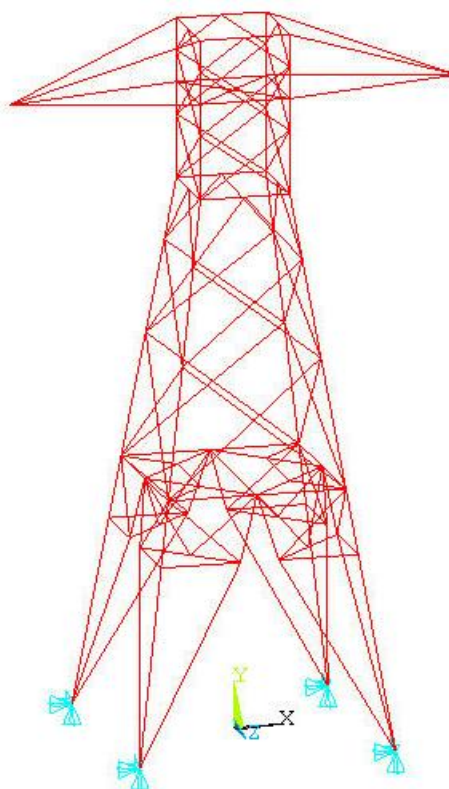


Figura 7.4: Modelo “C” da torre “1” no ANSYS.

- **Modelo “C<sub>1</sub>”**: todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e são criados “nós” no ponto de cruzamento das diagonais, a fim de considerar o parafuso que é

colocado neste ponto. Na realidade, são criados dois nós coincidentes em cada ponto de cruzamento de duas diagonais e os graus de liberdade à translação nas direções “x”, “y” e “z” desses dois nós são acoplados (*coupling DOF*), permitindo assim o giro relativo entre as duas barras diagonais. A análise é linear, física e geométrica, e os apoios são indeslocáveis. A tabela 7.5 indica o número de nós e de elementos (BEAM4) em cada torre.

Tabela 7.5: Nós e elementos do modelo “C<sub>1</sub>” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de barras fictícias	Nº de elementos BEAM4
“1”	100	222	-	222
“2”	100	212	-	212
“2A”	100	216	-	216

Os resultados numéricos dos cinco modelos básicos, submetidos as oito hipóteses de carga da figura 5.1, apresentam uma dispersão muito pequena em termos de deslocamentos e esforços nas barras. No entanto, é encontrada uma considerável discrepância entre os esforços em algumas barras e os valores obtidos experimentalmente, sugerindo que alguns aspectos devam ser incorporados ao modelo, a fim de obter melhores resultados.

Dentre os aspectos discutidos no capítulo 5, foram elaborados modelos que consideram a flexibilidade à translação nas ligações, a flexibilidade das fundações e a análise não-linear geométrica. Tais modelos, identificados como: “C<sub>nl</sub>”, “E”, “F”, “G”, “GM” e “MID”, são detalhados a seguir:

- **Modelo “C<sub>nl</sub>”:** todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e os apoios são indeslocáveis, como no modelo “C”, porém a análise é não-linear geométrica.

O número de nós e de elementos (BEAM4) em cada torre são idênticos aos do modelo “C”, indicados na tabela 7.4.

- **Modelo “E”:** todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a flexibilidade das fundações é considerada através de elementos de mola lineares

(COMBIN40) nos apoios, com mesma rigidez na tração e na compressão, como no trabalho de Schmidt (1997). A análise é linear, física e geométrica.

O número de nós e elementos (BEAM4 e COMBIN40) em cada torre são indicados na tabela 7.6.

Tabela 7.6: Nós e elementos do modelo “E” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de elementos BEAM4	Nº de elementos COMBIN40
“1”	78	196	196	12
“2”	62	170	170	12
“2A”	70	182	182	12

A rigidez do conjunto solo-fundação é representada por elementos de mola lineares (COMBIN40), cada elemento com um único grau de liberdade à translação. Os coeficientes de rigidez das molas ( $k_x$ ,  $k_y$  e  $k_z$ ) para cada grau de liberdade são determinados através das equações 5.4 e 5.5. Adotando uma fundação típica com sapata quadrada de 0,80 x 0,80 m, assentada sobre argila consistente, e considerando o módulo de elasticidade transversal do solo  $G = 93.750 \text{ kN/m}^2$  (obtido a partir da equação 5.6 com  $\rho = 1500 \text{ kg/m}^3$  e  $V_s = 250 \text{ m/s}$ ), tais coeficientes resultam:

$$k_x = k_z = 172.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{horizontais})$$

$$k_y = 176.250 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{vertical})$$

• **Modelo “F”**: todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a flexibilidade das fundações é considerada através de elementos de mola não-lineares (COMBIN39) nos apoios, com comportamento diferente na tração e na compressão, como ocorre numa situação real. A análise é linear, física e geométrica, entretanto um procedimento incremental-iterativo é necessário na solução, uma vez que o comportamento da fundação é não-linear.

O número de nós e de elementos (BEAM4 e COMBIN39) em cada torre são apresentados na tabela 7.7.

Tabela 7.7: Nós e elementos do modelo “F” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de elementos BEAM4	Nº de elementos COMBIN39
“1”	78	196	196	12
“2”	62	170	170	12
“2 <sup>a</sup> ”	70	182	182	12

A rigidez do conjunto solo-fundação é representada por elementos de mola não-lineares (COMBIN39), cada elemento com um único grau de liberdade à translação.

Quando a fundação é comprimida os coeficientes de rigidez das molas ( $k_x$ ,  $k_y$  e  $k_z$ ) são idênticos aos do modelo “E”, válidos para uma fundação do tipo sapata quadrada de 0,80 x 0,80 m, assentada sobre argila consistente. Quando a fundação é tracionada a rigidez da mola na direção vertical ( $k_y$ ) tem um comportamento não-linear, cuja curva força x deslocamento é dada na figura 7.5, obtida a partir da curva da figura 5.10 (CIGRÉ, 1999), válida para sapatas assentadas sobre argila consistente, com capacidade ao arrancamento de 250 kN. Os valores de  $k_x$  e  $k_z$  na tração são iguais aos da compressão.

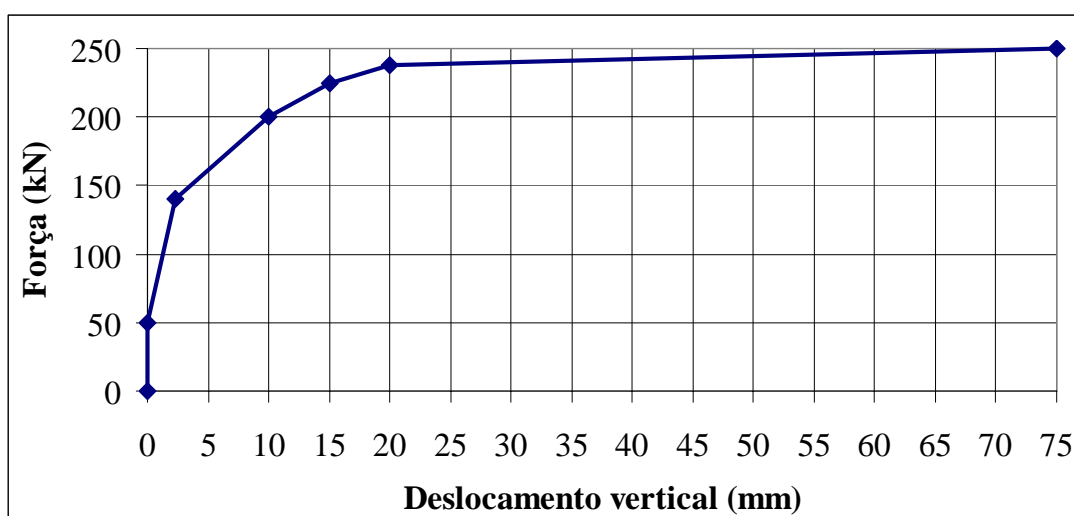


Figura 7.5: Força de tração x deslocamento vertical para sapatas em argila consistente com capacidade ao arrancamento de 250 kN.



• **Modelos “G30” e “G45”**: todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial e a deformação (translação) nas ligações parafusadas é introduzida por meio de elementos de mola não-lineares (COMBIN39), cada elemento com um único grau de liberdade à translação. Esses elementos conectam dois nós coincidentes, criados em todas as ligações entre:

- diagonais e montantes;
- diagonais e barras horizontais;
- barras horizontais e montantes.

As curvas força x deslocamento destes elementos são determinadas a partir dos resultados experimentais de Ungkurapinan *et al.* (2003), apresentados na figura 5.15 e válidos para ligações entre perfis cantoneira de abas iguais L102 x 102 x 6,4 mm, com 1 a 4 parafusos alinhados de 16 mm de diâmetro, torque de aperto de 114,27 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos.

Nas ligações das torres “1”, “2” e “2A”, as curvas força x deslocamento são ajustadas para cada um dos seis perfis utilizados, com 1 a 10 parafusos de 12 mm de diâmetro, torque de aperto de 30 e de 45 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm, levando-se em conta:

- a área da seção transversal dos perfis;
- a área de contato entre os parafusos e os perfis;
- o número de parafusos na ligação;
- a tolerância de montagem;
- o torque de aperto dos parafusos.

Os valores do torque de aperto adotados - 30 e 45 kN.mm - correspondem aos limites mínimo e máximo estabelecidos na NBR 8850 (ABNT, 2003) para os parafusos de 12 mm utilizados nas três torres. O modelo “G30” foi elaborado considerando o torque de 30 kN.mm, e o “G45” o torque de 45 kN.mm.

De acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003), os valores do torque máximo de aperto são determinados com a equação 7.1, que correlaciona o torque com a tração produzida no parafuso, no regime elástico:

$$T = K \cdot P \cdot d \quad (7.1)$$

onde:  $T$  é o torque de aperto aplicado no parafuso (em kN.mm);

$K$  é o coeficiente de proporcionalidade que depende do ângulo de inclinação dos filetes e do coeficiente de atrito entre parafuso e porca. Usualmente se adota  $K \cong 0,20$ ;

$P$  é a sollicitação de tração no parafuso produzida pelo torque (em kN);

$d$  é o diâmetro nominal do parafuso (em mm).

Assim, os valores mínimo e máximo especificados para o torque de aperto nos parafusos de 12 mm, produzem sollicitações de tração de 12,5 kN e 18,75 kN, respectivamente. A sollicitação de tração nos parafusos de 16 mm, com um torque de aperto de 114,27 kN.mm, utilizados no trabalho de Ungkurapinan *et al.* (2003), vale 35,71 kN, que é a tração máxima especificada na NBR 8850 (ABNT, 2003) para este tipo de parafuso.

As figuras 7.6 a 7.8 mostram as curvas força x deslocamento axial nas ligações para alguns dos perfis utilizados nas torres “1”, “2” e “2A”, com 1 a 10 parafusos de 12 mm, torque de aperto de 45 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm.

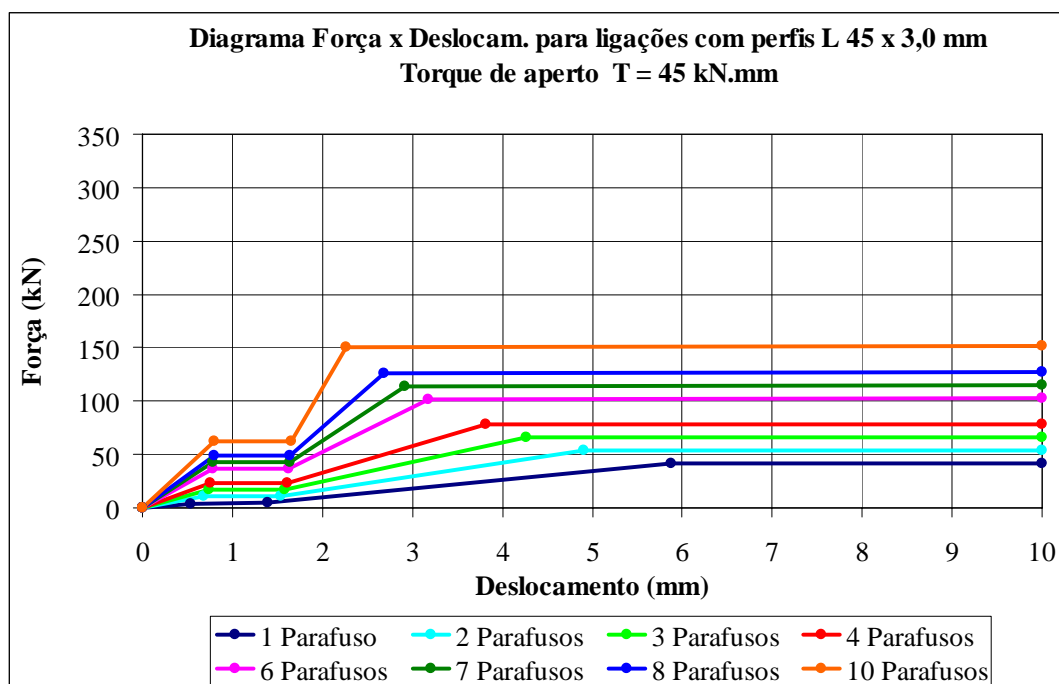


Figura 7.6: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 45 x 45 x 3,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm.

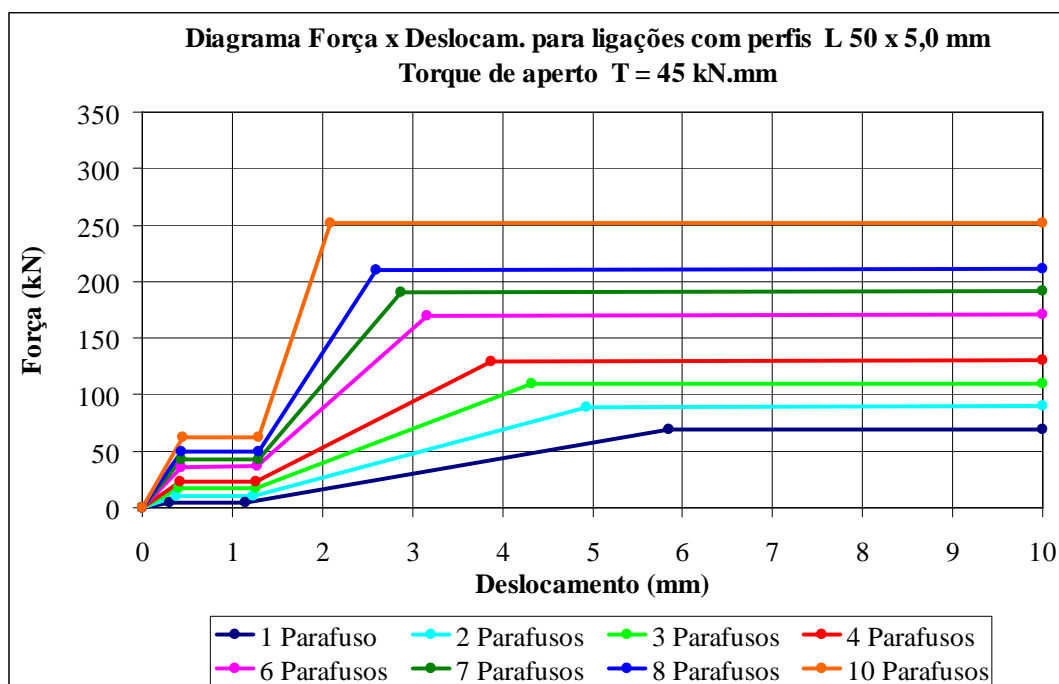


Figura 7.7: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 50 x 50 x 5,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm.

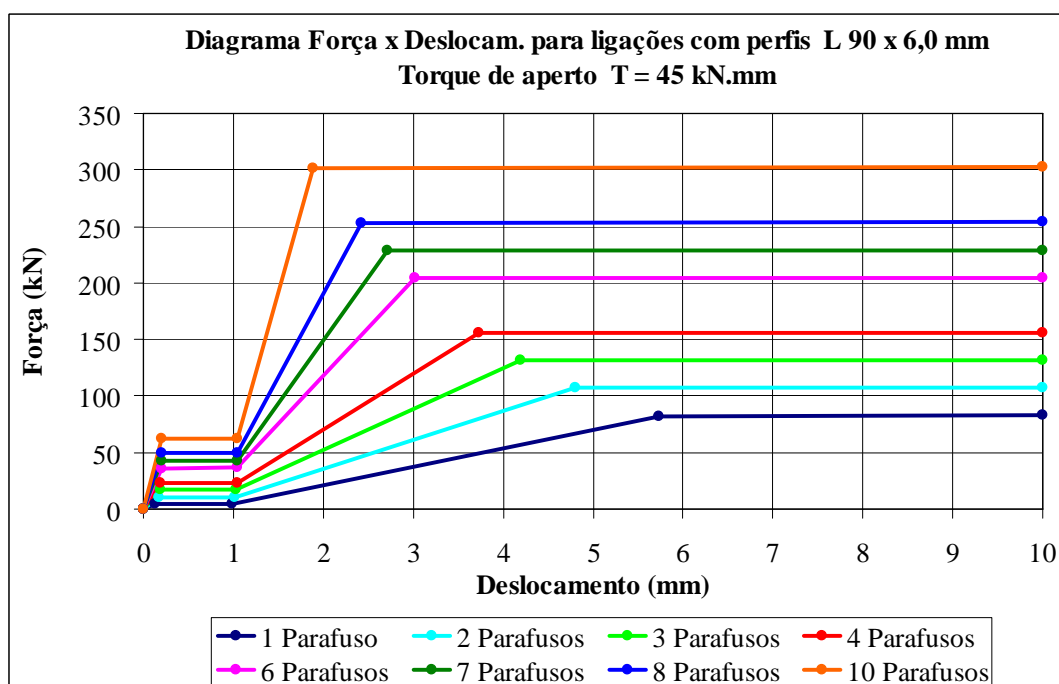


Figura 7.8: Curva força x deslocamento axial nas ligações com perfis L 90 x 90 x 6,0 mm e torque de aperto de 45 kN.mm.

O número de nós e de elementos (BEAM4 e COMBIN39) em cada torre estão indicados na tabela 7.8.

Tabela 7.8: Nós e elementos dos modelos “G30” e “G45” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de elementos BEAM4	Nº de elementos COMBIN39
“1”	266	196	196	576
“2”	242	170	170	552
“2A”	258	182	182	576

• **Modelos “GM30” e “GM45”:** são iguais aos modelos “G30” e “G45”, a única diferença é a consideração das ligações nas emendas dos montantes, as quais possuem dez parafusos de 12 mm na torre “1” e oito nas torres “2” e “2A”. O modelo “GM30” foi elaborado considerando o torque de aperto de 30 kN.mm, e o “GM45” o torque de 45 kN.mm.

Nas ligações das emendas dos montantes, os graus de liberdade à rotação dos nós coincidentes são acoplados, impedindo o giro relativo entre esses nós.

A figura 7.9 (a) ilustra o detalhe de uma das emendas nos montantes da torre “2”. Cada montante possui duas emendas ao longo da altura, identificadas na figura 7.9 (b), e cada emenda é representada nos modelos por duas ligações com oito parafusos.

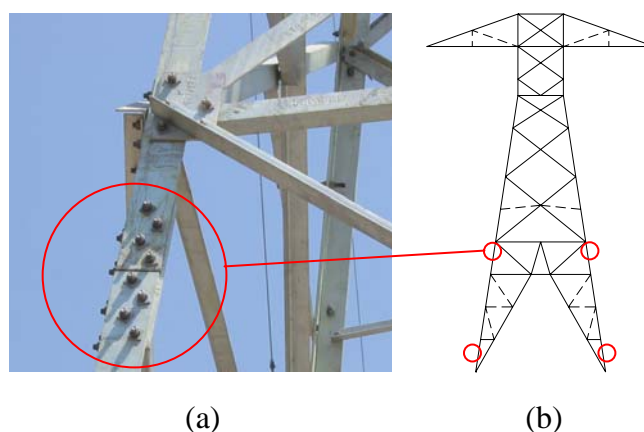


Figura 7.9: (a) Detalhe de uma das emendas nos montantes da torre “2” e (b) Localização das emendas.

As relações força x deslocamento axial para cada elemento COMBIN39 em cada uma das direções “x”, “y” ou “z” são estabelecidas multiplicando a respectiva curva força x deslocamento do perfil pelo co-seno diretor da barra, na direção correspondente. Isso é

feito para as direções em que a barra pode deslizar. Nas direções em que a deformação não pode ocorrer os graus de liberdade são acoplados, isto é, os nós coincidentes têm o mesmo deslocamento nestas direções.

O número de nós e de elementos (BEAM4 e COMBIN39) em cada torre são indicados na tabela 7.9.

Tabela 7.9: Nós e elementos dos modelos “GM30” e “GM45” nas torres “1”, “2” e “2A”.

Torre	Nº de nós	Nº de barras reais	Nº de elementos BEAM4	Nº de elementos COMBIN39
“1”	302	212	212	696
“2”	278	186	186	672
“2A”	294	198	198	696

Nos modelos “G30”, “G45”, “GM30” e “GM45” a análise é linear, física e geométrica, porém um procedimento incremental-iterativo é necessário, já que o comportamento da deformação nas ligações é não-linear.

- **Modelo “MID”**: todas as barras das três torres são modeladas com elementos de treliça espacial, os apoios são indeslocáveis e o problema é resolvido utilizando o método de integração direta das equações do movimento, de forma explícita, usando diferenças finitas centrais. A análise é não-linear geométrica, uma vez que as coordenadas dos nós são atualizadas a cada passo de integração. Esse é o único modelo da análise estática que não foi resolvido no programa ANSYS.

Este método de solução é normalmente adotado para resolver problemas dinâmicos, entretanto pode também ser utilizado para avaliar a resposta de estruturas submetidas a cargas estáticas. A sua aplicação em problemas estáticos foi discutida no capítulo 5 e uma breve descrição do método é dada no capítulo 8, item 8.5.1.

Para eliminar as hipostaticidades internas originadas pelo uso dos elementos de treliça espacial, são introduzidas barras fictícias, as quais possuem rigidez axial 100 vezes menor do que a menor rigidez entre as barras reais, assim como no modelo “0”. Deste modo, o número

de nós e de elementos de treliça espacial em cada torre são idênticos aos do modelo “0” e estão indicados na tabela 7.1.

Na análise das torres “1”, “2” e “2A”, a lei constitutiva do material é linear, ou seja, a relação entre força e deslocamento axial nas barras é dada por:

$$u = \frac{P L}{E A} \quad (7.2)$$

onde:  $u$  é o deslocamento axial da barra;

$P$  é a força axial agindo na barra;

$L$  é o comprimento da barra;

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do material;

$A$  é a área da seção transversal da barra.

Na tabela 7.10 é apresentada uma breve descrição de cada modelo, com a respectiva identificação.

Tabela 7.10: Identificação dos modelos da análise estática.

Identificação	Descrição do modelo
0	Todas as barras modeladas com elementos de treliça espacial. Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
A	Barras modeladas com elementos de treliça espacial e pórtico espacial (onde existem “nós planos”). Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
B	Barras modeladas com elementos de treliça espacial e pórtico espacial (montantes e onde existem “nós planos”). Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
C	Todas as barras modeladas com elementos de pórtico espacial. Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
C <sub>1</sub>	Todas as barras modeladas com elementos de pórtico espacial. Nos pontos de cruzamento das diagonais são criados “nós”. Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
C <sub>nl</sub>	Todas as barras são modeladas com elementos de pórtico espacial. Apoios indeslocáveis e análise não-linear geométrica.
E	Todas as barras modeladas com elementos de pórtico espacial. A flexibilidade das fundações é considerada através de elementos de mola lineares nos apoios, com mesma rigidez na tração e na compressão. A análise é linear, física e geométrica.
F	Todas as barras modeladas com elementos de pórtico espacial. A flexibilidade das fundações é considerada através de elementos de mola não-lineares nos apoios, com comportamento diferente na tração e na compressão. A análise é linear, física e geométrica.
G30	Barras modeladas com elementos de pórtico espacial. A deformação (translação) nas ligações é introduzida por meio de elementos de mola não-lineares, considerando um torque de aperto nos parafusos de 30 kN.mm. Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
G45	Barras modeladas com elementos de pórtico espacial. A deformação (translação) nas ligações é introduzida por meio de elementos de mola não-lineares, considerando um torque de aperto nos parafusos de 45 kN.mm. Apoios indeslocáveis e análise linear, física e geométrica.
GM30	Igual ao modelo “G30”, incluindo as ligações nas emendas dos montantes, com um torque de aperto nos parafusos de 30 kN.mm.
GM45	Igual ao modelo “G45”, incluindo as ligações nas emendas dos montantes, com um torque de aperto nos parafusos de 45 kN.mm.
MID	Todas as barras modeladas com elementos de treliça espacial. O problema é resolvido de forma explícita, por integração direta das equações do movimento. Apoios indeslocáveis e análise não-linear geométrica.

## **7.2. RESULTADOS NUMÉRICOS**

Os resultados numéricos de interesse para a quantificação das incertezas de modelo, são: os esforços normais (axiais) nas barras selecionadas e os deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres, identificados nas figuras 6.2 a 6.4. Tais resultados são apresentados para todos os modelos citados no item anterior, submetidos as oito hipóteses de carga (ou casos de carregamento) da figura 5.1.

Para a torre “2”, submetida a deslocamentos de apoio, são apresentados os resultados dos esforços axiais nas barras selecionadas para todos os modelos, exceto “E”, “F” e “MID”.

### **7.2.1. Resultados para carregamento aplicado**

Nos gráficos das figuras 7.10 a 7.12 são apresentados os esforços axiais obtidos em todas as barras selecionadas da torre “1”, submetida ao caso de carregamento “4D”, para todos os modelos estudados. Para facilitar a análise estão incluídos os resultados experimentais e as capacidades das barras.



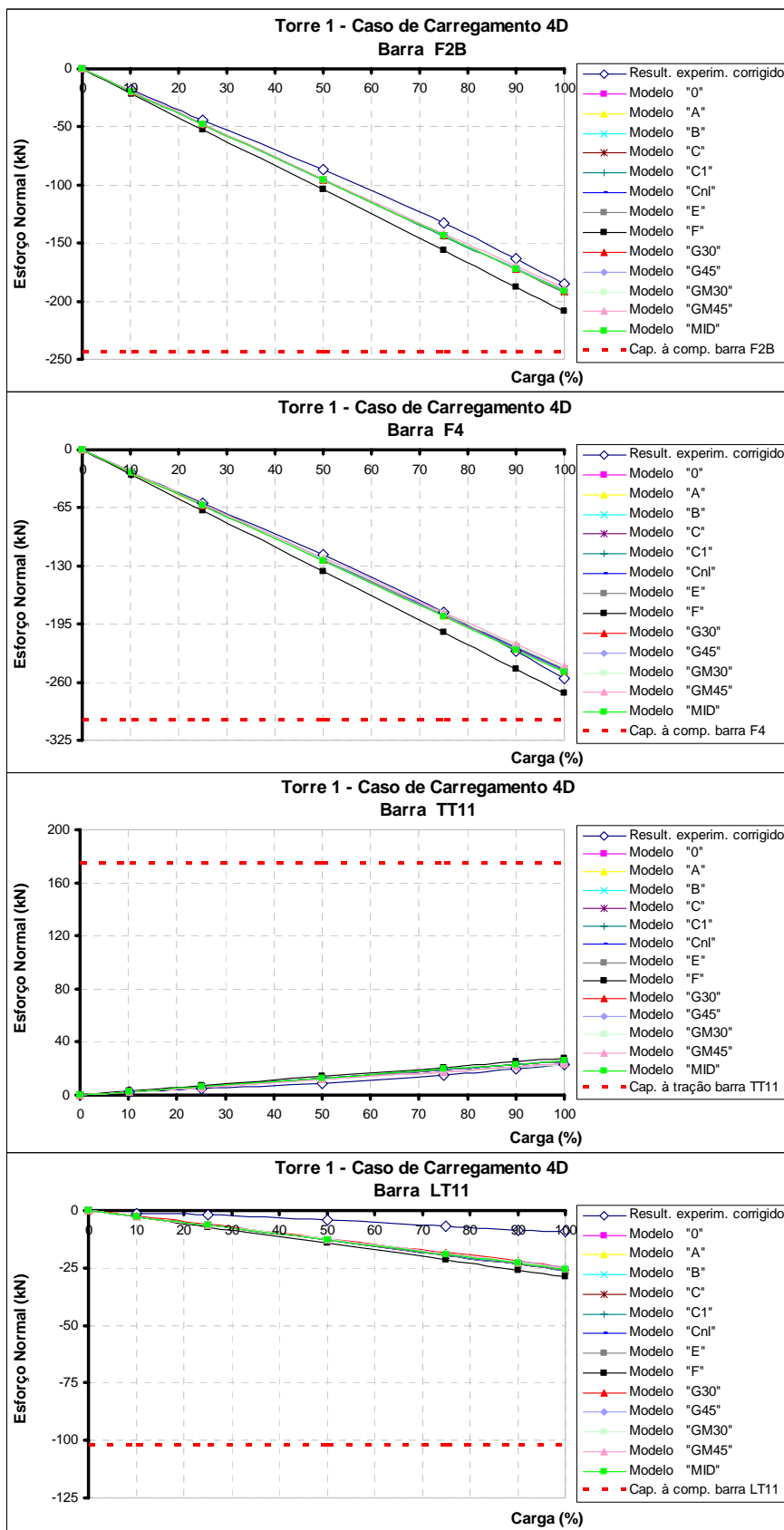


Figura 7.10: Esforço normal nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre “1” para o caso de carregamento “4D”.

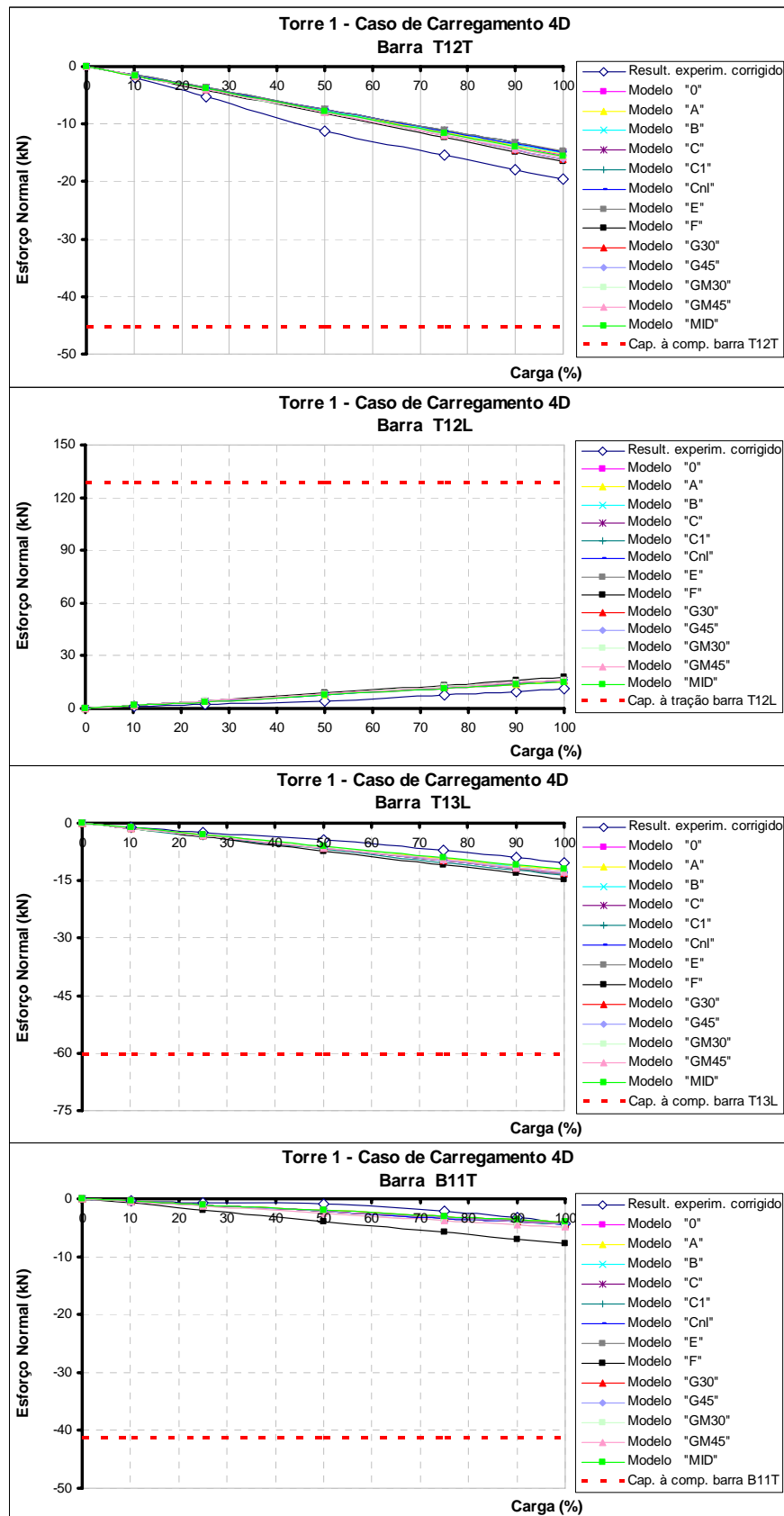


Figura 7.11: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “4D”.

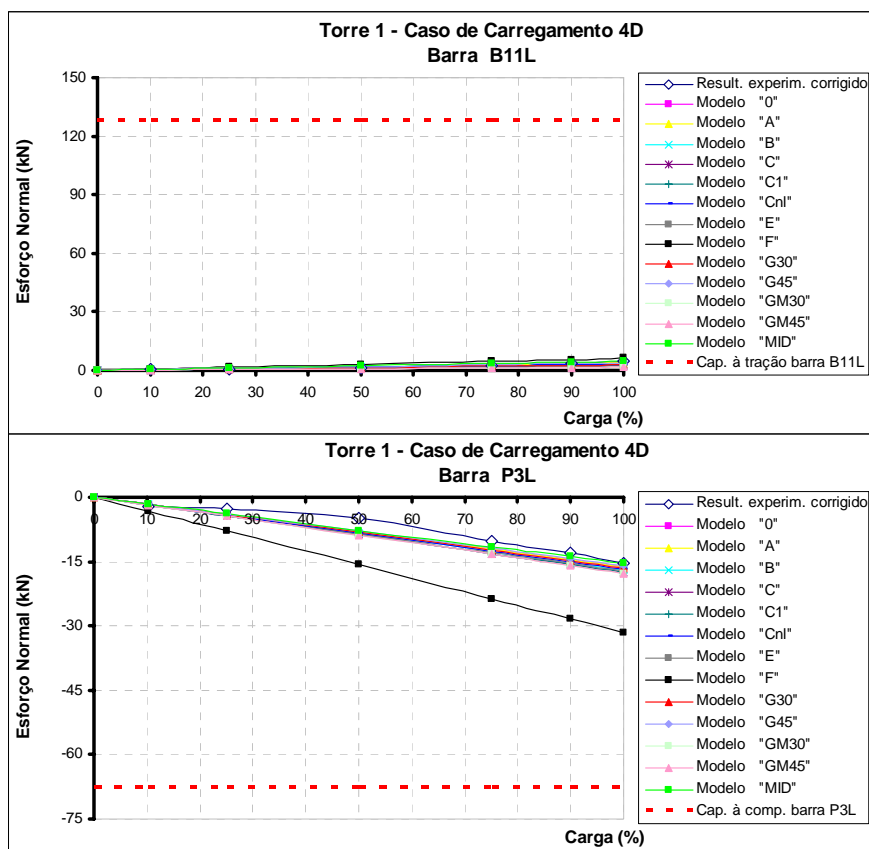


Figura 7.12: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “4D”.

Nos gráficos das figuras 7.13 a 7.15 são apresentados os resultados numéricos e experimentais dos esforços axiais nas barras selecionadas da torre “2”, submetida ao caso de carregamento “4D”, para todos os modelos. Nestes mesmos gráficos as capacidades das barras também são mostradas.

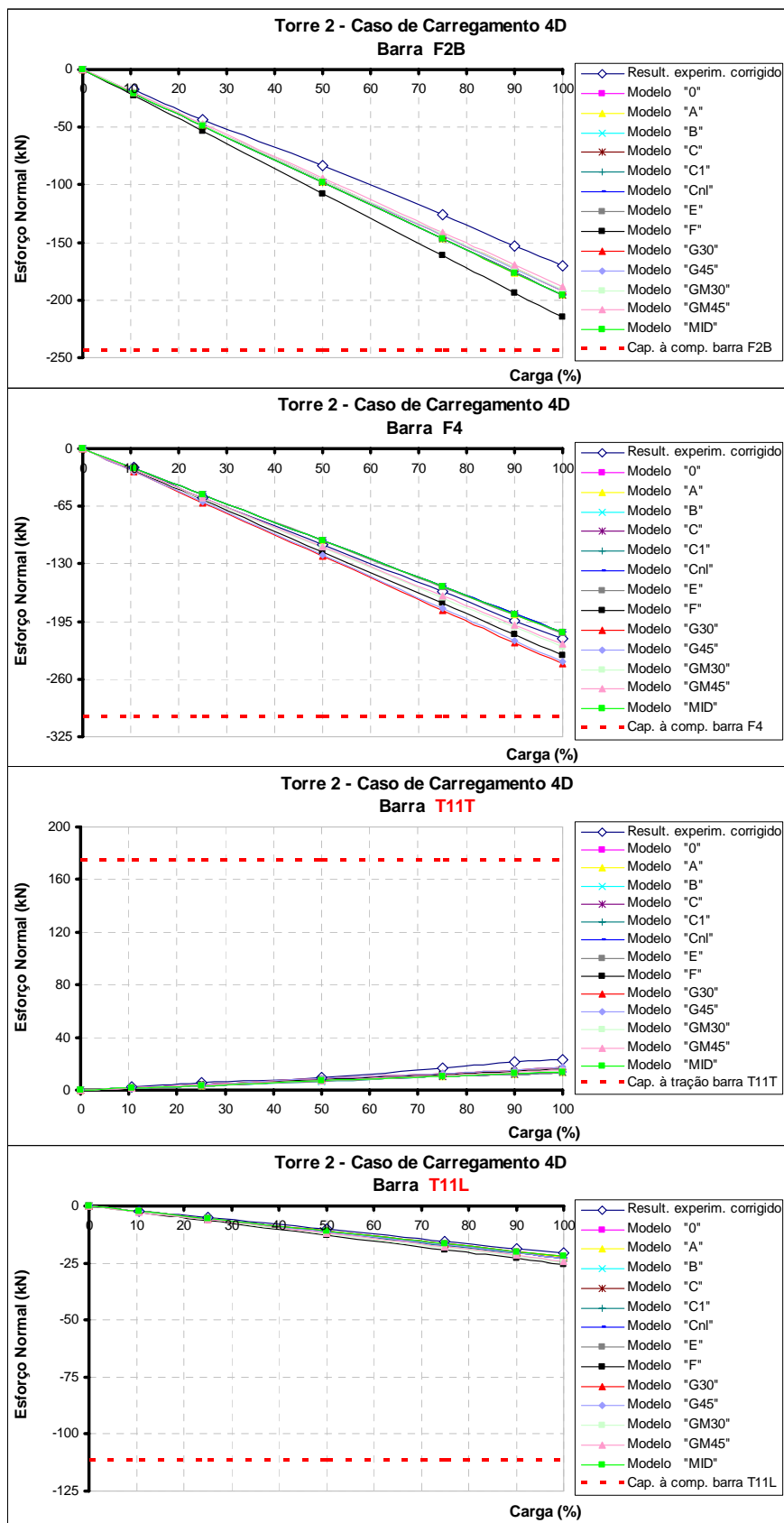


Figura 7.13: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “4D”.

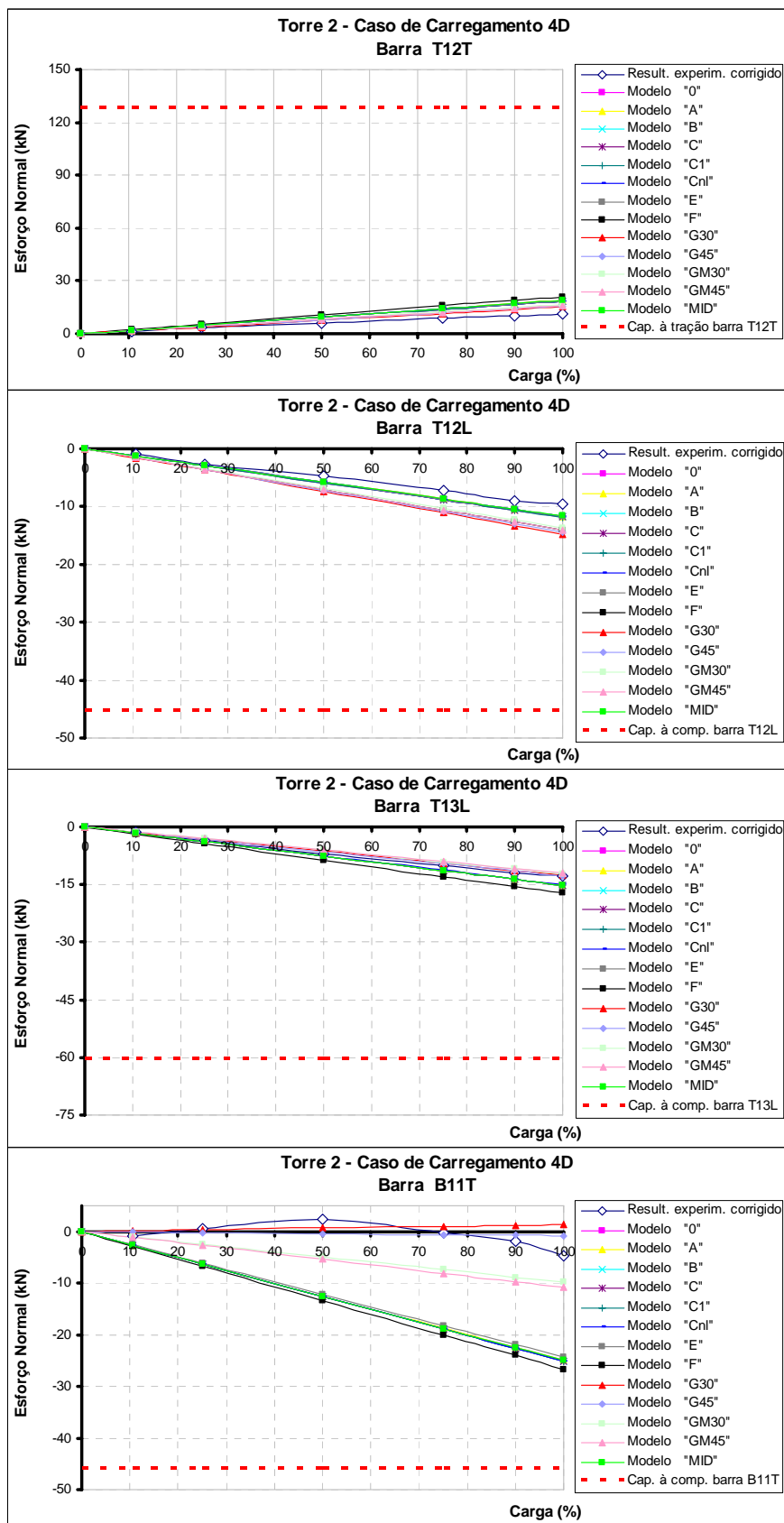


Figura 7.14: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “4D”.

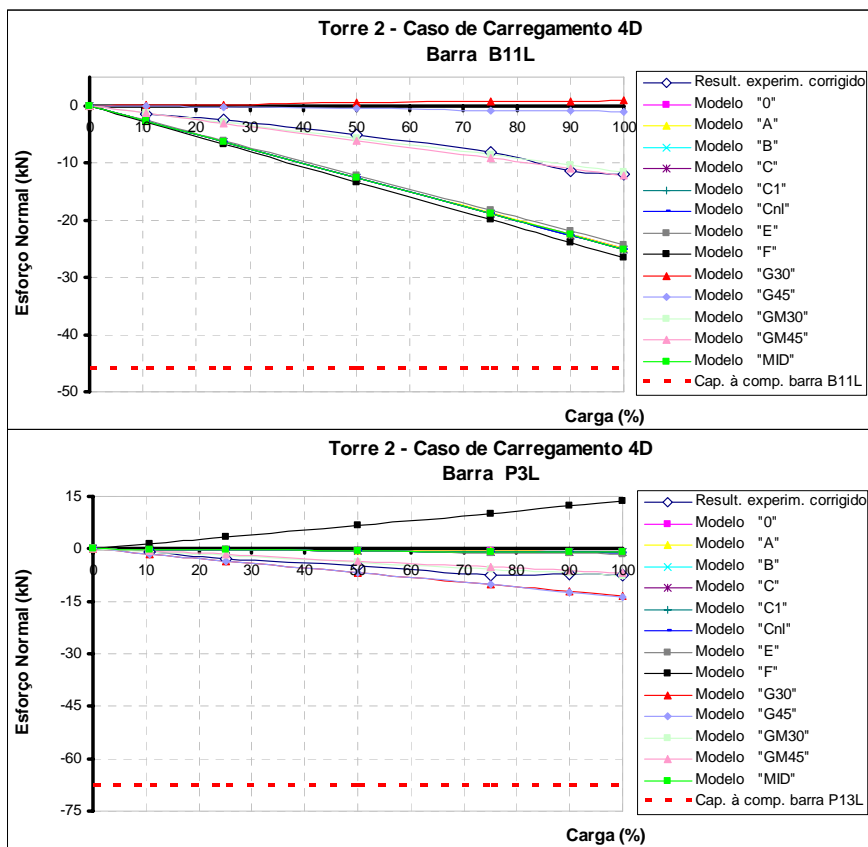


Figura 7.15: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “4D”.

Nos gráficos das figuras 7.16 a 7.18 são ilustrados os resultados numéricos e experimentais obtidos para os esforços axiais nas barras selecionadas da torre “2A”, submetida ao caso de carregamento “4D”, para todos os modelos. Nestes mesmos gráficos as capacidades das barras também são mostradas.

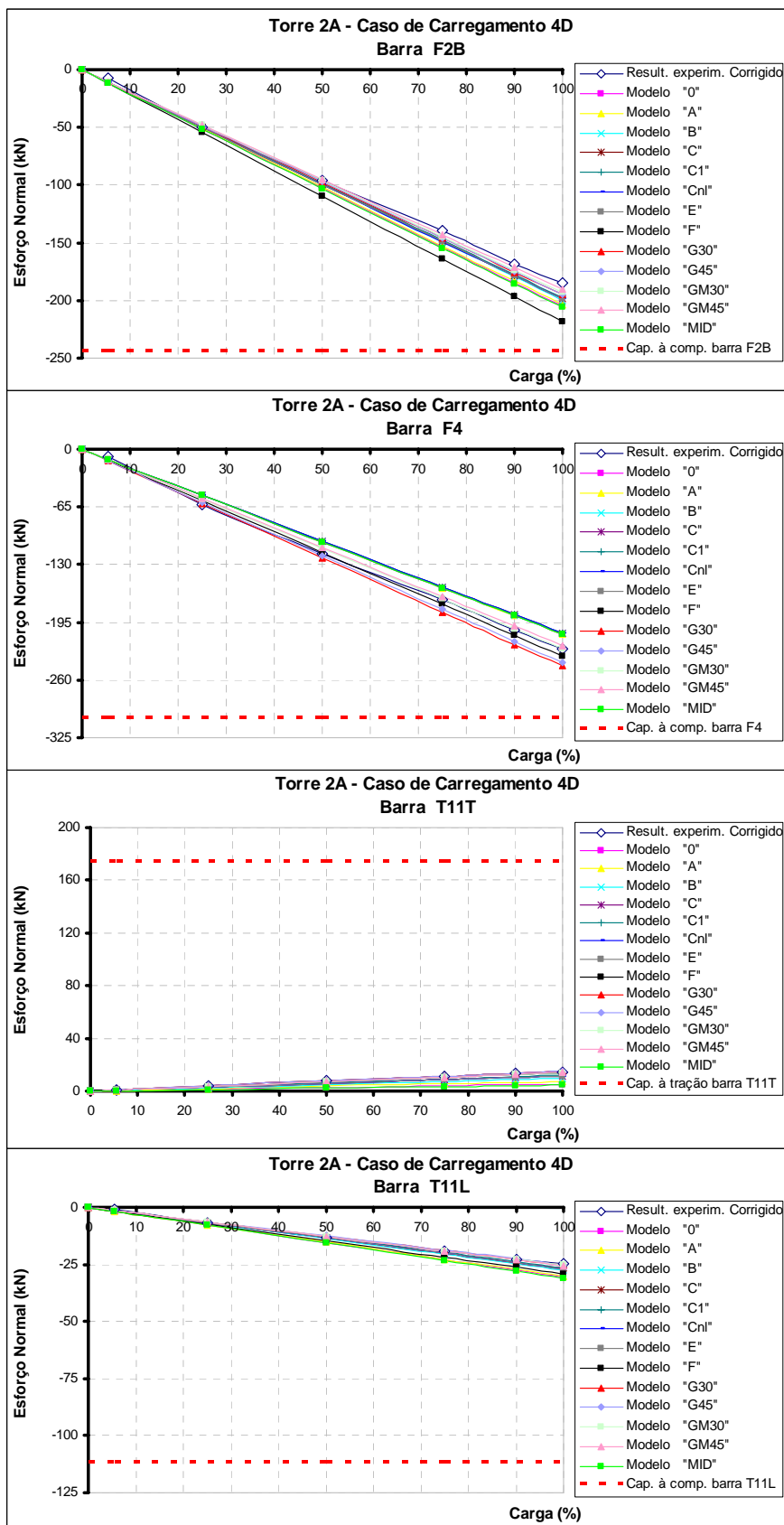


Figura 7.16: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D”.

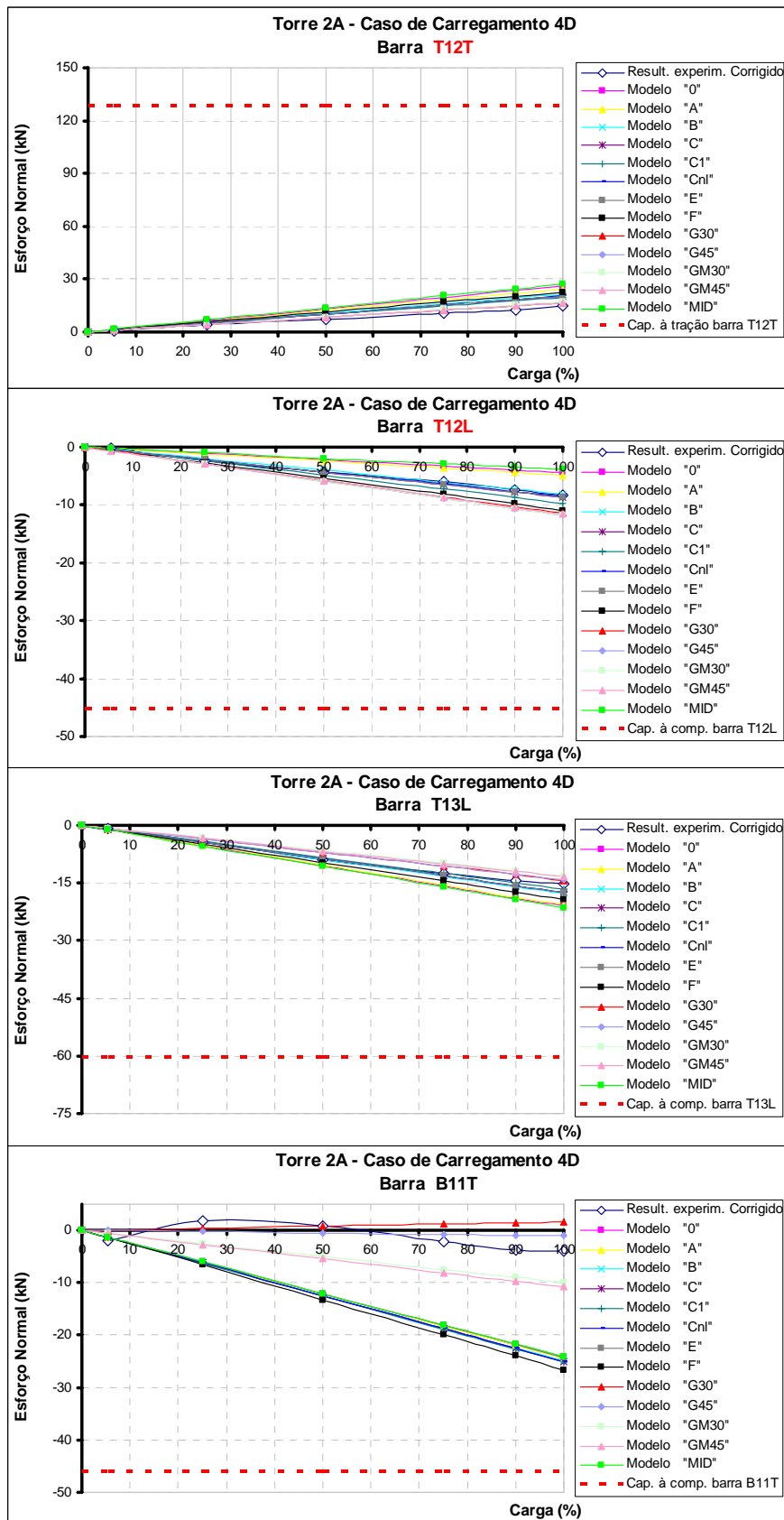


Figura 7.17: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “4D”.



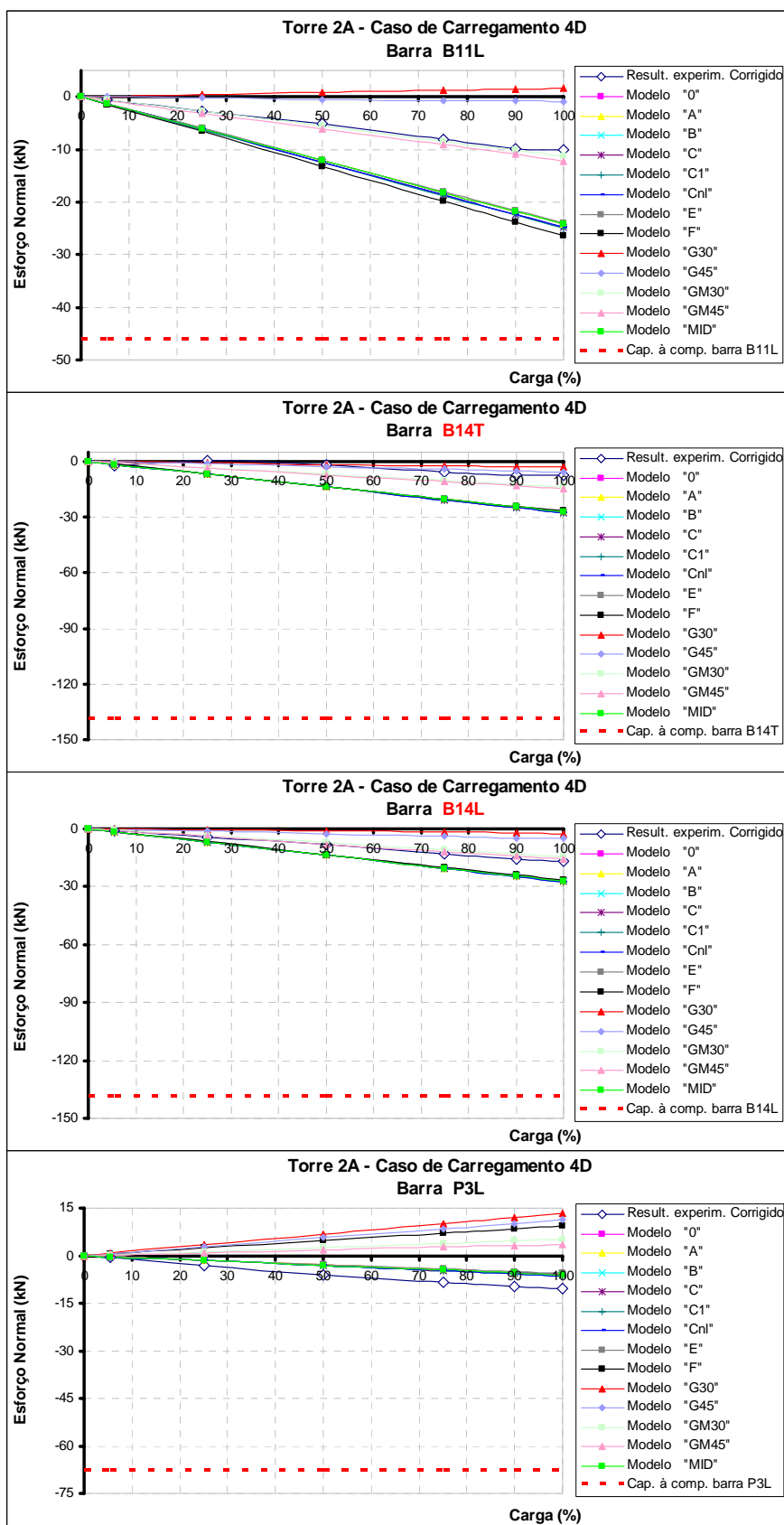


Figura 7.18: Esforço normal nas barras B11L, B14T, B14L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D”.

Com base nos resultados numéricos encontrados para as três torres, pode-se observar que os valores dos esforços axiais nas barras no modelo “E” (com fundação flexível e mesma rigidez na tração e na compressão) são quase idênticos aos do modelo “C” (com fundação rígida). Já o modelo “F” (com fundação flexível e comportamento diferente na tração e na compressão) apresenta valores para os esforços nas barras bem diferentes dos demais modelos, mostrando que o efeito da interação solo-estrutura é bastante importante neste tipo de estrutura, merecendo estudos adicionais.

Por estas razões, os modelos “E” e “F” não foram considerados na avaliação da incerteza de modelo mecânico. Além do mais, os resultados experimentais utilizados para comparação foram obtidos com as torres montadas sobre apoios rígidos (ind deslocáveis).

Os resultados numéricos dos esforços axiais nas barras selecionadas das três torres para todos os modelos, submetidos a todos os casos de carregamento, são apresentados nas figuras D.1 a D.81 do anexo D (material complementar), disponível no CD que acompanha este trabalho. Para facilitar a análise, os resultados experimentais (resultados corrigidos), discutidos no capítulo 6, estão colocados nas mesmas figuras. Observando esses resultados percebe-se que os modelos que levam em conta a flexibilidade das ligações apresentam valores mais próximos dos experimentais.

Nas figuras 7.19 a 7.24 são apresentados os valores dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres para todos os modelos, correspondentes a 100% da carga de cada um dos oito casos de carregamento. Nas mesmas figuras são ilustrados os respectivos resultados experimentais.

Nos pontos A e B os deslocamentos são transversais, isto é, medidos na direção do eixo “x”, indicado na figura 7.25, enquanto que nos pontos C e D os deslocamentos são longitudinais, ou seja, medidos na direção do eixo “z”.

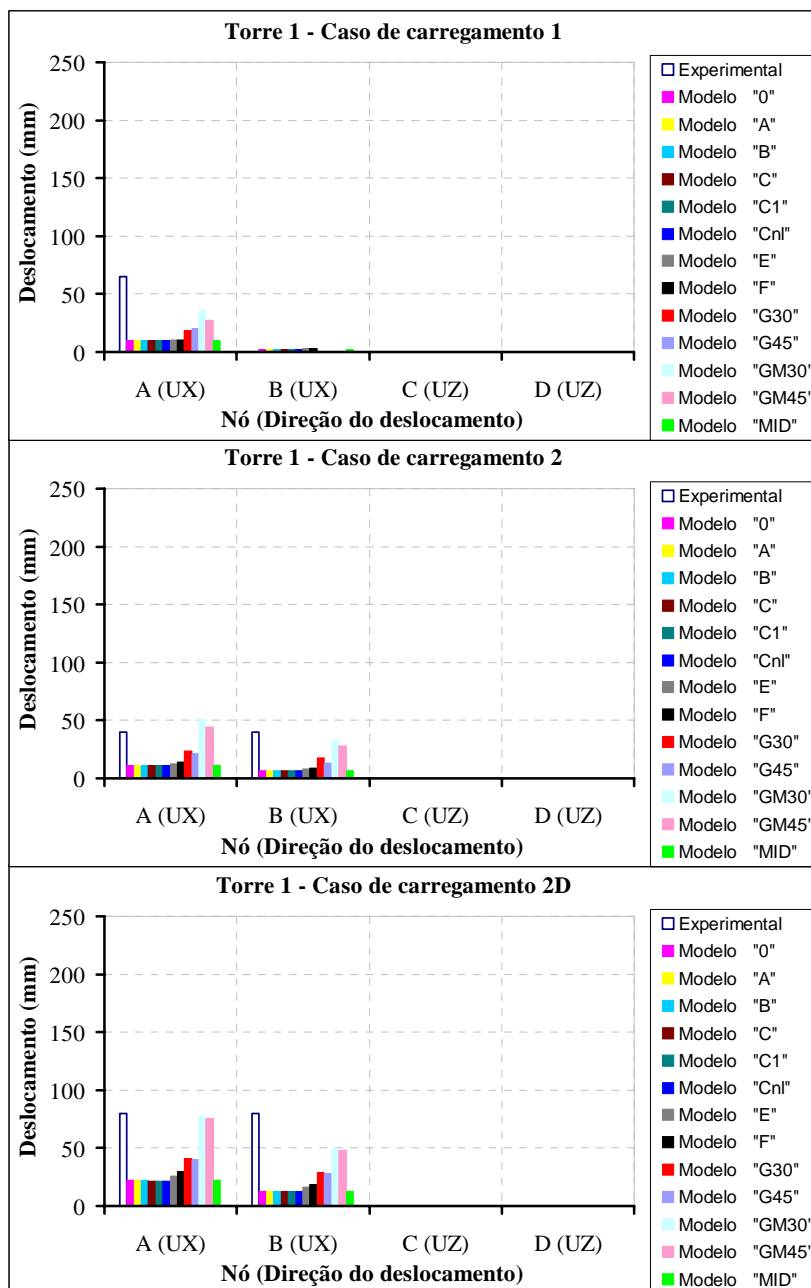


Figura 7.19: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “1” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D”.

Para o caso de carregamento “1D” na torre “1” não foi observado nenhum deslocamento transversal nos pontos A e B, nem longitudinal em C e D, tanto na análise numérica quanto na experimental.

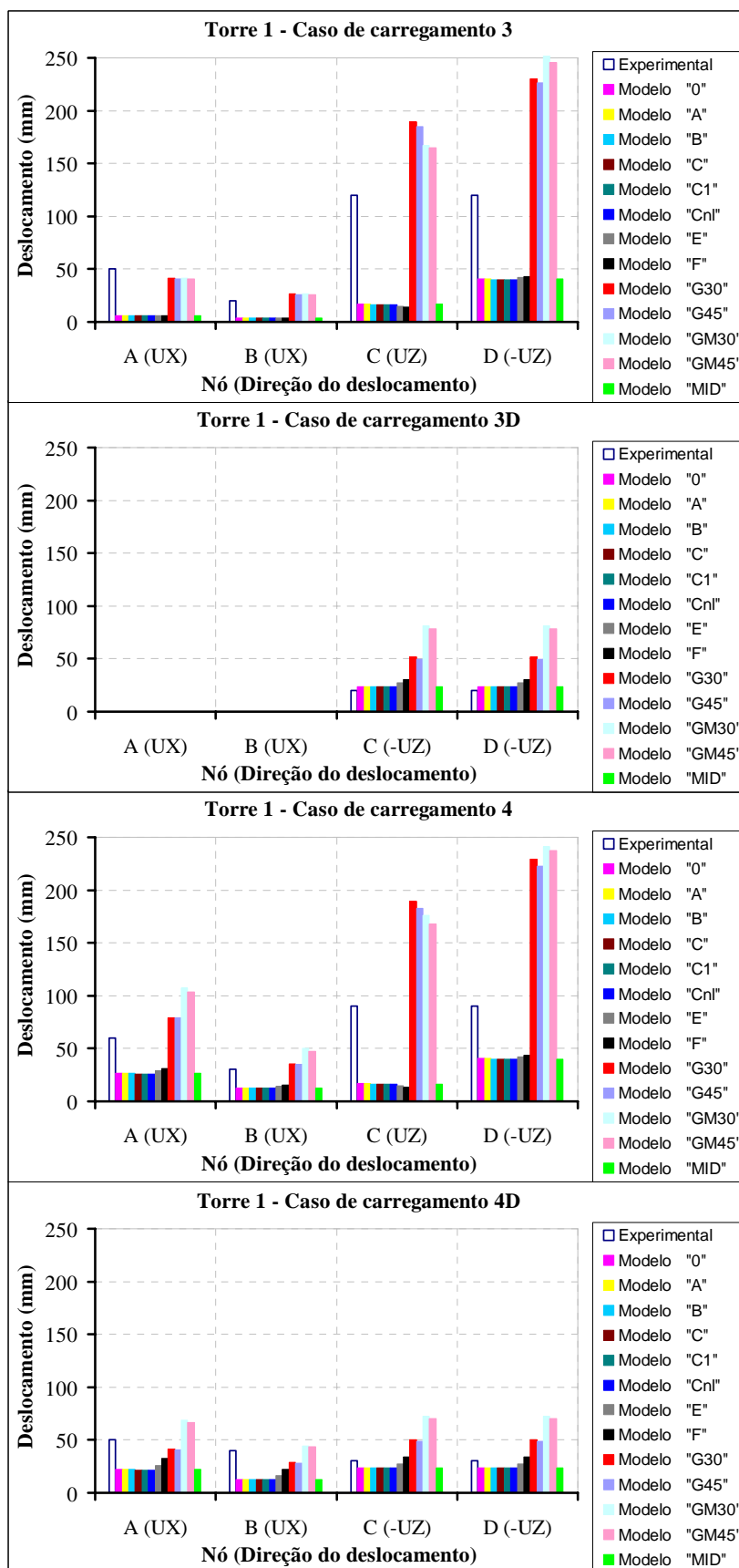


Figura 7.20: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “1” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D”.

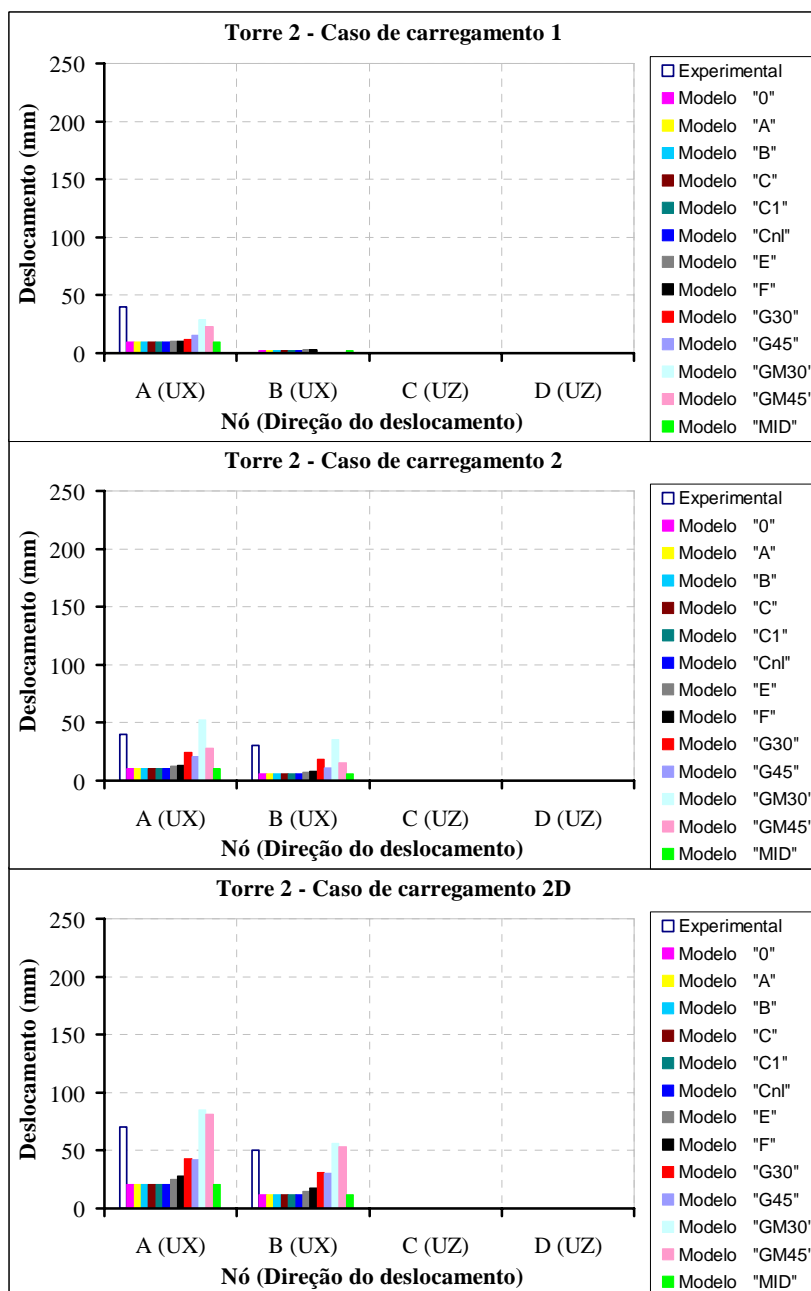


Figura 7.21: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “2” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D”.

Para o caso de carregamento “1D” na torre “2” não foi observado nenhum deslocamento transversal nos pontos A e B, nem longitudinal em C e D, tanto na análise numérica quanto na experimental.

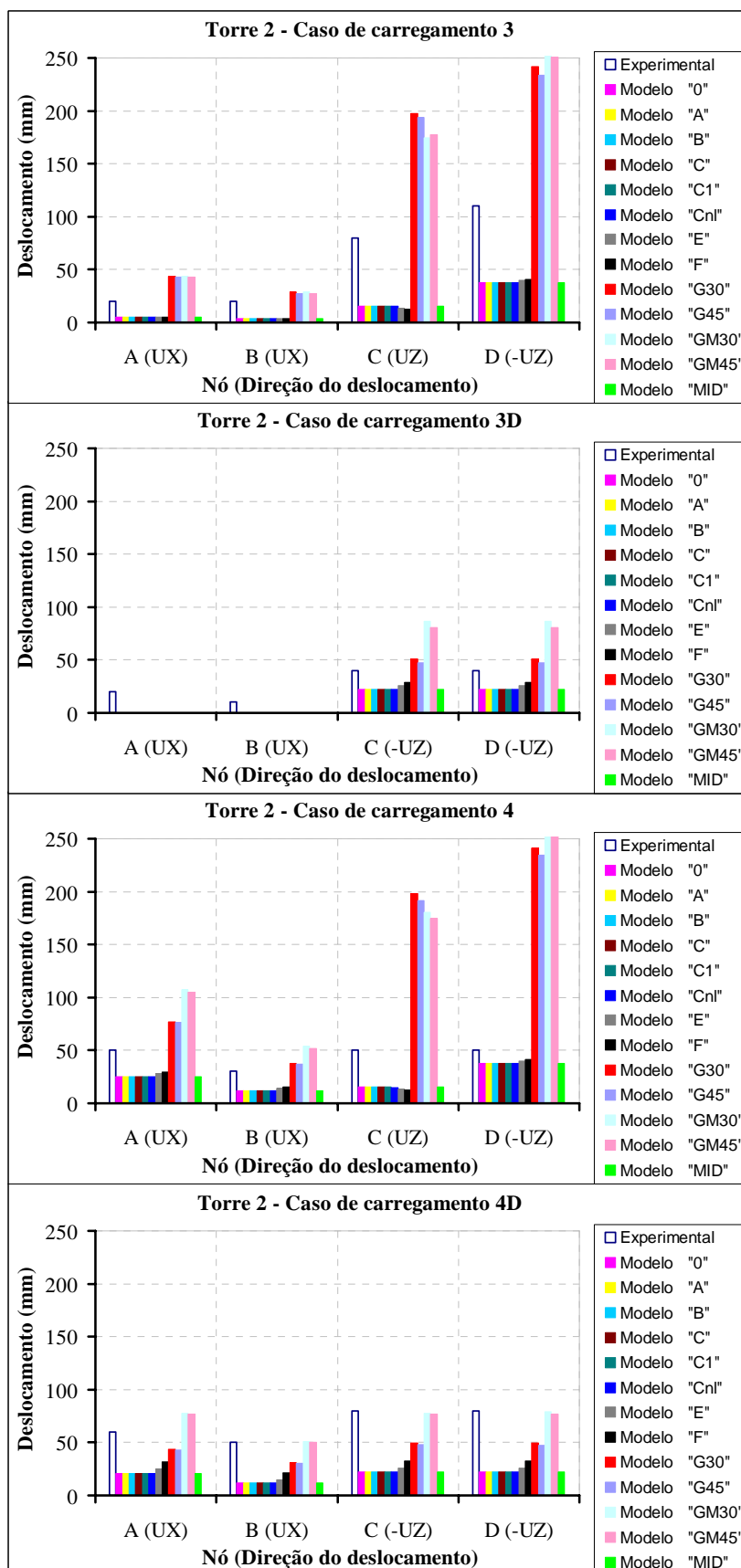


Figura 7.22: Deslocamento nos pontos A, B, C e D da torre “2” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D”.

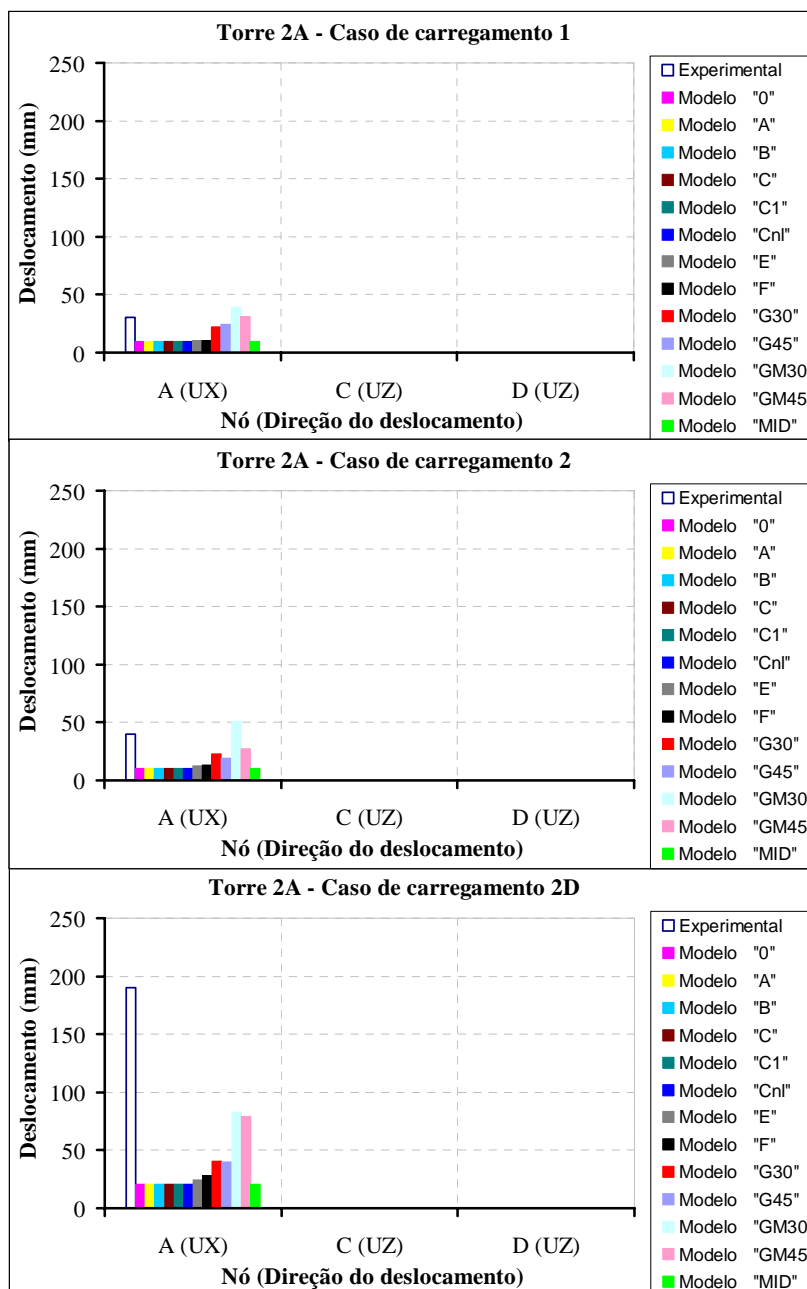


Figura 7.23: Deslocamento nos pontos A, C e D da torre “2A” para os casos de carregamento “1”, “2” e “2D”.

Para o caso de carregamento “1D” na torre “2A” não foi observado nenhum deslocamento transversal nos pontos A e B, nem longitudinal em C e D, tanto na análise numérica quanto na experimental.

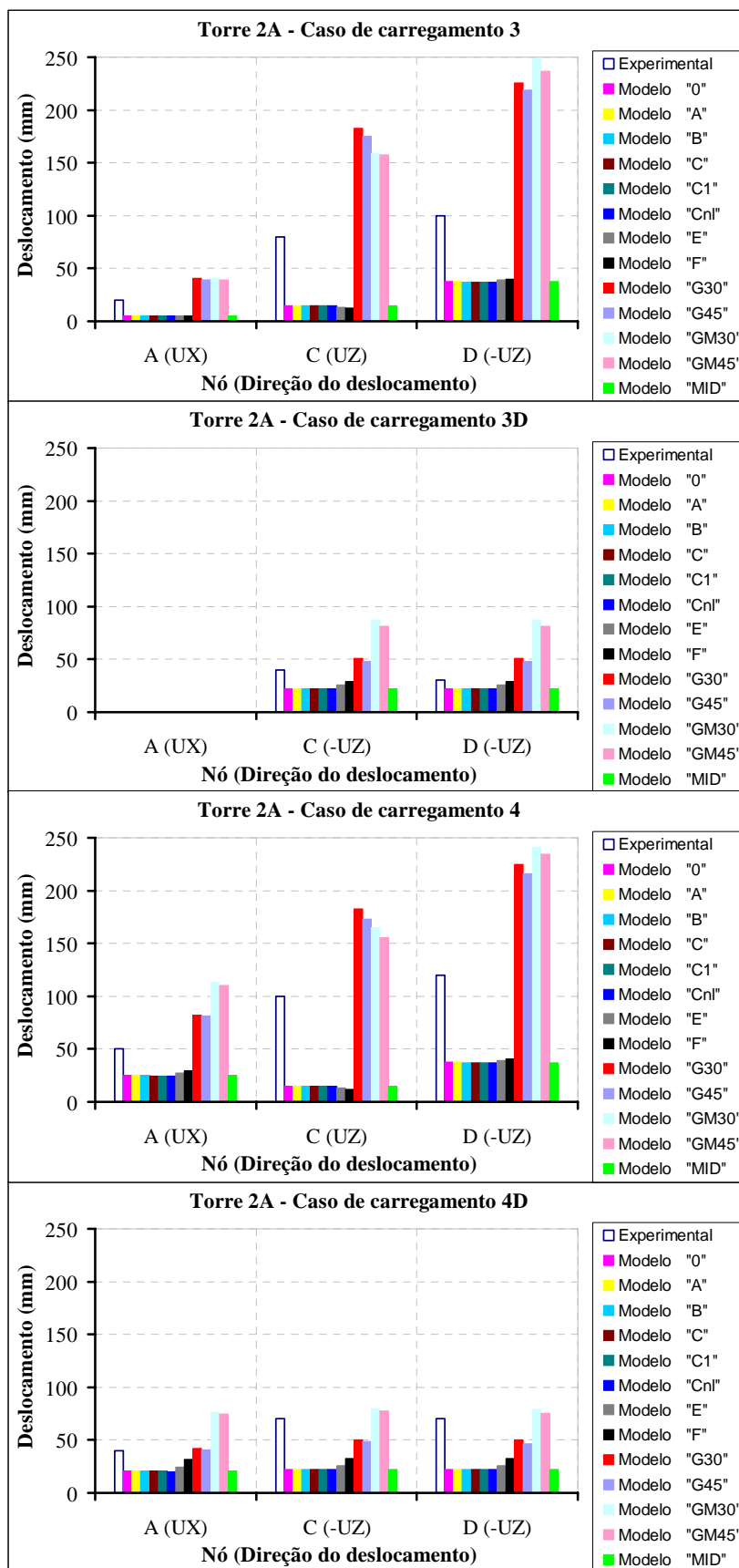


Figura 7.24: Deslocamento nos pontos A, C e D da torre “2A” para os casos de carregamento “3”, “3D”, “4” e “4D”.



Comparando os resultados numéricos de todos os modelos com os valores experimentais dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres, pode-se observar que os modelos que consideram a flexibilidade das ligações apresentam resultados mais próximos dos encontrados nos ensaios, em praticamente todos os casos.

Cabe salientar que quando um ensaio de um determinado caso de carregamento era encerrado, permanecia um deslocamento residual nos pontos de medição. Ao iniciar o ensaio seguinte, com um novo caso de carregamento, esse deslocamento era desprezado, e isto não foi considerado nos modelos.

### **7.2.2. Resultados para deslocamentos impostos na base**

Os esforços axiais nas barras selecionadas da torre “2”, submetida a deslocamentos verticais impostos na base (apoio 1), foram obtidos experimentalmente para levantamentos de até + 25 mm e recalques de até - 25 mm, em intervalos de aproximadamente 2 mm, e estão apresentados no capítulo 6.

Os resultados numéricos destes esforços foram obtidos apenas para os levantamentos de até + 25 mm, para todos os modelos citados no item 7.1, exceto “E”, “F” e “MID”. Os modelos “E” e “F” (com fundação flexível) não foram incluídos, pois os resultados experimentais utilizados para comparação foram obtidos com a torre “2” montada sobre apoios rígidos (indeslocáveis). Já o modelo “MID”, não foi incluído porque apresentou resultados muito semelhantes aos do modelo “0”.

Nas figuras 7.26 a 7.28 são apresentados os resultados numéricos para os modelos mencionados acima, juntamente com os valores experimentais dos esforços axiais nas barras selecionadas da torre “2”, submetida a levantamentos de até + 25 mm no apoio 1, conforme ilustrado na figura 7.25.

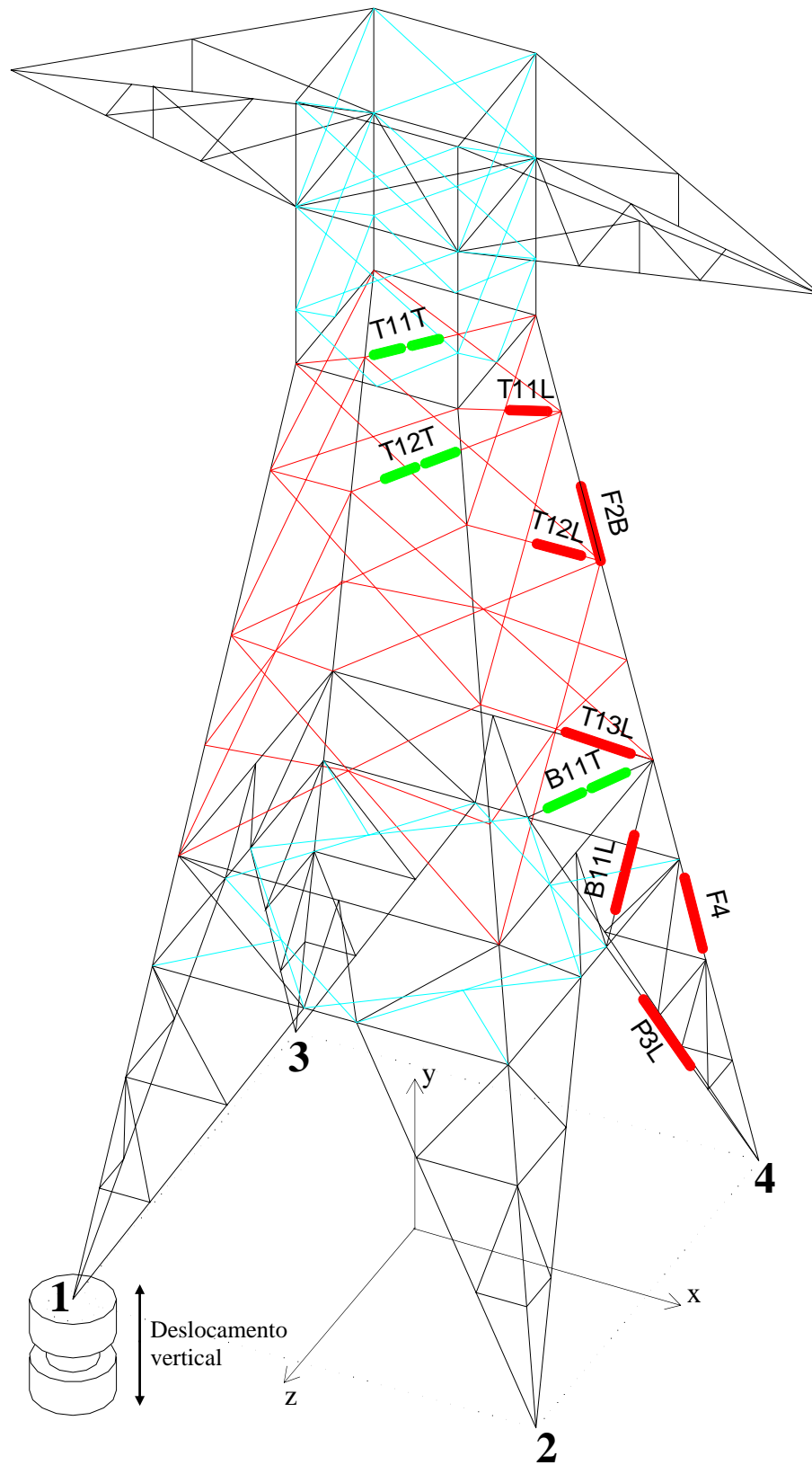


Figura 7.25: Barras selecionadas na torre “2” e ponto de aplicação dos deslocamentos na base (apoio 1).

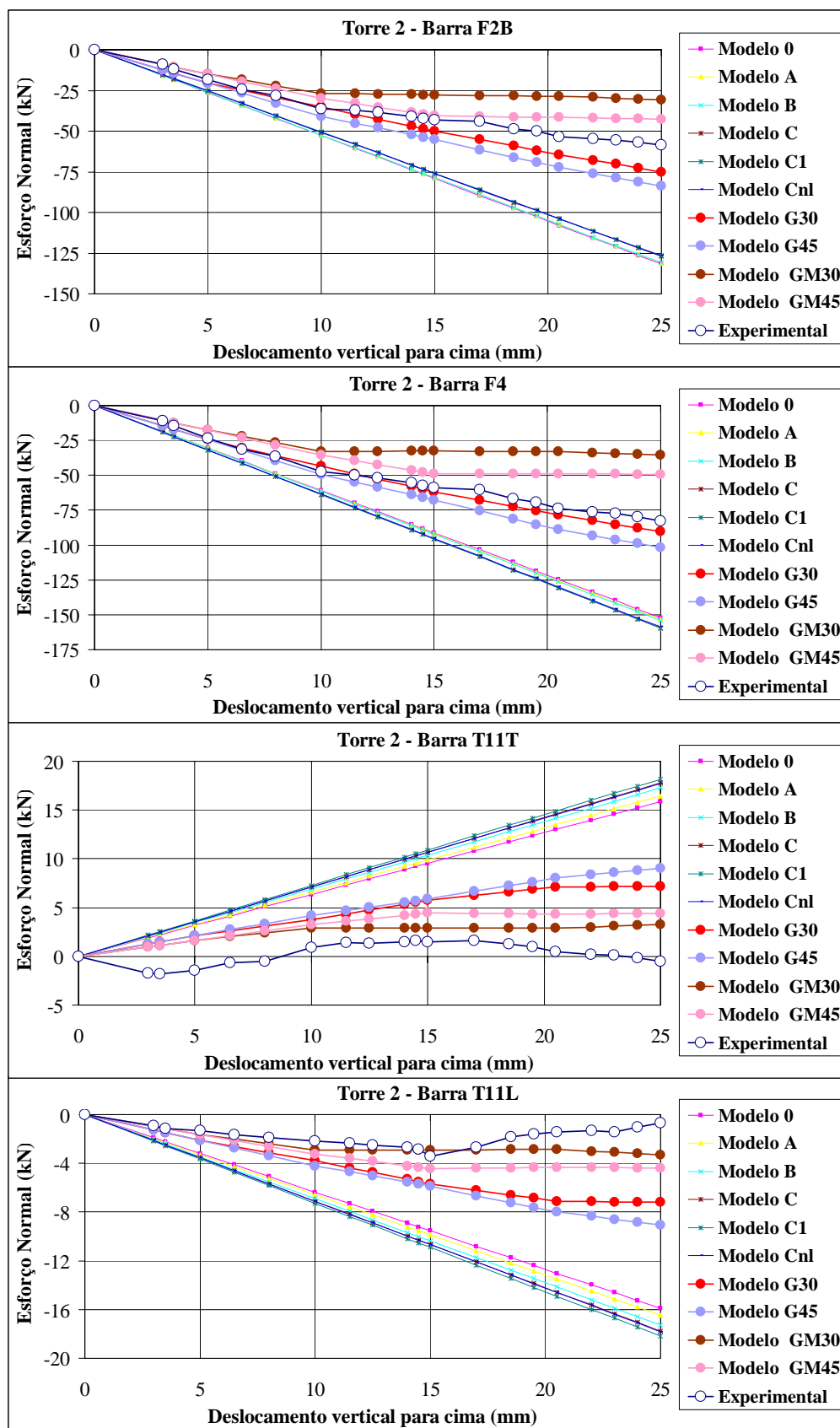


Figura 7.26: Esforço normal nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1.

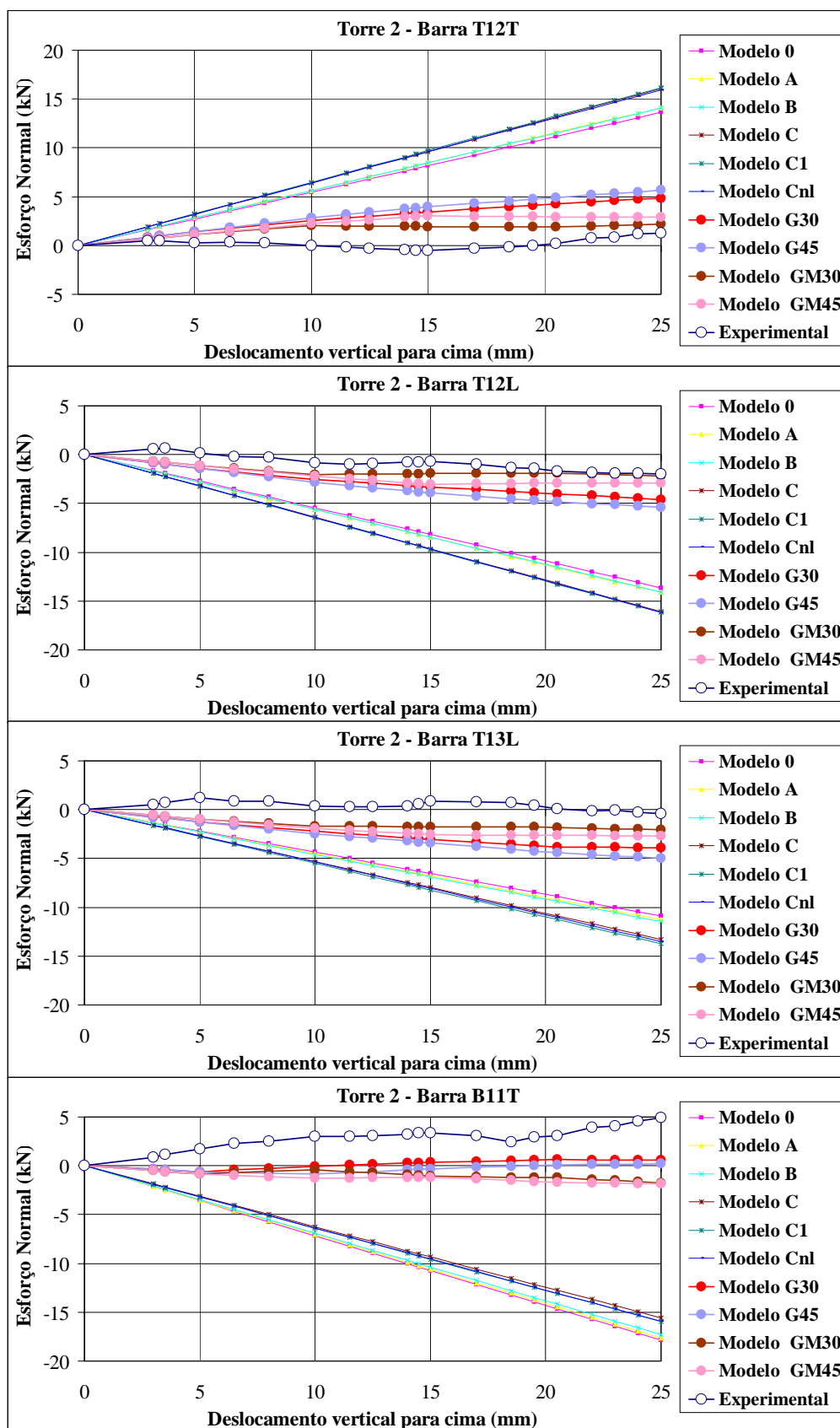


Figura 7.27: Esforço normal nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1.

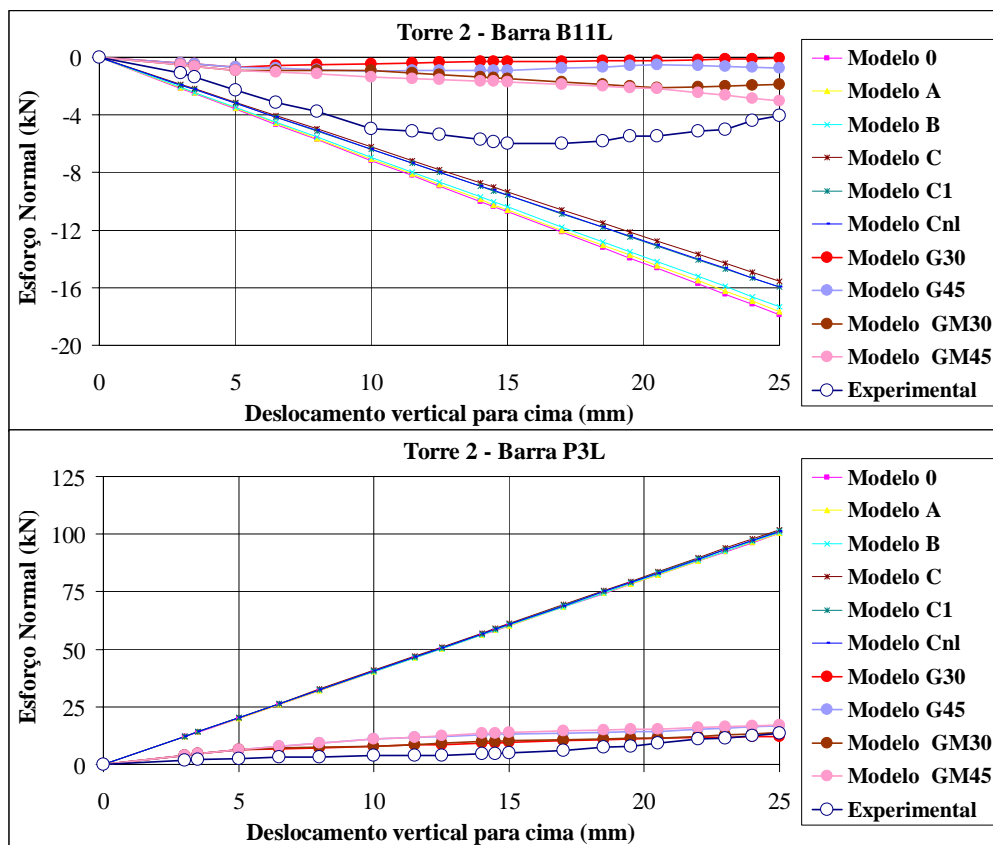


Figura 7.28: Esforço normal nas barras B11L e P3L da torre “2” para deslocamentos verticais no apoio 1.

Com base nos resultados numéricos, pode-se observar que os modelos que consideram a deformação nas ligações (“G30”, “G45”, “GM30” e “GM45”) apresentam resultados muito mais próximos dos valores experimentais, em comparação com os demais modelos.

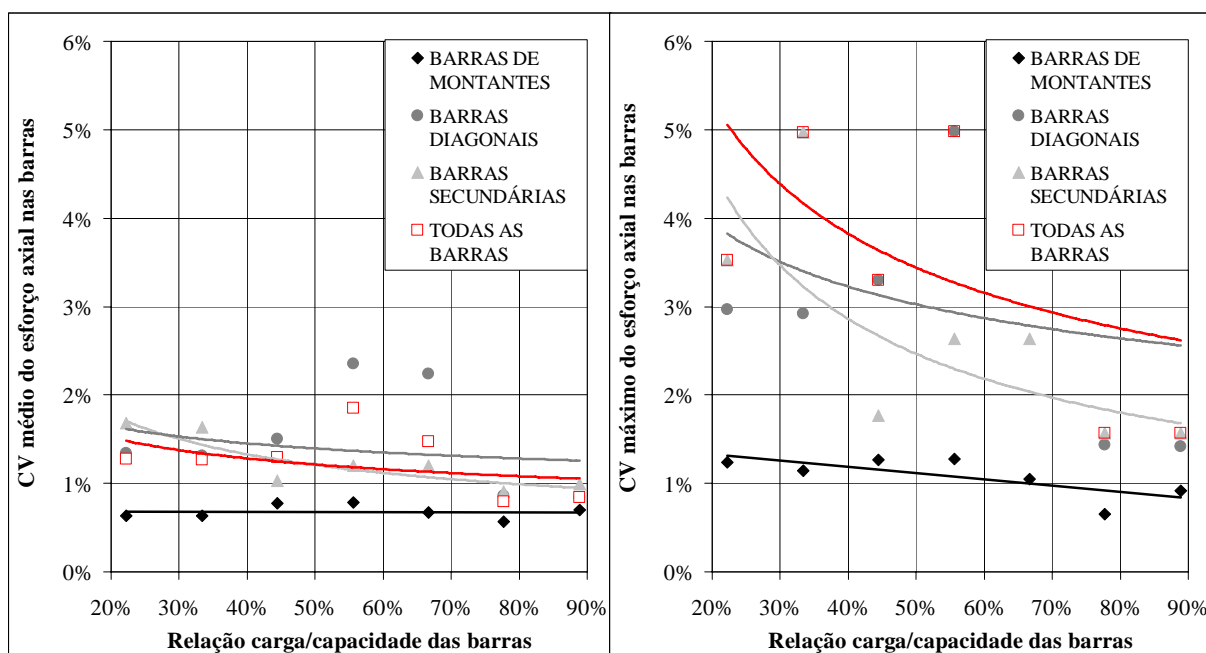
### 7.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os modelos utilizados para determinar a resposta das torres produzem esforços solicitantes diferentes. Por exemplo, no modelo com elementos de treliça espacial o único esforço atuando nas barras é o esforço normal, enquanto que no modelo com elementos de pórtico espacial cada barra está sujeita aos esforços normal e cortante, além dos momentos fletor e de torção.

Para comparar os esforços nas barras entre os diferentes modelos, o critério adotado foi o de verificar apenas o esforço normal, uma vez que os esforços de corte e os momentos que surgem em estruturas treliçadas com barras esbeltas são muito pequenos.

Os coeficientes de variação (CV) médio e máximo dos esforços normais (axiais) entre os modelos básicos (“0”, “A”, “B”, “C” e “C<sub>1</sub>”), obtidos através da análise estática para todas as barras das torres “1”, “2” e “2A”, são apresentados nos gráficos das figuras 7.29 (a) e (b). Esses CV foram determinados em função da relação carga/capacidade das barras, considerando:

- apenas as barras de montantes;
- apenas as barras diagonais;
- apenas as barras secundárias (barras horizontais, barras dos diafragmas rígidos e barras dos braços);
- todas as barras.



(a)

(b)

Figura 7.29: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais entre os modelos básicos em função da relação carga/capacidade das barras.

Nas figuras 7.30 (a) e (b) são apresentados os mesmos resultados para os CV quando todos os modelos são considerados, exceto aqueles que levam em conta a flexibilidade das fundações (modelos “E” e “F”), justificado anteriormente.

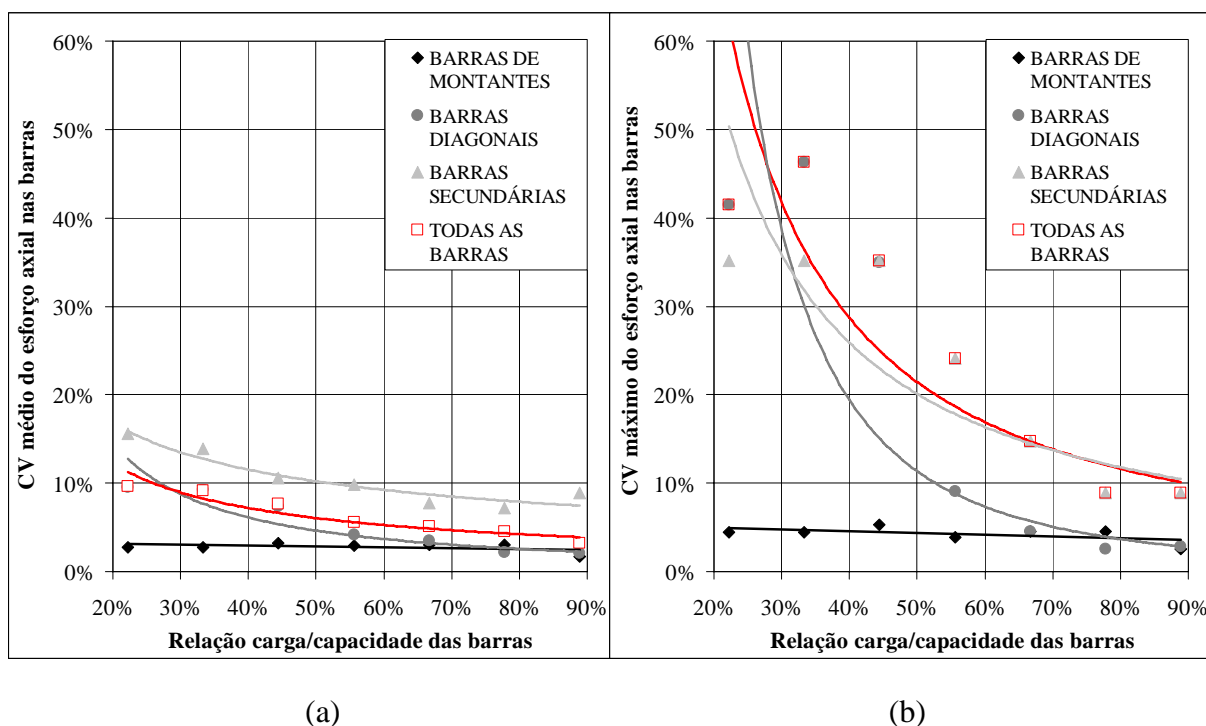


Figura 7.30: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais entre todos os modelos em função da relação carga/capacidade das barras.

O CV médio denota o valor médio dos coeficientes de variação entre os modelos avaliados com todos os casos de carregamento, para as barras em consideração, enquanto que o CV máximo é o máximo coeficiente de variação entre os mesmos modelos e barras.

Quando apenas os modelos básicos são avaliados (modelos “0”, “A”, “B”, “C” e “C<sub>1</sub>”), a dispersão na resposta é muito pequena, traduzida pelos baixos valores dos CV dos esforços axiais e dos deslocamentos nodais. Para as barras mais carregadas, cujos esforços são utilizados no dimensionamento, os CV máximos estão entre 1% e 2%, como ilustrado nos gráficos da figura 7.29. Os deslocamentos nos pontos A, B, C e D apresentam CV médio em torno de 1%, como pode ser observado na tabela 7.11.

Quando todos os modelos são considerados (exceto “E” e “F”) a dispersão nos resultados aumenta, como ilustrado nos gráficos da figura 7.30, onde o CV máximo dos esforços axiais nas barras mais carregadas varia entre 3% e 10%. Os CV dos deslocamentos aumentam consideravelmente, ultrapassando 70%, como apresentado na tabela 7.12, uma vez que nos modelos com flexibilidade nas ligações (modelos “G30”, “G45”, “GM30” e “GM45”) os deslocamentos nodais são muito maiores do que nos demais modelos. Os valores desses

deslocamentos para todos os modelos e casos de carregamento estão apresentados nas figuras 7.19 a 7.24.

Tabela 7.11: CV dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres **entre os modelos básicos** para todos os casos de carregamento.

	Pontos (nós)				
	A	B	C	D	Média dos pontos
CV médio torre "1"	0,81%	0,26%	0,51%	0,47%	0,51%
CV médio torre "2"	0,27%	1,59%	0,38%	0,34%	0,65%
CV médio torre "2A"	1,89%	-	0,66%	0,57%	1,04%
CV médio das três torres	0,99%	0,93%	0,52%	0,46%	<b>0,72%</b>

Tabela 7.12: CV dos deslocamentos nos pontos A, B, C e D das três torres **entre todos os modelos** para todos os casos de carregamento.

	Pontos (nós)				
	A	B	C	D	Média dos pontos
CV médio torre "1"	62,91%	61,68%	70,63%	64,22%	64,86%
CV médio torre "2"	67,51%	70,93%	71,35%	65,50%	68,82%
CV médio torre "2A"	68,61%	-	74,15%	68,08%	70,28%
CV médio das três torres	66,34%	66,30%	72,04%	65,93%	<b>67,65%</b>

Dentre os conjuntos de barras analisadas, a dispersão nos montantes é a menor, sendo praticamente constante desde os montantes levemente carregados até aqueles com carregamento próximo da capacidade. O CV máximo dos esforços axiais nos montantes está em torno de 1% entre os modelos básicos (figuras 7.29 (b)) e de 3% quando todos os modelos (exceto "E" e "F") são avaliados (figuras 7.30 (b)).

As barras diagonais fortemente carregadas apresentam coeficientes de variação muito próximos aos dos montantes. Barras diagonais levemente carregadas apresentam uma alta dispersão, traduzida pelos elevados CV mostrados nos gráficos da figura 7.30, no entanto, os



valores desses esforços não têm interesse prático, pois não são utilizados no projeto. A maior dispersão ocorre nas barras secundárias (barras horizontais, barras dos diafragmas rígidos e barras dos braços), nas quais o CV máximo atinge 10% nas barras mais carregadas (com relação carga/capacidade superior a 80%), cujos esforços são utilizados no dimensionamento da torre.

Os dados dos ensaios estáticos em protótipos, apresentados no capítulo 6, são agora utilizados para avaliar quais os modelos fornecem a resposta mais próxima dos resultados experimentais. O erro do modelo “i”, definido como a diferença entre os resultados do modelo mecânico “i” e os resultados experimentais, normalizada pela capacidade das barras ou pela média dos deslocamentos de um determinado ponto, é avaliado da seguinte forma:

- Para o esforço normal (axial) nas barras selecionadas das torres, identificadas nas figuras 6.2 a 6.4, submetidas a todos os casos de carregamento (torres “1”, “2” e “2A”) e aos deslocamentos impostos na base (torre “2”):

$$\text{Erro do modelo "i"} = \sum_{\substack{\text{Barras selecionadas} \\ \text{Casos de carregamento} \\ \text{ou deslocamentos na base}}} \frac{|EN_{\text{Mod}_i} - EN_{\text{Exp}}|}{|CAP|} \quad (7.3)$$

onde:  $EN_{\text{Mod}_i}$  é o resultado numérico do esforço normal em uma das barras para um dos casos de carregamento ou deslocamento na base, no modelo “i”;

$EN_{\text{Exp}}$  é o resultado experimental (resultado corrigido) do esforço normal para a mesma barra e mesmo caso de carregamento ou deslocamento na base;

$CAP$  é a capacidade à tração ou à compressão da barra, conforme o sinal do esforço normal, calculada de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003), descrito no anexo B.

- Para os deslocamentos nos pontos A, B, C e D nas três torres, submetidas a todos os casos de carregamento:

$$\text{Erro do modelo "i"} = \sum_{\substack{\text{Pontos A, B, C e D} \\ \text{Casos de carregamento}}} \frac{|DES_{\text{Mod}_i} - DES_{\text{Exp}}|}{|\mu_{DES}|} \quad (7.4)$$

onde:  $DES_{Mod_i}$  é o resultado numérico do deslocamento em um dos pontos (nós) para um dos casos de carregamento, no modelo “i”;

$DES_{Exp}$  é o valor do deslocamento medido experimentalmente para o mesmo ponto e mesmo caso de carregamento;

$\mu_{DES}$  é o valor médio do deslocamento entre todos os modelos e o valor experimental, para o mesmo ponto e mesmo caso de carregamento.

No gráfico da figura 7.31 são ilustrados os “erros” nos modelos estudados, calculados conforme a equação 7.3, para os esforços axiais nas barras selecionadas das três torres submetidas a todos os casos de carregamento.

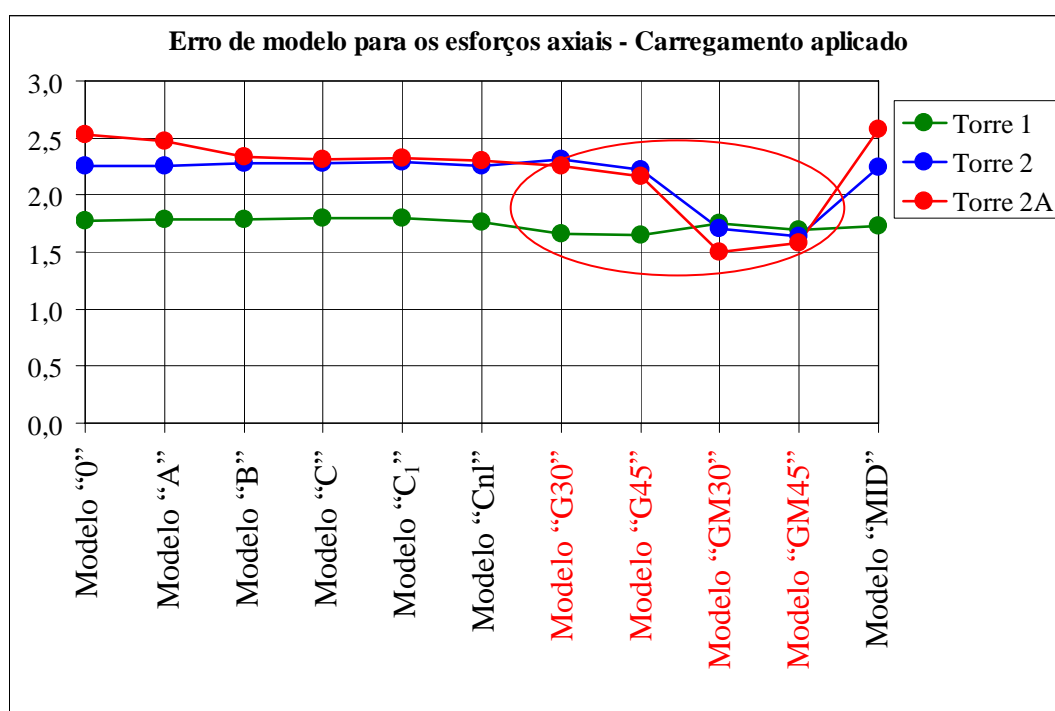


Figura 7.31: Erro de modelo para os esforços axiais nas barras selecionadas das torres “1”, “2” e “2A” com o carregamento aplicado.

Na figura 7.32 são ilustrados os “erros de modelo” para os deslocamentos nos pontos A, B, C e D, calculados através da equação 7.4, para as três torres submetidas a todos os casos de carregamento.

Os “erros de modelo” para os esforços axiais nas barras selecionadas da torre “2” submetida aos deslocamentos impostos na base, calculados segundo a equação 7.3, são ilustrados no gráfico da figura 7.33.

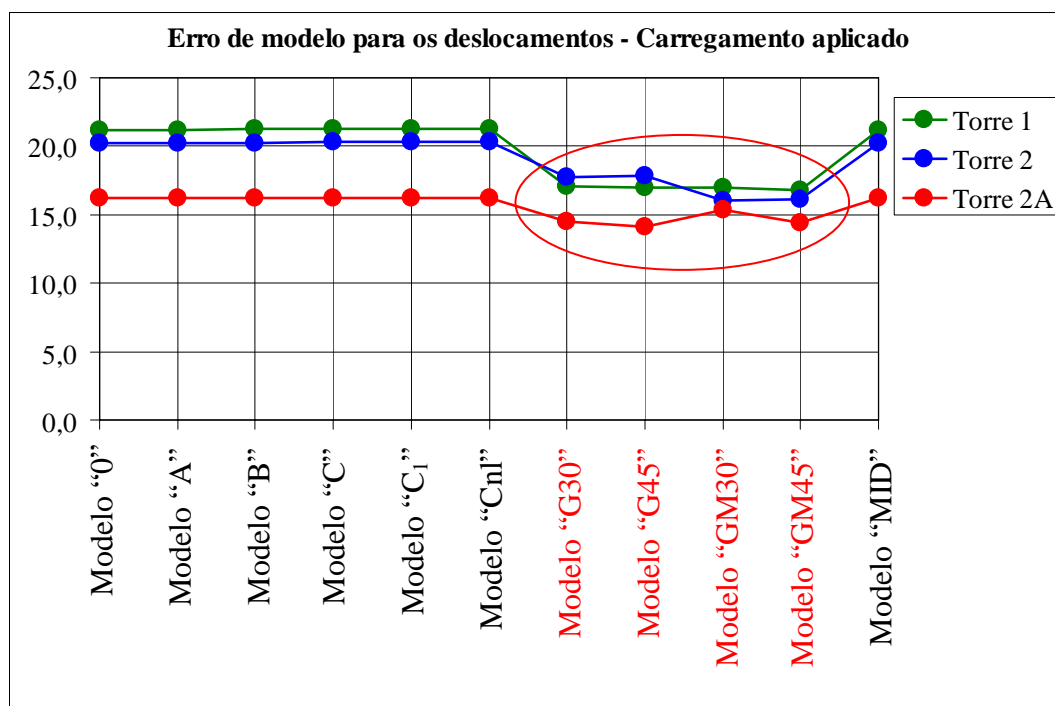


Figura 7.32: Erro de modelo para os deslocamentos nos pontos A, B, C e D das torres "1", "2" e "2A" com o carregamento aplicado.

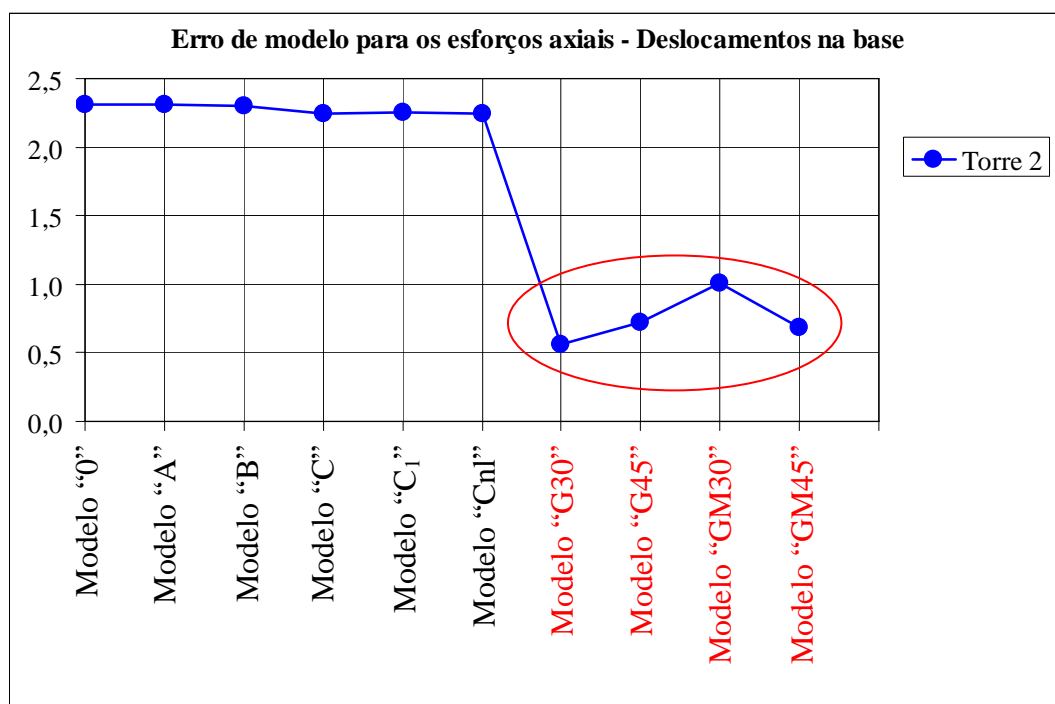


Figura 7.33: Erro de modelo para os esforços axiais nas barras selecionadas das torres "1", "2" e "2A" com deslocamentos impostos na base.

Na maioria dos casos pode-se observar que os “erros de modelo” são menores nos modelos em que a flexibilidade das ligações é considerada (“G30”, “G45”, “GM30” e “GM45”), exceto para os esforços axiais nas barras da torre “1” com carregamento aplicado, onde os “erros” são praticamente constantes em todos os modelos. Isto pode ser explicado pelo fato da torre “1” ser uma estrutura que possui um grau de estaticidade interno menor em comparação com as outras duas torres, isto é, uma estrutura “mais isostática” internamente, apresentando menos opções de equilíbrio e, portanto, menos sensível as alterações no modelo mecânico.

Cabe salientar que estes resultados experimentais não podem ser tratados como “o real comportamento da estrutura”, uma vez que existem incertezas de medição, relacionadas ao método de ensaio empregado e incertezas estatísticas, referidas ao erro de estimação, decorrente do número limitado de amostras para a medição de uma grandeza física, neste caso uma única amostra para cada valor medido. Entretanto, o conjunto de resultados encontrados serve para definir uma tendência no comportamento das torres.

## 8. MODELOS MECÂNICOS PARA A ANÁLISE DINÂMICA DE TORRES E TRECHOS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO

Neste capítulo são descritos todos os modelos mecânicos utilizados na análise dinâmica de ruptura de cabo em LT, bem como as leis constitutivas dos elementos e o método de solução empregado.

### 8.1. DESCRIÇÃO DA TORRE “SY” E DOS CABOS CONDUTORES E PÁRA-RAIOS

A torre utilizada na análise dinâmica de ruptura de cabo é uma torre de suspensão (ou torre tangente) reforçada, do tipo autoportante, com formato (silhueta) tronco piramidal, para circuito duplo de 138 kV, com altura total de 33,4 metros e abertura de base de 5 metros, chamada “SY” e mostrada na figura 8.1.

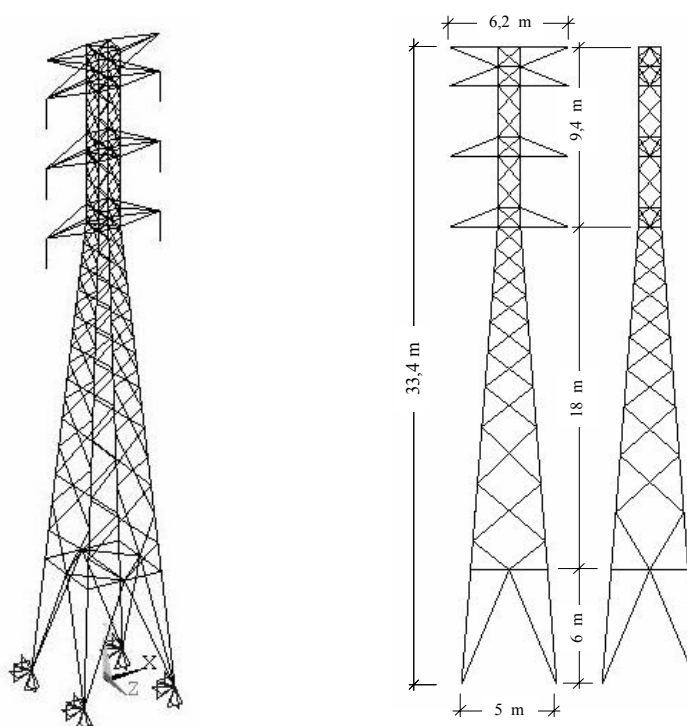


Figura 8.1: Torre “SY” – Isométrica e vistas frontal e lateral.

Os cabos condutores são do tipo GROSBEAK standard *Aluminum Conductor Steel Reinforced* (ACSR) com 26/7 fios e os cabos pára-raios são de aço do tipo *Extra High Strength* (EHS) com 7 fios de 3/8 de polegada.

## 8.2. DESCRIÇÃO DOS MODELOS

Com o objetivo de quantificar a incerteza de modelo mecânico em torres metálicas treliçadas sujeitas a cargas dinâmicas, a torre “SY” é submetida à ruptura de um cabo, e as respostas de diferentes modelos são comparadas. Estes modelos variam desde os relativamente simples, onde uma única torre é submetida a uma carga variável no tempo, simulando a força provocada na torre pela ruptura de um cabo, até os modelos mais complexos, onde trechos inteiros de uma LT, com torres, cabos e isoladores são analisados.

O modelo mais simples, com uma única torre e uma carga variável no tempo aplicada em um de seus braços, simulando o efeito da ruptura de um cabo, é mostrado na figura 8.2. Neste caso, a força horizontal é aplicada na direção longitudinal à LT, com um valor correspondente a tração em EDS (*Every Day Stress*), considerada igual a 20% da resistência à tração do cabo condutor (UTS - *Ultimate Tension Stress*), no instante da ruptura do cabo. Logo em seguida, este valor é reduzido para 16% da UTS, em função do alívio na força devido ao movimento da cadeia de isoladores, mencionado no capítulo 4. A variação no tempo da força horizontal, juntamente com as forças verticais aplicadas nos braços da torre representando o peso próprio dos cabos, são mostradas na figura 8.2.

O modelo mais aprimorado considerado neste trabalho inclui torres, cadeias de isoladores, cabos condutores e cabos pára-raios de um trecho de uma LT com oito torres “SY” e nove vãos. Na figura 8.3 é mostrado um modelo com seis torres e sete vãos.

Em todos os modelos, as cadeias de isoladores têm 1,65 metros de comprimento e, nos modelos com mais de uma torre, os vãos entre as torres são de 400 metros. Os cabos condutores são de alumínio com reforço de aço (ACSR - *Aluminum Conductor Steel Reinforced*) com 26/7 fios e os cabos pára-raios são de alta resistência (EHS – *Extra High Strength*) com 7 fios de aço de 3/8 de polegada.

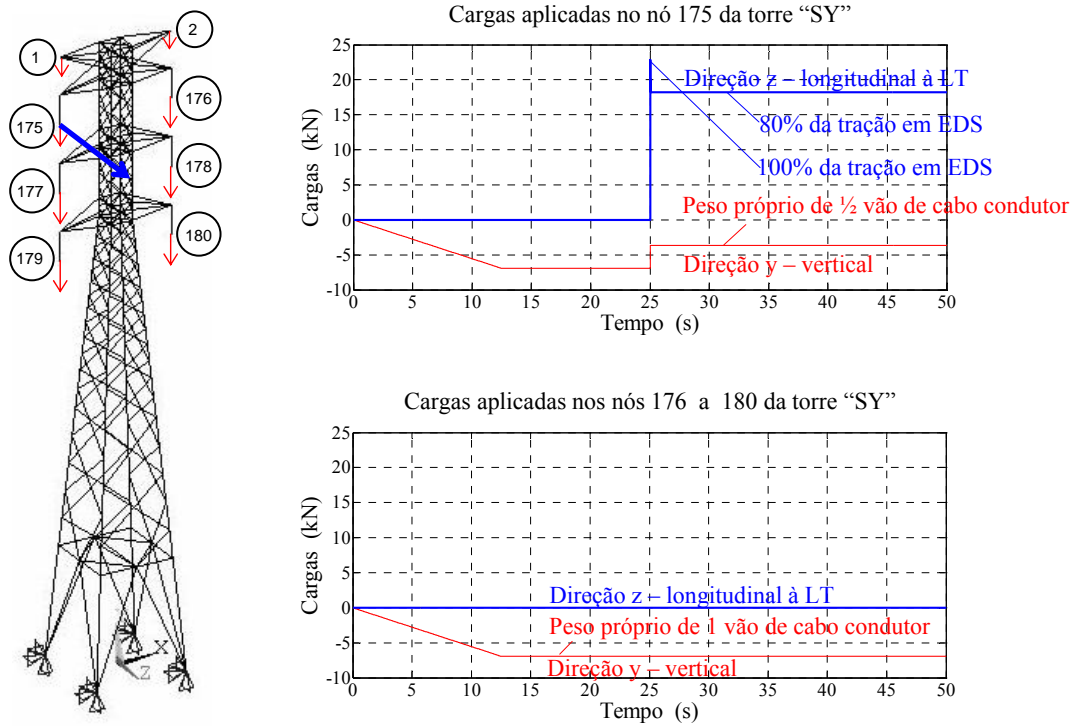


Figura 8.2: Modelo com uma única torre "SY" submetida a um carregamento variável no tempo.

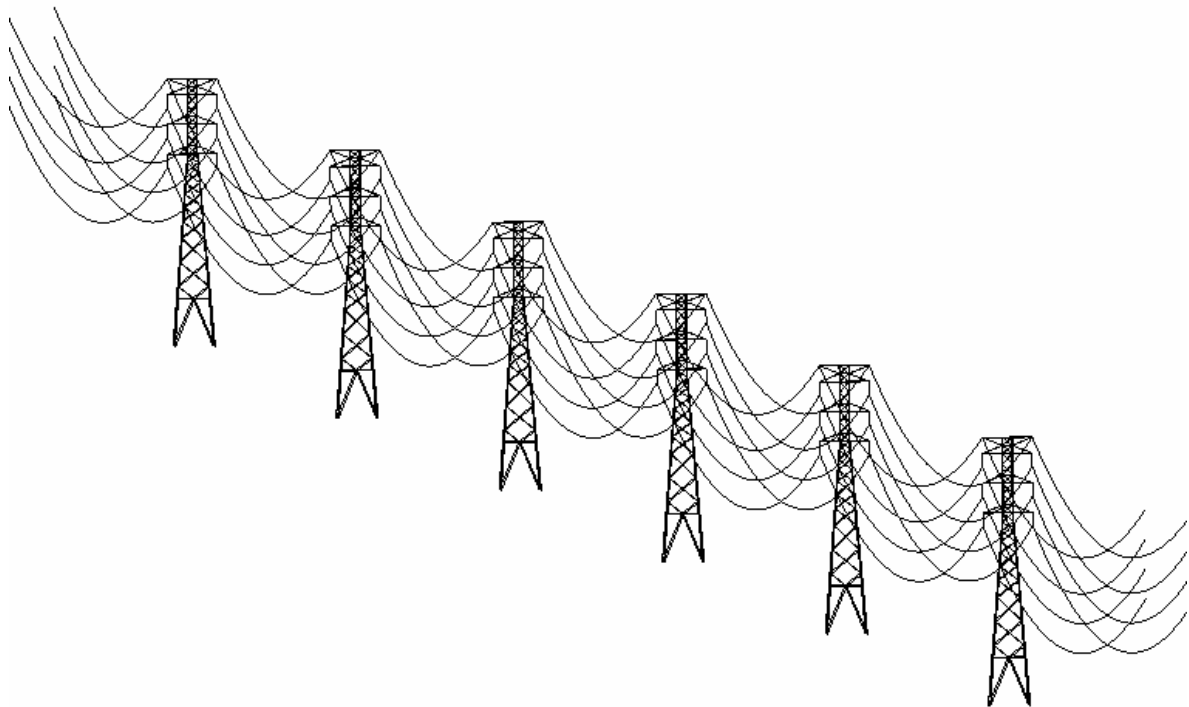


Figura 8.3: Trecho de LT com seis torres "SY" e sete vãos.

Diversos fatores que podem influenciar na resposta foram considerados, entre eles: as condições de contorno dos elementos de cabo das extremidades, a discretização dos cabos, as imperfeições iniciais (ou imperfeições geométricas, ou ainda curvatura inicial) nas barras da torre, o comportamento linear e não-linear dos elementos de cabo e o amortecimento estrutural.

As diferentes condições de contorno dos elementos de cabo das extremidades são introduzidas variando o número de torres nos modelos com cabos, de um mínimo de duas torres e três vãos até um trecho de LT com oito torres e nove vãos. A influência da discretização dos cabos é avaliada através de modelos com 20, 100 e 400 elementos em cada vão, ou seja, elementos de cabo com 20 m, 4 m e 1 m, respectivamente.

Os efeitos das imperfeições iniciais nas barras da torre e do comportamento linear e não-linear dos elementos de cabo são introduzidos alterando as respectivas leis constitutivas destes elementos, conforme descrito nos itens 8.3 e 8.4. O papel do amortecimento estrutural é avaliado variando-se apenas o coeficiente de amortecimento dos elementos de cabo, pois de acordo com Kaminski *et al.* (2005), o coeficiente de amortecimento dos elementos da torre e dos isoladores tem uma influência bem menor na resposta.

A resposta dinâmica de todos os modelos é obtida por integração numérica explícita das equações do movimento, usando diferenças finitas centrais, descrito no item 8.5. Os resultados dos modelos (deslocamentos no topo e esforço normal em algumas barras selecionadas da torre) são comparados, juntamente com aqueles obtidos pela prática usual de projeto, isto é, usando “cargas estáticas equivalentes”.

### **8.3. LEIS CONSTITUTIVAS DOS CABOS CONDUTORES E PÁRA-RAIOS**

Cabos são formados pela associação de fios, capazes de suportar apenas forças de tração. Em muitos países europeus, são utilizadas relações lineares para calcular flechas, alongamentos, forças e tensões de tração nos cabos de LT, ou seja, o diagrama tensão-deformação do cabo, para uma temperatura constante, é uma linha reta. Já nos países norte-americanos, relações não-lineares são comumente empregadas, tais como aquelas desenvolvidas por Batterman (1967). Neste trabalho, são adotadas relações lineares e



não-lineares nos modelos. Para estas últimas foram utilizadas as expressões propostas por McDonald e Peyrot (1990), as quais consistem em relações tensão-deformação formadas por polinômios de 4º grau, similares aquelas empregadas por Thrash (1994) e EPRI (1988). Nas simulações, as seguintes leis constitutivas foram adotadas para os cabos condutores e pára-raios:

- Relações lineares:

$$F_{CC} = E_{CC} A_{CC} \Delta L_{CC} / L_{OCC} \quad (8.1)$$

$$F_{CP} = E_{CP} A_{CP} \Delta L_{CP} / L_{OCP} \quad (8.2)$$

- Relações não-lineares:

$$F_{CC} = 10^7 A_{CC} (16,3254 \varepsilon_{CC}^4 - 6,1854 \varepsilon_{CC}^3 - 44,6718 \varepsilon_{CC}^2 + 68,5004 \varepsilon_{CC} - 0,625) \quad (8.3)$$

$$F_{CP} = 10^7 A_{CP} (234,339 \varepsilon_{CP}^4 - 441,98 \varepsilon_{CP}^3 + 196,734 \varepsilon_{CP}^2 + 128,332 \varepsilon_{CP} + 1,123) \quad (8.4)$$

onde:  $A_{CC} = 3,7431 \times 10^{-4} \text{ m}^2$  é a área total do cabo condutor (alumínio + aço);

$E_{CC} = 7,4515 \times 10^{10} \text{ N/m}^2$  é o módulo de elasticidade do cabo condutor na tração;

$F_{CC}$  é a força de tração (em N),  $\Delta L_{CC}$  o alongamento (em m) e  $\varepsilon_{CC}$  a deformação longitudinal do cabo condutor, expressa em percentual do comprimento inicial ( $L_{OCC}$ );

$A_{CP} = 5,10773 \times 10^{-5} \text{ m}^2$  é a área total do cabo pára-raios (aço);

$E_{CP} = 1,72369 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$  é o módulo de elasticidade do cabo pára-raios na tração;

$F_{CP}$  é a força de tração (em N),  $\Delta L_{CP}$  o alongamento (em m) e  $\varepsilon_{CP}$  a deformação longitudinal do cabo pára-raios, expressa em percentual do comprimento inicial ( $L_{OCP}$ );

A figura 8.4 mostra a relação força axial na tração x alongamento, linear e não-linear, para um elemento de cabo condutor e para um elemento de cabo pára-raios, ambos com 20 metros de comprimento.

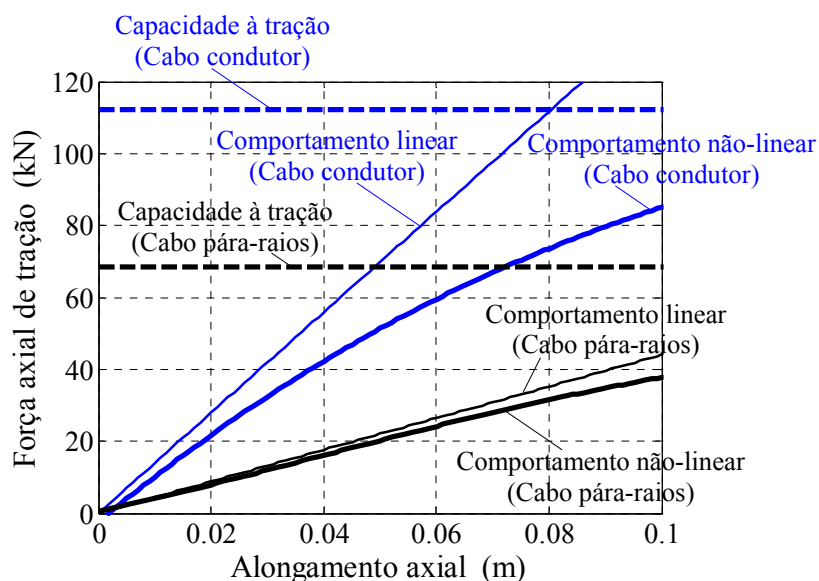


Figura 8.4: Comportamento linear e não-linear para elementos de cabo condutor e cabo pára-raios com 20 m de comprimento.

### 8.3.1. Considerações sobre os cabos

Cabos suspensos em linhas de transmissão apresentam a forma de uma catenária. Na condição EDS (*Every Day Stress*) os cabos condutores são projetados para uma tração em torno de 20% de sua capacidade (UTS - *Ultimate Tension Stress*). Nos cabos pára-raios esta tração é de aproximadamente 14% da 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 8.5. 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  $f_e$ .

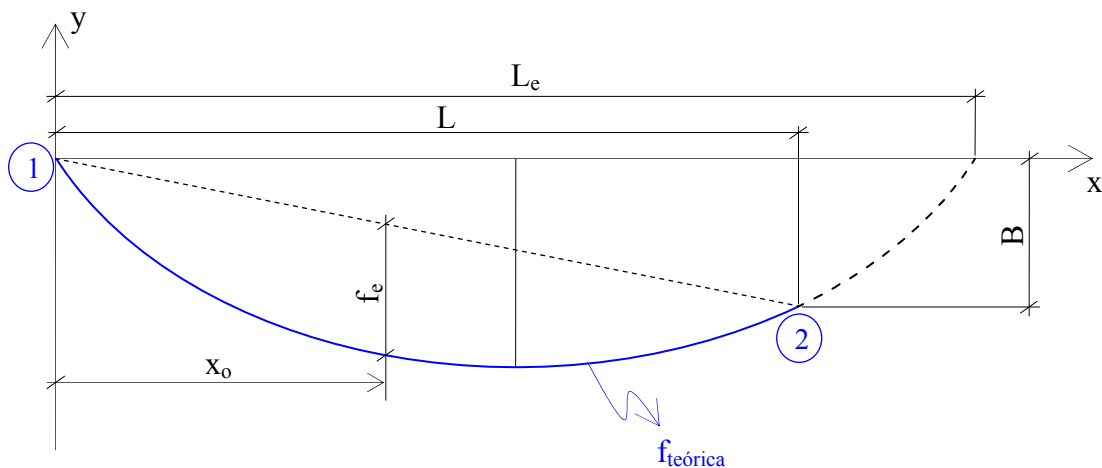


Figura 8.5: Cabo suspenso entre os suportes “1” e “2” com alturas diferentes.

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  $\ell_{\text{teórico}}$ .

$$T_p = 0,20 T_{\text{rup}} \rightarrow \text{para cabos condutores} \quad (8.5)$$

$$T_p = 0,14 T_{\text{rup}} \rightarrow \text{para cabos pára-raios} \quad (8.6)$$

onde:  $T_p$  é a força de tração de projeto do cabo na posição teórica, após a aplicação da força peso (na condição EDS);

$T_{\text{rup}}$  é a força de ruptura do cabo na tração (em N).

$$C = \frac{T_p}{p} \quad (8.7)$$

$$L_e = L + \frac{2 B C}{L} \quad (8.8)$$

$$f_e = \frac{L_e^2}{8 C} - B \quad (8.9)$$

$$x_0 = \frac{L}{2} - C \cdot \operatorname{arcsenh} \left( \frac{B}{2 C \left( \sinh \left( \frac{L}{2 C} \right) \right)} \right) \quad (8.10)$$

$$y = C \cdot \left( \cosh \left( \frac{x - x_0}{C} \right) - \cosh \left( \frac{x_0}{C} \right) \right) \quad (8.11)$$

$$\ell_{\text{teórico}} = \sqrt{B^2 + 4 C^2 \cdot \left( \sinh \left( \frac{L}{2 C} \right) \right)^2} \quad (8.12)$$

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 8.5;

$f_e$  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;

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

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  $\varepsilon_{pp}$  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 ( $\varepsilon_{pp}$ ). Essa deformação deve ser descontada do

comprimento teórico do cabo ( $\ell_{\text{teórico}}$ ), obtendo assim o comprimento do cabo na condição inicial ( $\ell_{\text{inicial}}$ ), sem a força peso:

$$\ell_{\text{inicial}} = \frac{\ell_{\text{teórico}}}{1 + \varepsilon_{\text{pp}}/100} \quad (8.13)$$

A seguir, a posição do cabo na condição inicial pode ser obtida através da equação 8.14:

$$y_1 = C_1 \cdot \left( \cosh\left(\frac{x - x_{01}}{C_1}\right) - \cosh\left(\frac{x_{01}}{C_1}\right) \right) \quad (8.14)$$

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

$$x_{01} = \frac{L}{2} - C_1 \cdot \operatorname{arcsenh}\left(\frac{B}{2 C_1 \left(\sinh\left(\frac{L}{2 C_1}\right)\right)}\right) \quad (8.15)$$

e  $C_1$  é dado por:

$$C_1 = \sqrt{\frac{L^4}{12 \left(\ell_{\text{inicial}}^2 - B^2 - L^2\right)}} \quad (8.16)$$

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).

Em todos os modelos analisados com duas ou mais torres, os cabos estão fixados a suportes espaçados de 400 metros ( $L = 400$  m) e de mesma altura ( $B = 0$ ).

A figura 8.6 mostra as posições do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 fios, 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, obtidas aplicando as equações 8.5 a 8.16.

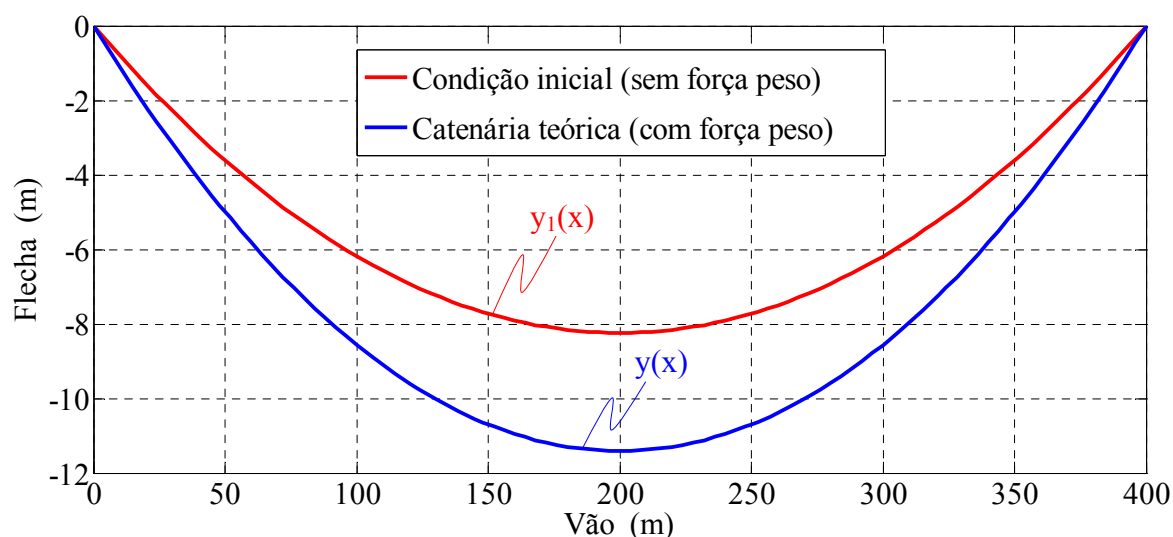


Figura 8.6: Posições do cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 fios, na condição inicial e teórica.

A equação constitutiva, ou curva tensão-deformação, de cabos formados por mais de um material é obtida através de uma combinação das curvas tensão-deformação de cada um dos materiais. No caso de cabos condutores ACSR (*Aluminum Conductor Steel Reinforced*), cujo material externo é o alumínio e o interno (alma) é o aço, a curva tensão-deformação é obtida pela soma da curva do alumínio, multiplicada pela área da seção transversal de alumínio  $A_{al}$ , com a curva do aço, multiplicada pela área da seção de aço  $A_a$ . Essa equação pode ser normalizada dividindo-se pela área total da seção transversal do cabo  $A_t$ , como indicado na equação 8.17:

$$\sigma = \sigma_{al} \left( \frac{A_{al}}{A_t} \right) + \sigma_a \left( \frac{A_a}{A_t} \right) \quad (8.17)$$

onde:

$$A_t = A_{al} + A_a \quad (8.18)$$

$$\sigma_{al} \left( \frac{A_{al}}{A_t} \right) = a_4 \varepsilon^4 + a_3 \varepsilon^3 + a_2 \varepsilon^2 + a_1 \varepsilon + a_0 \quad (8.19)$$

$$\sigma_a \left( \frac{A_a}{A_t} \right) = b_4 \varepsilon^4 + b_3 \varepsilon^3 + b_2 \varepsilon^2 + b_1 \varepsilon + b_0 \quad (8.20)$$

onde:  $\varepsilon$  são as deformações em %.

O cabo condutor GROSBEAK ACSR 26/7 (26 fios externos de alumínio e alma com 7 fios de aço) utilizado nos modelos tem as propriedades apresentadas na tabela 8.1.

Tabela 8.1: Propriedades do cabo condutor.

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

Fonte: Software PLS-CADD

Os coeficientes das equações constitutivas não-lineares (polinômio de 4º grau) do cabo condutor e dos materiais alumínio e aço, junto com os respectivos módulos de elasticidade (relação constitutiva linear), são dados na tabela 8.2.

O cabo pára-raios utilizado nos modelos é do tipo EHS (*Extra High Strength*), com 7 fios de aço de 3/8 de polegada, e tem as propriedades apresentadas na tabela 8.3.

Tabela 8.2: Coeficientes das equações constitutivas do cabo condutor e dos materiais alumínio e aço.

	Coeficientes dos polinômios de 4º grau					Módulo de Elasticidade
	a <sub>4</sub>	A <sub>3</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>0</sub>	(daN/mm <sup>2</sup> /100)
Alumínio	11,5156	4,52157	-41,635	40,5326	-0,6087	47,229
Aço	4,80977	-10,707	-3,0368	27,9678	-0,0163	27,286
Combinados	16,32537	-6,18543	-44,6718	68,5004	-0,625	74,515

Fonte: Software PLS-CADD

Tabela 8.3: Propriedades do cabo pára-raios.

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

Fonte: Software PLS-CADD

Os coeficientes da equação constitutiva não-linear (polinômio de 4º grau) do cabo pára-raios são dados na tabela 8.4, junto com o módulo de elasticidade (relação constitutiva linear).

Tabela 8.4: Coeficientes da equação constitutiva do cabo pára-raios.

	Coeficientes do polinômio de 4º grau					Módulo de Elasticidade
	a <sub>4</sub>	a <sub>3</sub>	a <sub>2</sub>	a <sub>1</sub>	a <sub>0</sub>	(daN/mm <sup>2</sup> /100)
Cabo pára-raios	234,339	-441,48	196,734	128,332	1,12288	172,369

Fonte: Software PLS-CADD

#### 8.4. LEIS CONSTITUTIVAS DAS BARRAS DA TORRE “SY”

Barras de torres metálicas treliçadas de LT são usualmente perfis cantoneira galvanizados, conectados através de ligações parafusadas.



A carga crítica de compressão de um perfil de aço, obtida da análise linear de uma barra idealizada, não coincide com a carga de colapso desta mesma barra real e “imperfeita”. Para prever a capacidade de carga à compressão de um perfil cantoneira e determinar sua curva não-linear carga x encurtamento é necessário levar em consideração as tensões residuais e as imperfeições iniciais (ou imperfeições geométricas, ou ainda curvatura inicial), presentes em todos os perfis de aço, laminados, soldados e formados a frio. Para barras que falham na região inelástica do comportamento da barra comprimida, o efeito das imperfeições iniciais não está suficientemente definido (Galambos, 1998).

Neste trabalho, foi adotada uma lei constitutiva relacionando a força de compressão  $P$  em uma barra de aço de seção cantoneira com o encurtamento total  $u$ , considerando as imperfeições iniciais, as deformações inelásticas e os efeitos não-lineares. A obtenção desta relação não-linear carga x encurtamento é descrita a seguir.

O deslocamento lateral  $y_{tc} = y_{oc} + y_c$  provocado pela carga de compressão  $P$  aplicada em uma barra com uma imperfeição inicial  $y_{oc}$ , ilustrada na figura 8.7, é aproximada pela equação 8.21 (Gere e Timoshenko, 1997):

$$y_{tc} = \frac{y_{oc}}{1 - \frac{P}{P_E}} \quad (8.21)$$

ou então:

$$P = P_E \left[ 1 - \frac{y_{oc}}{y_{tc}} \right] = P_E \left[ 1 - \frac{y_{oc}}{y_{oc} + y_c} \right] \quad (8.22)$$

onde:  $P_E$  é a carga de flambagem elástica ou carga crítica de Euler da barra, dada por:

$$P_E = \frac{\pi^2 E I}{L^2} \quad (8.23)$$

onde:  $E.I$  é a rigidez elástica à flexão;

$L$  é o comprimento real não contraventado da barra birrotulada comprimida.

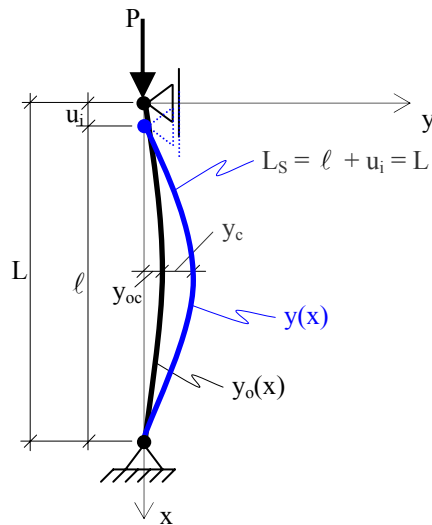


Figura 8.7: Barra birrotulada comprimida com imperfeição inicial  $y_{oc}$ .

Para outras condições de contorno, o comprimento  $L$  deve ser substituído pelo comprimento de flambagem, também conhecido como comprimento efetivo da barra  $L_{flamb} = k.L$ , onde  $k$  denota o parâmetro de flambagem e  $L_{flamb}$  define o comprimento da barra fletida (flambagem por flexão) entre dois pontos de curvatura nula.

Admitindo inicialmente que o comprimento do arco  $L_S = l + u_i$ , ou seja, considerando apenas o encurtamento da barra causado pelo aumento do deslocamento lateral  $y_c$ , e que  $y(x)$  tem a forma de meia onda seno, como segue:

$$y(x) = y_c \operatorname{sen}\left(\frac{\pi x}{l}\right) \quad (8.24)$$

A seguinte relação entre  $u_i$  e  $y_c$  pode ser encontrada (ver anexo C, item C.1):

$$y_c = \frac{2}{\pi} \sqrt{L_S u_i - u_i^2} = \frac{2}{\pi} \sqrt{l u_i} \quad (8.25)$$

Substituindo a equação 8.25 em 8.22, e considerando o encurtamento axial total da barra  $u = u_i + u_a$ , o resultado pode ser aproximado pela seguinte função:

$$P = -P_E \left[ 1 - e^{-\frac{EA}{LP_E}|u|} \right] \quad (8.26)$$

onde:  $E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço;

$A$  é a área da seção transversal da barra;

$u = u_i + u_a$  é o encurtamento axial total da barra, onde  $u_i$  e  $u_a$  são os encurtamentos causados pela imperfeição inicial e pela rigidez axial da barra, respectivamente, como mostrado na figura 8.8.

$P_E$  é carga crítica de Euler, calculada para todas as barras da torre “SY” usando o coeficiente de comprimento efetivo  $k$ , determinado de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003), descrito no anexo B.

$u_a$  é dado por:

$$u_a = \frac{P L}{E A} \quad (8.27)$$

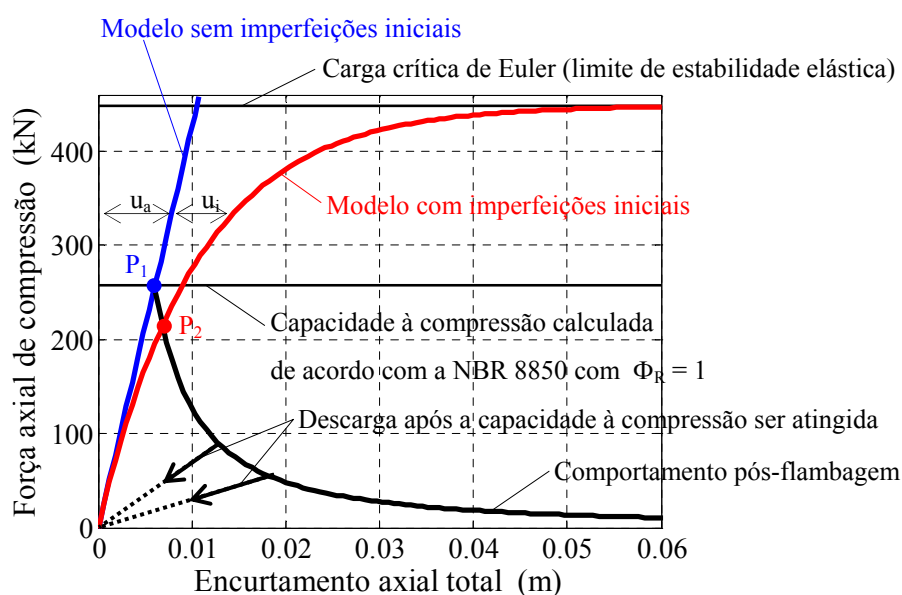


Figura 8.8: Comportamento previsto de uma barra de aço comprimida de seção cantoneira, com 6,04 metros de comprimento, com e sem imperfeições iniciais.

A máxima imperfeição inicial  $y_{oc\ max}$  é limitada por questões construtivas, e esta limitação é normalmente expressa como uma fração do comprimento da barra. Por exemplo, a norma NBR 6109 (ABNT, 1994) estabelece que:  $y_{oc\ max} < L / 500$  para perfis cantoneira de abas iguais com  $b \geq 75\ mm$  e  $y_{oc\ max} < L / 250$  quando  $b < 75\ mm$ , onde  $L$  é o comprimento inicial da barra e  $b$  é a largura total da aba do perfil.

Tensões residuais estão presentes em todos os perfis de aço, incluindo os perfis laminados do tipo cantoneira que compõem as torres treliçadas. Estas tensões longitudinais resultam principalmente do resfriamento desigual ao longo das abas do perfil, após o processo de laminação a quente e o conseqüente impedimento das deformações longitudinais.

Em virtude das tensões residuais, a expressão de Euler fica limitada a tensões menores que  $(f_y - f_r)$ , onde  $f_r$  é a máxima tensão residual de compressão no perfil e  $f_y$  é a tensão de escoamento do aço. As normas de projeto em estruturas de aço levam em consideração o efeito das tensões residuais limitando a flambagem elástica a tensões iguais ou pouco maiores que  $f_y/2$ , isto é, considerando que  $f_r$  pode alcançar até 50% da tensão de escoamento do aço  $f_y$ . A norma NBR 8850 (ABNT, 2003), a qual regulamenta o projeto de torres de aço de LT com perfis cantoneira, limita a flambagem elástica a  $f_y/2$ .

Uma típica curva carga x encurtamento de um perfil de aço comprimido é composta de três regiões: elástica, inelástica e pós-flambagem, como mostrado na figura 8.8 para uma barra de aço de seção cantoneira com e sem imperfeições iniciais. A capacidade a compressão das barras da torre “SY”, a qual define o início do comportamento pós-flambagem, foi determinada segundo a norma NBR 8850 (ABNT, 2003), com  $\Phi_R = 1$ , que é idêntica à ASCE Standard 10-97 (2000), e está descrita no anexo B.

A determinação da relação entre a carga axial de compressão  $P$  e o encurtamento axial  $u$  em perfis de aço de seção cantoneira, com e sem imperfeições iniciais, antes da barra alcançar sua capacidade, foi apresentada acima. Agora, será discutida a determinação da curva  $P$  x  $u$  na pós-flambagem, isto é, após a capacidade à compressão da barra ser atingida.

A curva de pós-flambagem  $P$  x  $u$  foi obtida para cada barra da torre “SY”, partindo da barra birrotulada mostrada na figura 8.9 com uma imperfeição inicial  $y_{oc}$ . O valor desta imperfeição geométrica foi considerado como a metade do valor máximo estabelecido na norma NBR 6109 (ABNT, 1994), mencionado anteriormente.

A barra comprimida com uma imperfeição inicial  $y_{oc}$  estará sujeita a flexo-compressão, já que a imperfeição introduz um momento  $M = P(y_{oc} + y_c) = P \cdot y_{tc}$ , onde  $y_c$  é função de  $P$ .

A capacidade à compressão desta barra “imperfeita” é alcançada quando a seção central estiver completamente plastificada. Por simplicidade, o deslocamento axial provocado pela flexão nas duas metades da barra é desprezado na presença do deslocamento axial ( $u_i$ ) causado pela rótula plástica formada na seção central, como ilustrado na figura 8.9.

O diagrama de tensões normais na rótula plástica pode ser decomposto em uma zona central, em equilíbrio com a carga axial  $P$ , e em duas zonas laterais, as quais formam um binário que equilibra o momento  $M_p$ , como mostrado na figura 8.10.

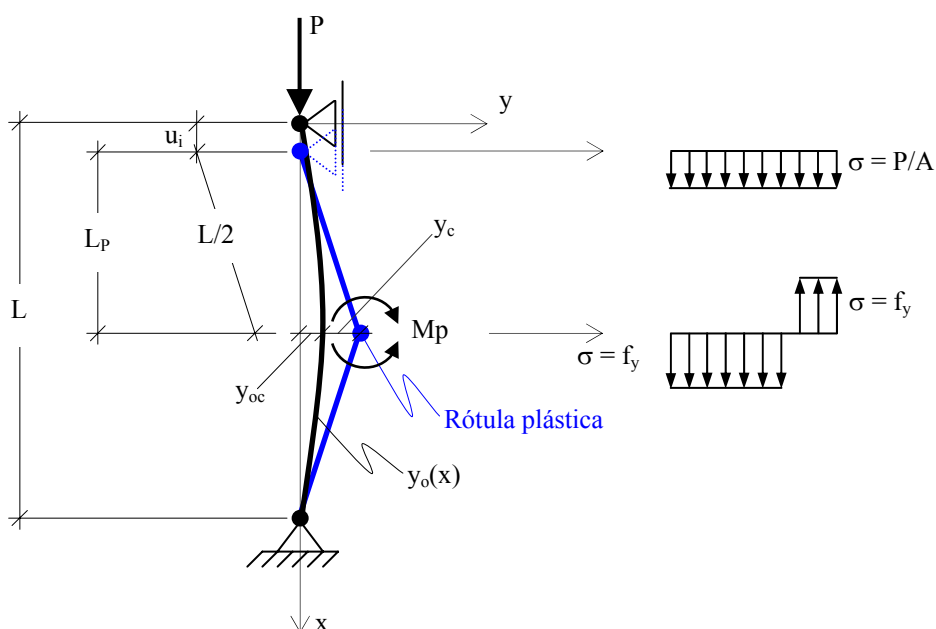


Figura 8.9: Barra birrotulada com uma rótula plástica na seção central.

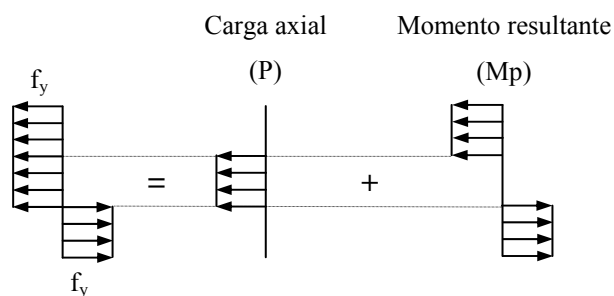


Figura 8.10: Diagrama de tensões normais na rótula plástica.

A resistência de uma barra curta de seção cantoneira, submetida a qualquer combinação de carga axial de compressão  $P$  e momento em torno do eixo  $z$  ( $M_{p_z}$  - eixo de menor inércia) ou momento em torno do eixo  $x$  ( $M_{p_x}$ ) ou  $y$  ( $M_{p_y}$ ), pode ser expressa em um diagrama de interação.

Os diagramas de interação  $P \times M_{p_z}$  e  $P \times M_{p_x}$  (ou  $P \times M_{p_y}$ ) para todas as seções cantoneira da torre “SY” foram determinados. Como exemplo, nas figuras 8.11 e 8.12 são apresentados os diagramas  $P \times M_{p_x}$  (ou  $P \times M_{p_y}$ ) e  $P \times M_{p_z}$ , respectivamente, para uma seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm, juntamente com seus eixos de referência. Para as demais seções da torre “SY” os diagramas de interação estão apresentados no anexo C, item C.2.

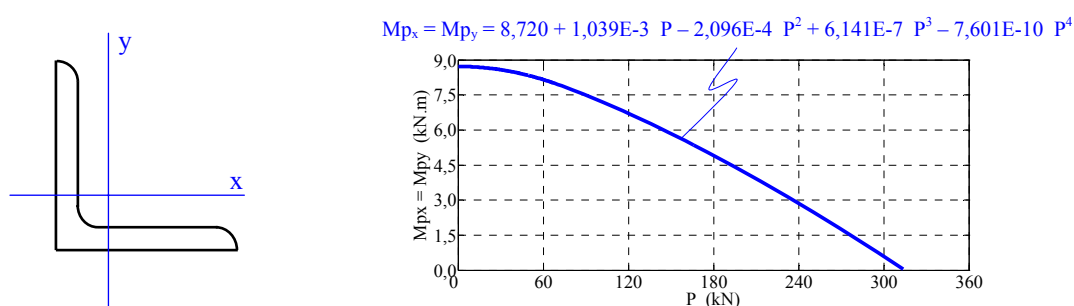


Figura 8.11: Diagrama de interação  $P \times M_{p_x}$  (ou  $P \times M_{p_y}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm.

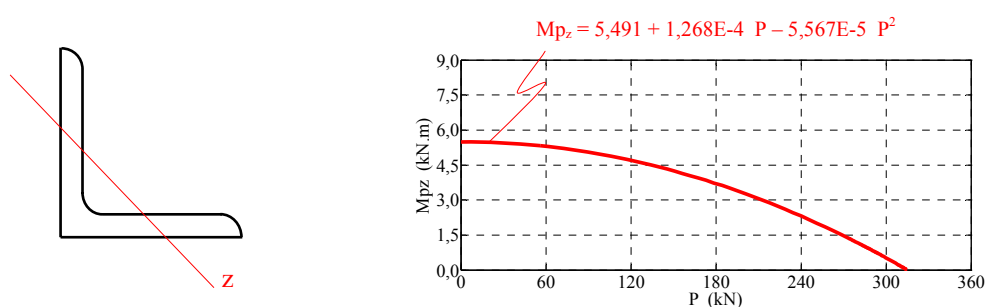


Figura 8.12: Diagrama de interação  $P \times M_{p_z}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm.

Determinando o eixo no qual a flambagem da barra ocorre ( $x=y$  ou  $z$ ) e o respectivo diagrama de interação  $P \times M_{p_x} = M_{p_y}$  ou  $P \times M_{p_z}$ , e considerando que:

$$P y_{tc} = P (y_{oc} + y_c) = M_p = f(P) \quad (8.28)$$

onde:  $M_p$  ( $M_{px} = M_{py}$  ou  $M_{pz}$ ) é uma função de  $P$ , definida pelo respectivo diagrama de interação do perfil.

Admitindo também que  $L \cong u_i + 2 L_p$ , como mostrado na figura 8.9, a seguinte relação entre  $y_c$  e  $u_i$  pode ser encontrada (ver anexo C, item C.3):

$$y_c = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - \left(\frac{L - u_i}{2}\right)^2} \quad (8.29)$$

Substituindo a equação 8.29 em 8.28, resulta uma relação entre  $P$  e  $u_i$ . Adicionando o encurtamento  $u_a$  devido à rigidez axial da barra, a relação entre  $P$  e  $u = u_i + u_a$  pode ser aproximada por uma função de potência do tipo:

$$P = a u^b \quad (8.30)$$

A equação 8.30 representa o comportamento pós-flambagem para as barras de aço de perfil cantoneira usadas na torre “SY”, onde para cada uma foram determinados os parâmetros “a” e “b”. Esta equação é válida a partir do ponto  $P_2$  no caso de barras com imperfeições geométricas ou a partir de  $P_1$  quando tais imperfeições não são consideradas (figura 8.8).

Na tração foi considerado um comportamento elasto-plástico perfeito para as barras de aço de seção cantoneira, com o limite elástico definido como a capacidade a tração calculada de acordo com a norma NBR 8850 (ABNT, 2003). O máximo alongamento antes da ruptura  $u_{t \max}$  foi tomado como 1,5% do comprimento inicial  $L$  da barra. A figura 8.13 mostra o comportamento previsto para uma barra de aço ASTM A 36 de seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm, com 6,04 m de comprimento.

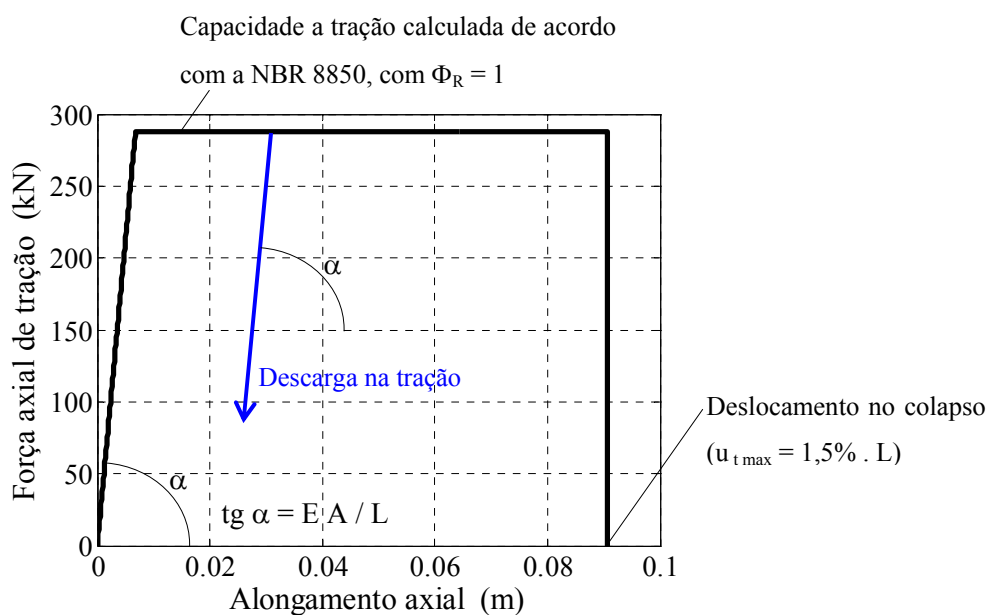


Figura 8.13: Comportamento na tração para uma barra de aço de seção cantoneira L 102 × 102 × 6,4 mm com 6,04 m de comprimento.

Para a descarga, na tração e na compressão, foi considerada a mesma curva  $P \times u$  do carregamento, até o ponto em que a capacidade da barra seja alcançada. Após isto, a descarga na compressão foi definida por uma linha reta até a origem, como ilustrado na figura 8.8, e a descarga na tração é governada por uma linha reta com a mesma inclinação  $\alpha$  da reta inicial de carregamento, mostrada na figura 8.13.

## 8.5. MÉTODO DE SOLUÇÃO NA ANÁLISE DINÂMICA

Para obter a resposta dinâmica dos modelos, foi empregado o método de integração numérica direta das equações do movimento, na forma explícita, usando diferenças finitas centrais. Este método apresenta algumas vantagens na solução de problemas não-lineares, e está descrito a seguir.

### 8.5.1. Método de integração direta das equações do movimento

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



$$[M] \ddot{\bar{q}}(t) + [C] \dot{\bar{q}}(t) + [K] \bar{q}(t) = \bar{F}(t) \quad (8.31)$$

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

$\bar{q}(t)$ ,  $\dot{\bar{q}}(t)$  e  $\ddot{\bar{q}}(t)$  são vetores de ordem  $n$  com as coordenadas, as velocidades e as acelerações nodais, respectivamente;

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

Quando a matriz de massa  $[M]$  do sistema é diagonal, ou seja, se admite que as massas estejam concentradas nos nós, e a matriz de amortecimento  $[C]$  é considerada 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  $\bar{q}(t_i)$ , em um tempo discreto  $t_i$ , é determinado a partir de um conjunto de vetores de coordenadas nodais  $\bar{q}(t_{i-k})$ , em tempos discretos anteriores  $t_{i-k}$  com  $k = 1, 2, 3, \dots, i$ , e o método é chamado de explícito. Esta vantagem é atrativa principalmente na solução de problemas não-lineares.

Nos métodos de integração explícita, para resolver as equações de equilíbrio dinâmico e obter as coordenadas nodais da estrutura  $\bar{q}(t_i)$  em cada tempo  $t_i$ , nas direções  $x$ ,  $y$  e  $z$ , é utilizada a seguinte expressão das diferenças finitas centrais:

$$\left[ \frac{1}{\Delta t^2} [M] + \frac{1}{2 \Delta t} [C] \right] \bar{q}(t_i + \Delta t) = \bar{F}(t_i) - \left[ [K] - \frac{2}{\Delta t^2} [M] \right] \bar{q}(t_i) - \left[ \frac{1}{\Delta t^2} [M] - \frac{1}{2 \Delta t} [C] \right] \bar{q}(t_i - \Delta t) \quad (8.32)$$

onde:  $\Delta t$  é o intervalo de tempo de integração (em s).

Assim, conhecido o estado do sistema nos instantes  $t_i$  e  $t_i - \Delta t$ , é possível calcular o segundo membro da equação 8.32 e em seguida determinar o estado no intervalo seguinte  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$ .

Para iniciar o processo é necessário especificar as condições iniciais  $\bar{q}(0)$  e  $\dot{\bar{q}}(0)$ , já que:

$$\bar{q}(0 - \Delta t) = \bar{q}(0) - \Delta t \bar{\dot{q}}(0) + \frac{\Delta t^2}{2} \bar{\ddot{q}}(0) \quad (8.33)$$

onde o vetor  $\bar{\ddot{q}}(0)$  pode ser calculado a partir da equação 8.31, escrita para  $t = 0$ :

$$\bar{\ddot{q}}(0) = [M]^{-1} \left\{ \bar{F}(0) - [C]\bar{\dot{q}}(0) - [K]\bar{q}(0) \right\} \quad (8.34)$$

Quando as matrizes de massa  $[M]$  e de amortecimento  $[C]$  são diagonais, a matriz resultante que multiplica  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$  na equação 8.32 resultará também diagonal, já que não é necessário formar a matriz de rigidez global  $[K]$ , pois a integração pode ser efetuada em nível de elemento. Assim, não haverá necessidade de se utilizar um processo de solução de sistemas de equações algébricas para determinar o vetor  $\bar{q}(t_i + \Delta t)$ , resultando numa significativa redução do esforço computacional. Deste modo, 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:

$$q(t_i + \Delta t) = \frac{1}{1 + \frac{c_m \Delta t}{2}} \left[ \frac{f(t_i) \Delta t^2}{m} + 2q(t_i) - \left( 1 - \frac{c_m \Delta t}{2} \right) q(t_i - \Delta t) \right] \quad (8.35)$$

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  $t_i$ ;

$c_m = c/m$  é uma constante;

$m$  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 ( $\zeta$ ) resulte igual a da estrutura analisada.

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

Em cada passo de integração, ou seja, na avaliação da equação 8.35 para todos os nós, em todas as direções, as coordenadas nodais atualizadas levam a deformações axiais dos elementos, os quais reagem com forças axiais  $f_a$  que se opõem aos deslocamentos. Em um elemento de rigidez axial (E.A) e comprimento  $L$ , com comportamento linear, a força axial em um instante de tempo  $t_i$  é dada por:

$$f_a(t_i) = E A \left[ \frac{L(t_i) - L(0)}{L(0)} \right] \quad (8.36)$$

Portanto, 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 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  $t_i$ .

É importante observar que a não-linearidade geométrica é sempre considerada, uma vez que as coordenadas nodais são atualizadas em cada passo de integração. No caso de elementos com não-linearidade física, basta considerar a relação não-linear entre a força axial  $f_a$  e o deslocamento do elemento, ao invés da relação linear da equação 8.36.

A convergência e a precisão da solução dependem basicamente do intervalo de tempo de integração  $\Delta t$  adotado, já que o método é condicionalmente estável (Bathe, 1996). Portanto, para que a estabilidade seja assegurada, é necessário que:

$$\Delta t \leq \Delta t_{\text{crit}} = \frac{2}{\omega_n} = \frac{2}{2\pi f_n} = \frac{T_n}{\pi} \quad (8.37)$$

onde:  $\omega_n$  é a maior frequência angular da estrutura com  $n$  graus de liberdade (em rad/s);

$f_n$  é a correspondente frequência de vibração (em Hz);

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

Na determinação de  $\Delta t$  através da equação 8.37 a dificuldade consiste em calcular  $T_n$ , que corresponde ao modo de vibração fundamental, associado ao maior autovalor da estrutura. Entretanto, para o caso de estruturas constituídas por elementos de treliça, o intervalo de tempo crítico  $\Delta t_{crit}$  pode ser determinado, de forma aproximada, por (Groehs, 2001):

$$\Delta t \leq \Delta t_{crit} = \frac{L_{min}(0)}{\sqrt{E/\rho}} \quad (8.38)$$

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

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

$\rho$  é a massa específica do material (em  $kg/m^3$ ).

Cabe salientar que o denominador na equação 8.38 é a expressão da velocidade do som no meio representado por  $E$  e  $\rho$ .

Deve-se observar que a equação 8.38 serve apenas para dar uma idéia aproximada do valor de  $\Delta t$ . 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  $\Delta t < \Delta t_{crit}$ .

Mais detalhes sobre o método de integração direta, aplicado a análise dinâmica de torres e cabos de LT, podem ser encontrados nos trabalhos de Kaminski *et al.* (2005), Riera *et al.* (2005) e Miguel *et al.* (2005).

## 9. RESULTADOS NUMÉRICOS DA ANÁLISE DINÂMICA DE RUPTURA DE CABO

Neste capítulo os modelos mecânicos da análise dinâmica de torres e trechos de LT submetidos à ruptura de cabo são detalhados, e os resultados numéricos são apresentados e discutidos.

### 9.1. CONSIDERAÇÕES SOBRE OS MODELOS

Os dados para avaliar a incerteza de modelo mecânico em problemas dinâmicos, envolvendo torres de linhas de transmissão (LT), foram obtidos a partir de noventa e nove (99) modelos de torres e trechos de LT submetidos à ruptura de um cabo. Tal carregamento foi adotado porque constitui uma ação dinâmica bem definida.

O primeiro modelo analisado, identificado como modelo “01”, segue a prática usual de projeto de torres metálicas treliçadas de LT para o carregamento em questão, ou seja, análise elástica linear aplicando “cargas estáticas equivalentes” em uma única torre “SY”, sem isoladores e sem cabos, detalhada no capítulo 4, item 4.3.

O segundo modelo, identificado como modelo “02”, consiste de uma única torre “SY” sem cabos, com comportamento linear, e uma força horizontal variável no tempo aplicada em um de seus braços, simulando o efeito da ruptura de um cabo, mais as forças verticais aplicadas nos braços representando o peso próprio dos cabos, ilustradas na figura 8.2. O terceiro modelo, identificado como modelo “03” possui duas torres “SY” e três vãos, com seus respectivos cabos e isoladores, todos com comportamento linear.

Por fim, são analisadas duas séries de quarenta e oito (48) modelos, uma com a constante  $c_{mc}$  (descrita logo a seguir) igual a 0,5 e outra com  $c_{mc} = 1$ . Os modelos de cada uma dessas duas séries são divididos em quatro grupos, com 2, 4, 6 e 8 torres “SY”, a fim de levar em conta a influência das condições de contorno dos cabos das extremidades. Para avaliar a influência da discretização dos cabos, cada grupo contém modelos com 20, 100 e 400 elementos de cabo nos vãos entre duas torres, e todos esses modelos são analisados com e sem a consideração

das imperfeições iniciais nas barras das torres e também admitindo comportamento linear e não-linear nos elementos de cabo. As leis constitutivas dos elementos de barra e de cabo foram detalhadas no capítulo anterior.

A constante  $c_m$  da equação 8.35, a qual define o coeficiente de amortecimento viscoso (proporcional à massa do elemento), é chamada de  $c_{mc}$  para elementos de cabo,  $c_{mt}$  para as torres e  $c_{mi}$  para os isoladores. Os valores de  $c_{mt} = 3$  e  $c_{mi} = 2$ , foram adotados em todos os modelos com base em um estudo paramétrico realizado por Kaminski *et al.* (2005). Para os elementos de cabo, onde o amortecimento tem um papel mais significativo na resposta, foi adotado  $c_{mc} = 0,5$  e  $c_{mc} = 1$ , como mencionado anteriormente, a fim de cobrir a faixa de valores esperados para este coeficiente de amortecimento.

Na tabela 9.1 são descritos os quarenta e oito (48) modelos da série com  $c_{mc} = 0,5$ , identificados com os números “04” a “51”.

Tabela 9.1: Identificação dos 48 modelos da série com  $c_{mc} = 0,5$ .

Identificação	Nome	Descrição do modelo
04	2T_20_L_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
05	2T_20_L_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
06	2T_20_N_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
07	2T_20_N_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
08	2T_100_L_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 100 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
09	2T_100_L_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 100 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
10	2T_100_N_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 100 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
11	2T_100_N_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 100 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
12	2T_400_L_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 400 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
13	2T_400_L_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 400 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
14	2T_400_N_CI_0.5	Modelo com 2 torres, 400 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
15	2T_400_N_SI_0.5	Modelo com 2 torres, 400 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
16	4T_20_L_CI_0.5	Modelo com 4 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
17	4T_20_L_SI_0.5	Modelo com 4 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
18	4T_20_N_CI_0.5	Modelo com 4 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>com</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .
19	4T_20_N_SI_0.5	Modelo com 4 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento <b>não-linear</b> dos elementos de cabo, <b>sem</b> imperfeições iniciais nas barras das torres e com $c_{mc} = 0,5$ .



Para a série com  $c_{mc} = 1$  a nomenclatura é a mesma, trocando apenas os números finais do nome (de 0.5 para 1) e os números de identificação dos modelos, os quais variam de “52” a “99”.

Na figura 9.1 são ilustrados dois modelos de trechos de LT, com 4 e 6 torres “SY”, e seus respectivos isoladores, cabos condutores e cabos pára-raios.

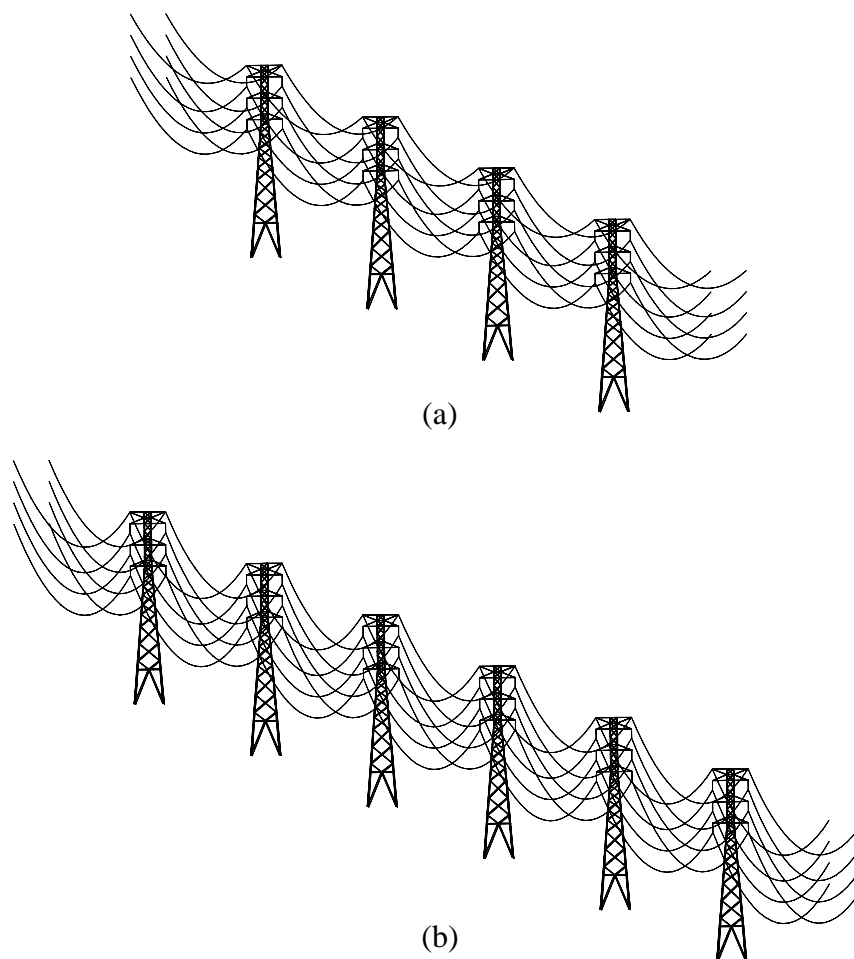


Figura 9.1: Trechos de LT com: (a) quatro torres “SY” e cinco vãos; (b) seis torres “SY” e sete vãos.

Para reduzir o tempo computacional de análise, condições de simetria foram consideradas em todos os modelos que possuem duas ou mais torres. Para isso, o elemento de cabo condutor foi selecionado para romper no meio do vão central do trecho de LT analisado. Assim, é necessário modelar apenas a metade do trecho, como ilustrado na figura 9.2, a qual representa um modelo simétrico com oito torres e nove vãos.



A resposta de todos os modelos é obtida com o uso do método de integração direta das equações do movimento, na forma explícita, como mencionado anteriormente. O tempo total de análise é de 50 segundos em todos os casos. O peso próprio dos cabos, torres e isoladores é gradualmente aplicado (de 0 a 100%) durante um intervalo de 5 segundos, a fim de cobrir alguns períodos de vibração da estrutura e evitar amplificações dinâmicas significativas. O intervalo de tempo de 5 a 25 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 da torre “SY” 1.

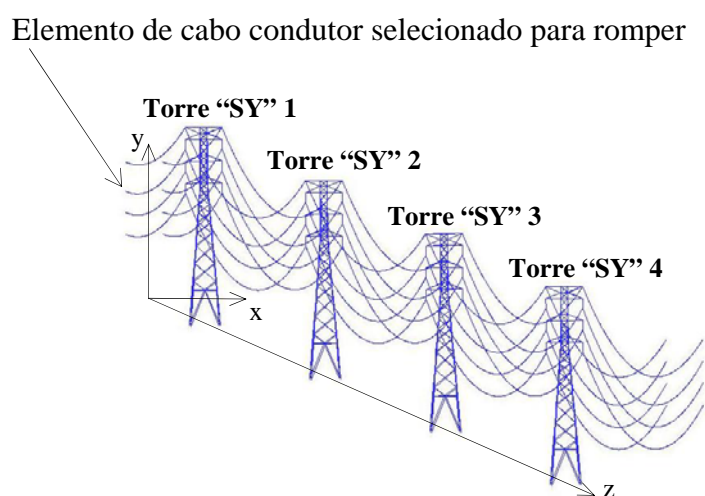


Figura 9.2: Metade simétrica do modelo de um trecho de LT com oito torres e nove vãos.

A ruptura do cabo no modelo numérico é efetuada simplesmente fazendo com que a força axial  $f_a$  da expressão 8.36 seja nula no elemento de cabo selecionado, a partir do tempo  $t = 25$  s.

O intervalo de tempo de integração  $\Delta t = 2 \times 10^{-5}$  s foi determinado de acordo com a equação 8.38, onde o comprimento inicial do menor elemento da estrutura  $L_{\min}(0)$  é igual a 0,5 m, resultando em um  $\Delta t_{\text{crit}} = 1 \times 10^{-4}$  s. Testes com diferentes intervalos de tempo de integração ( $\Delta t \leq \Delta t_{\text{crit}}$ ) foram realizados para confirmar a precisão dos resultados.

O tempo total de análise de 50 s é alcançado após 2.500.000 passos de integração. O modelo mais completo, com 8 torres, 400 elementos de cabo por vão, comportamento não-linear e com imperfeições iniciais nas barras, após a aplicação das condições de simetria (figura 9.2) resultou com 15.096 nós e 17.316 elementos e consumiu pouco mais de três (3) horas de

tempo computacional, rodando em um PC com processador AMD Athlon 64 3200+ (*clock* de 2 GHz) e 1 Gb de memória RAM. Já o modelo com 2 torres, 20 elementos de cabo por vão, comportamento linear e sem imperfeições iniciais nas barras, com as condições de simetria resultou com 420 nós e 969 elementos e rodou no mesmo PC em pouco mais de sete (7) minutos.

## 9.2. RESULTADOS NUMÉRICOS

Os resultados numéricos de interesse para a quantificação das incertezas de modelo mecânico, obtidos dos diversos modelos submetidos ao carregamento dinâmico de ruptura de cabo, são aqueles usados no projeto de uma torre, ou seja, os esforços nas barras (para verificação dos ELU) e o deslocamento no topo (para verificação do ELS). Na análise dinâmica interessam os valores de pico desses resultados ao longo do tempo.

Na figura 9.3 são apresentados os esforços normais em função do tempo na torre “SY” 1, causados pela ruptura de um cabo condutor, em: (a) uma barra de montante (n° 224) e (b) uma barra diagonal (n° 365), identificadas na figura 9.4, para o modelo 8T\_400\_N\_CI\_0.5, descrito na tabela 9.1. A figura 9.3 também mostra, em linha tracejada, o esforço normal determinado segundo a prática usual de projeto, isto é, com as “cargas estáticas equivalentes”.

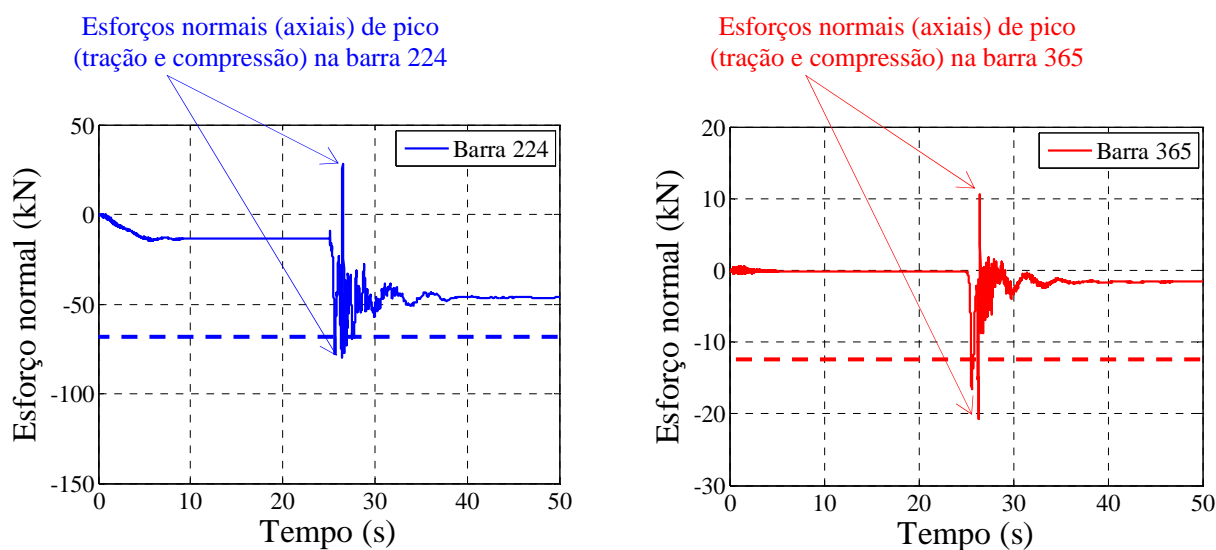


Figura 9.3: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T\_400\_N\_CI\_0.5.

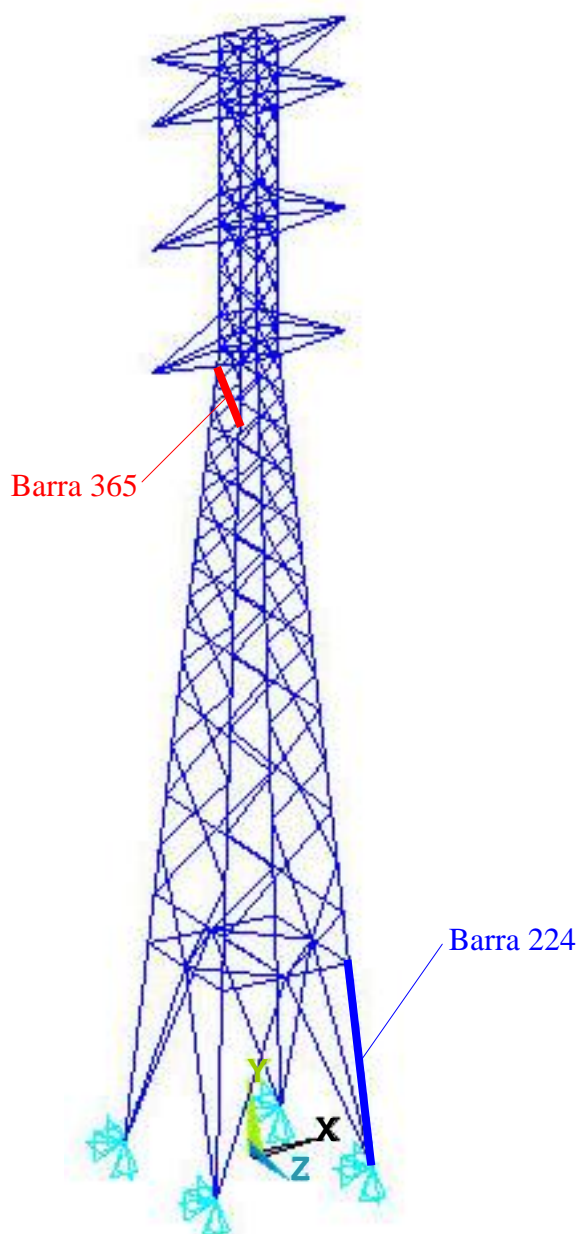


Figura 9.4: Torre “SY” com a identificação das barras n° 224 (montante) e n° 365 (diagonal)

Nas figuras 9.5 a 9.9 são apresentados os mesmos resultados para os modelos com 100 e 20 elementos de cabo por vão, denominados 8T\_100\_N\_CI\_0.5 e 8T\_20\_N\_CI\_0.5, respectivamente e também para os modelos com 6, 4 e 2 torres, e 400 elementos de cabo por vão, denominados 6T\_400\_N\_CI\_0.5, 4T\_400\_N\_CI\_0.5 e 2T\_400\_N\_CI\_0.5, respectivamente, descritos na tabela 9.1.

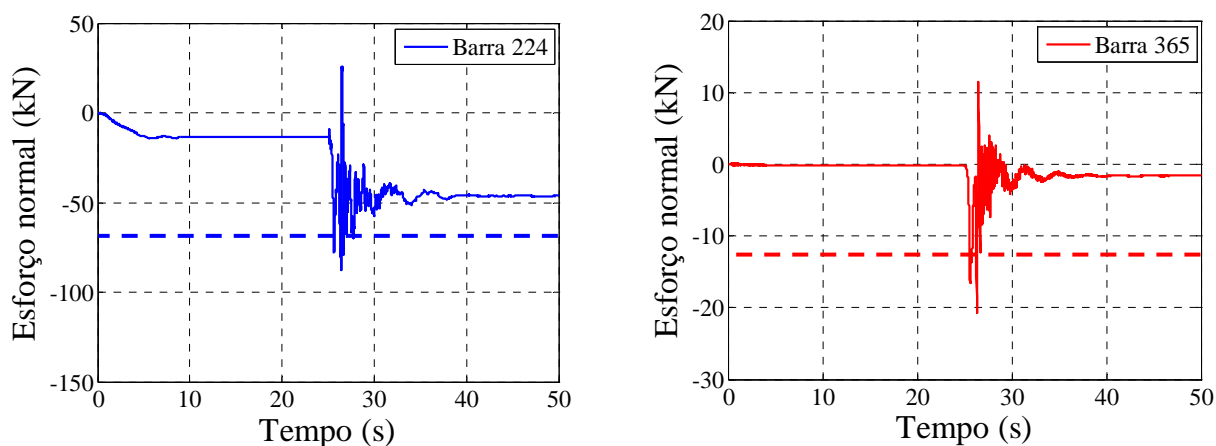


Figura 9.5: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T\_100\_N\_CI\_0.5.

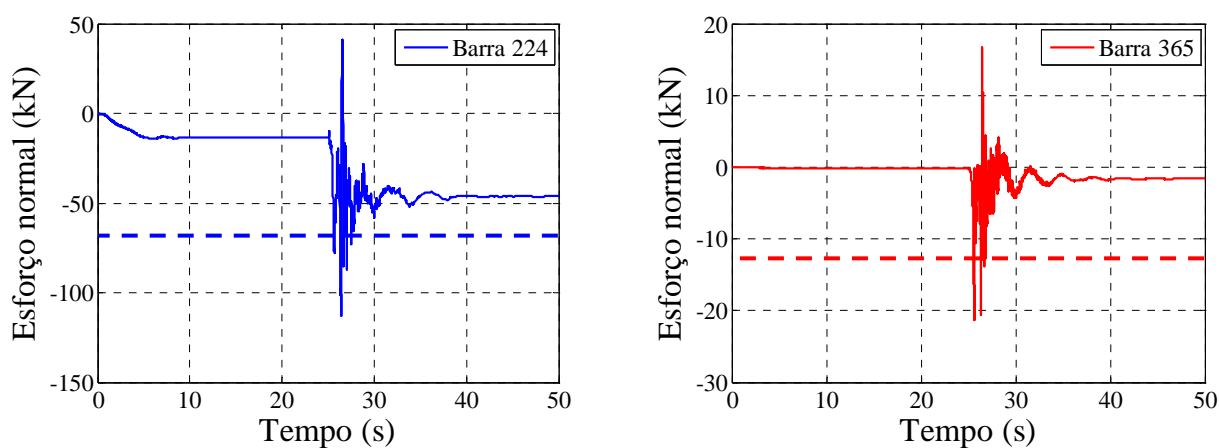


Figura 9.6: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 8T\_20\_N\_CI\_0.5.

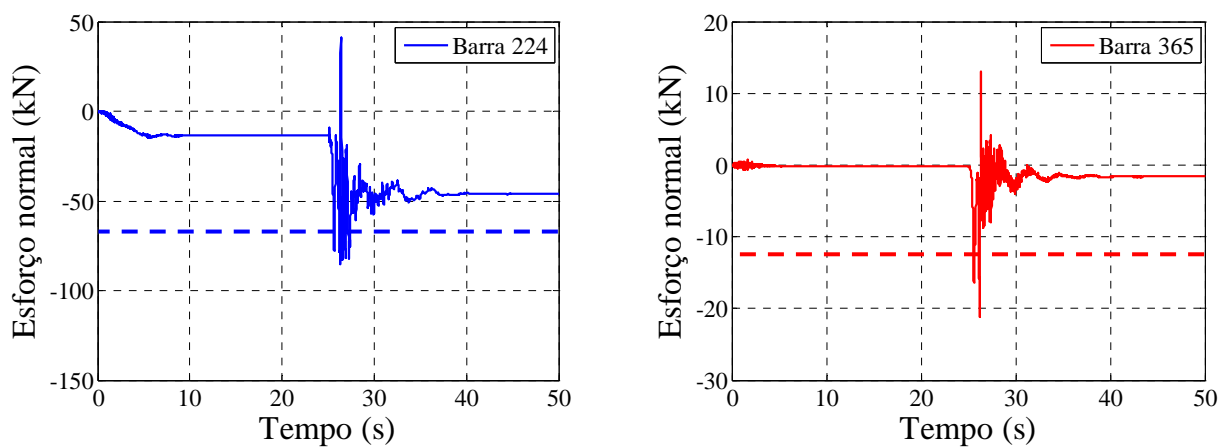


Figura 9.7: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 6T\_400\_N\_CI\_0.5.

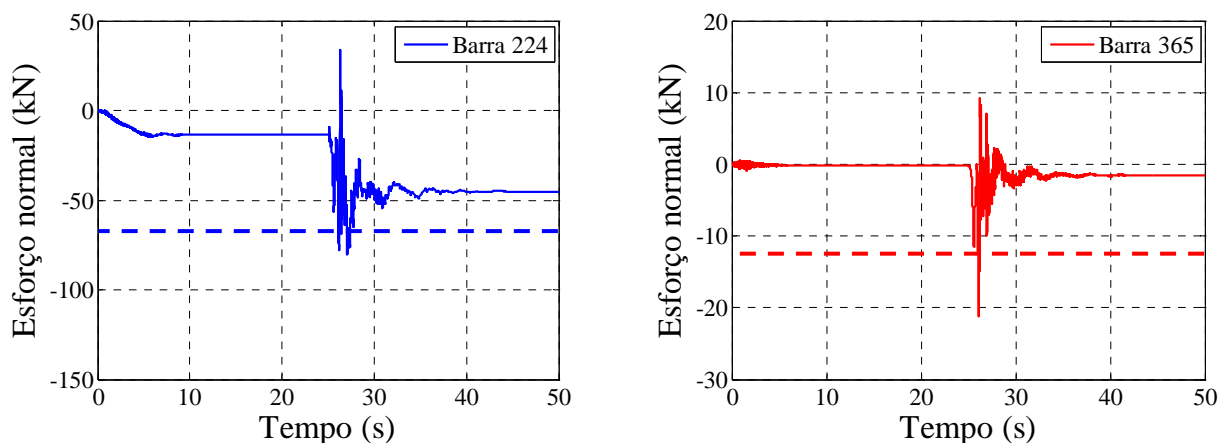


Figura 9.8: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 4T\_400\_N\_CI\_0.5.

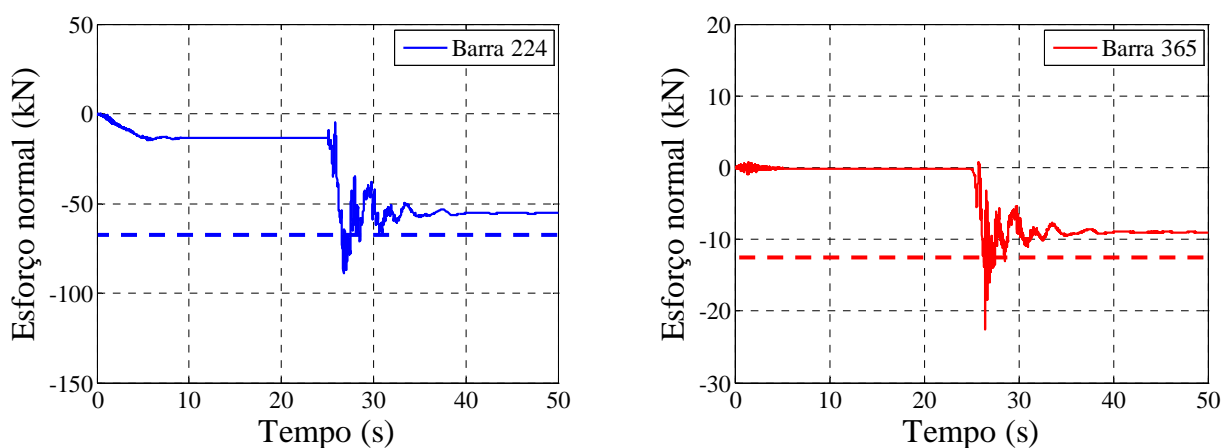


Figura 9.9: Esforço normal na barra de montante (n° 224) e na barra diagonal (n° 365) da torre “SY” 1 para o modelo 2T\_400\_N\_CI\_0.5.

Os valores de pico do esforço normal nas barras da torre “SY” 1 são, em média, em torno de 40% superiores aos esforços encontrados com a prática usual de projeto.

Para os mesmos modelos citados acima, são ilustrados nas figuras 9.10 a 9.15 os resultados dos deslocamentos no topo da torre “SY” 1, na direção longitudinal à LT (direção “z”), em função do tempo. As linhas tracejadas representam a resposta estática, determinada segundo a prática usual de projeto.

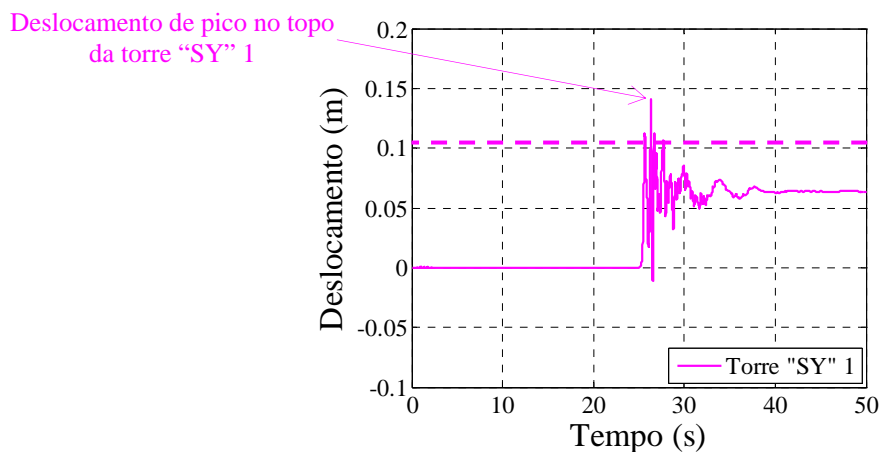


Figura 9.10: Deslocamento longitudinal (direção "z") no topo da torre "SY" 1 para o modelo 8T\_400\_N\_CI\_0.5.

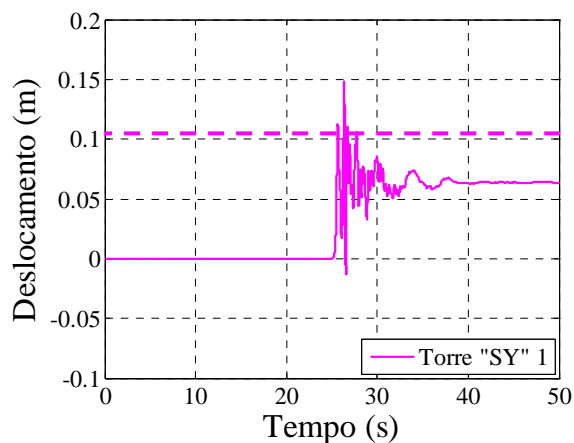


Figura 9.11: Deslocamento longitudinal (direção "z") no topo da torre "SY" 1 para o modelo 8T\_100\_N\_CI\_0.5.

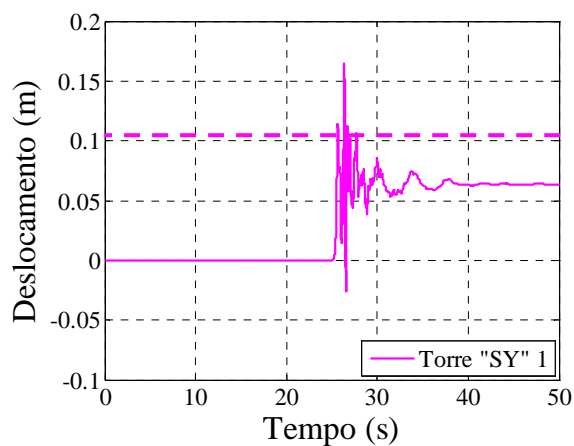


Figura 9.12: Deslocamento longitudinal (direção "z") no topo da torre "SY" 1 para o modelo 8T\_20\_N\_CI\_0.5.

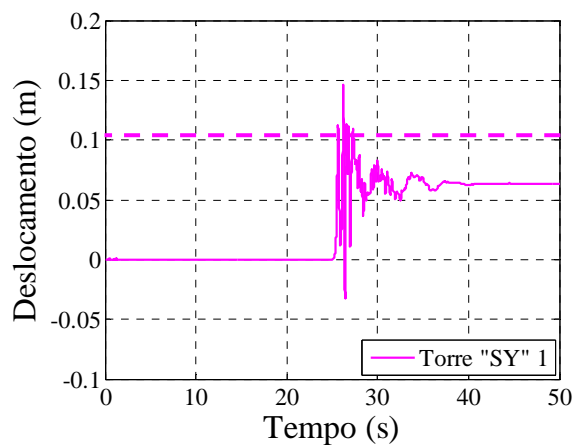


Figura 9.13: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 6T\_400\_N\_CI\_0.5.

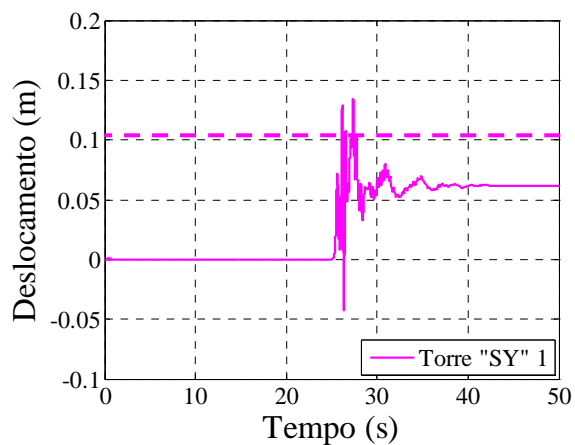


Figura 9.14: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 4T\_400\_N\_CI\_0.5.

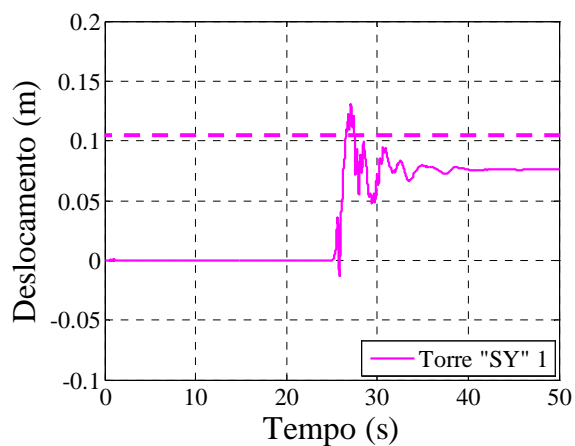


Figura 9.15: Deslocamento longitudinal (direção “z”) no topo da torre “SY” 1 para o modelo 2T\_400\_N\_CI\_0.5.

Para cada um dos noventa e nove (99) modelos foram determinados os valores do deslocamento no topo e dos esforços axiais nas 415 barras da torre “SY” 1, ao longo do tempo de análise. A variabilidade nestes resultados é quantificada pelos coeficientes de variação (CV), apresentados e discutidos no item 9.3.

Cabe salientar que o número máximo de oito torres foi adotado nos modelos em função de uma análise preliminar denominada “quase estática”. Nessa análise foi determinado o deslocamento e o giro no topo da torre “SY” 1, fazendo a força axial  $f_a$  (expressão 8.36) no elemento de cabo selecionado para romper, variar de 100% a 0% em um intervalo de tempo suficientemente grande (25 segundos) para não provocar amplificações dinâmicas significativas na resposta.

Esta análise foi realizada para várias configurações, isto é, em modelos com 2, 4, 6 e 8 torres, com comportamento linear e não-linear dos elementos de cabo e com e sem a consideração das imperfeições iniciais nas barras das torres. Os resultados ao final da análise são mostrados nas figuras 9.16 e 9.17, onde se percebe que a partir de oito torres o deslocamento e o giro no topo da torre “SY” 1 não seriam mais afetados com aumento do número de torres.

Obviamente esta conclusão é válida para uma “resposta estática”, mas foi extrapolada para a resposta dinâmica, onde a ruptura do cabo ocorre em um intervalo de tempo muito pequeno (igual ao intervalo de tempo de integração  $\Delta t = 2 \times 10^{-5}$  s), a fim de estabelecer um número máximo de torres nos modelos.

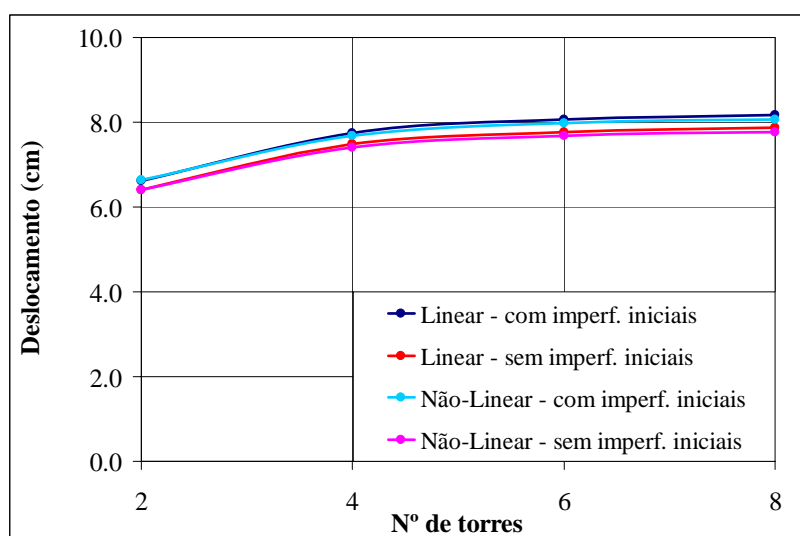


Figura 9.16: Deslocamento no topo da torre “SY” 1 na análise “quase estática” de ruptura de cabo para vários modelos.



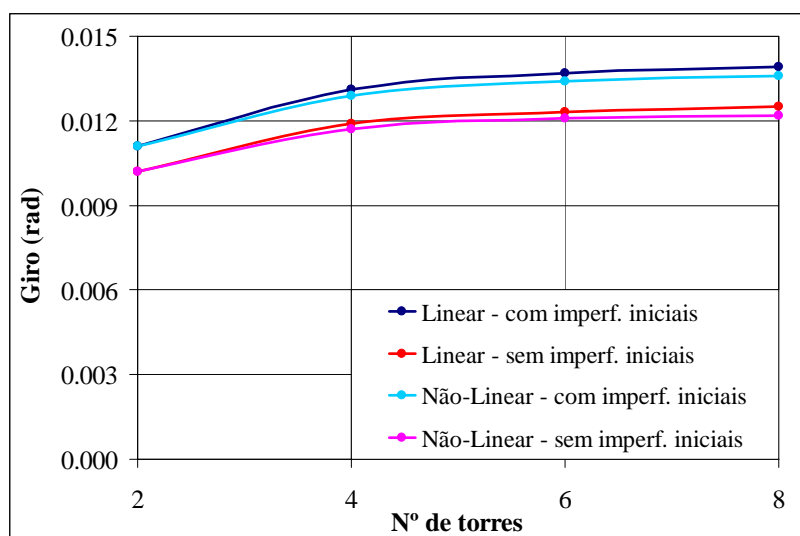


Figura 9.17: Giro no topo da torre “SY” 1 na análise “quase estática” de ruptura de cabo para vários modelos.

Todos os resultados numéricos da análise dinâmica foram obtidos com o uso de um programa computacional em linguagem FORTRAN, desenvolvido para aplicação do método de integração direta das equações do movimento por diferenças finitas centrais em estruturas treliçadas, considerando não-linearidades físicas e geométricas. A rotina apresenta pouco mais de 1500 linhas, incluindo comentários, comandos para a leitura dos dados de entrada e de saída de resultados.

Os resultados (deslocamentos e esforços axiais) obtidos ao longo dos 50 s de análise são visualizados a partir de *scripts* do MATLAB, elaborados para lerem os arquivos de resultados gerados no programa em FORTRAN.

O comportamento da estrutura ao longo do tempo pode ser visualizado através de animações no programa TECPLOT, para cada modelo analisado, geradas a partir dos arquivos de resultados fornecidos no programa em FORTRAN. Os quadros da animação de um modelo com oito torres (8T\_400\_L\_SI\_0.5), com as condições de simetria, entre 25 e 35 s de análise são ilustrados na figura 9.18.

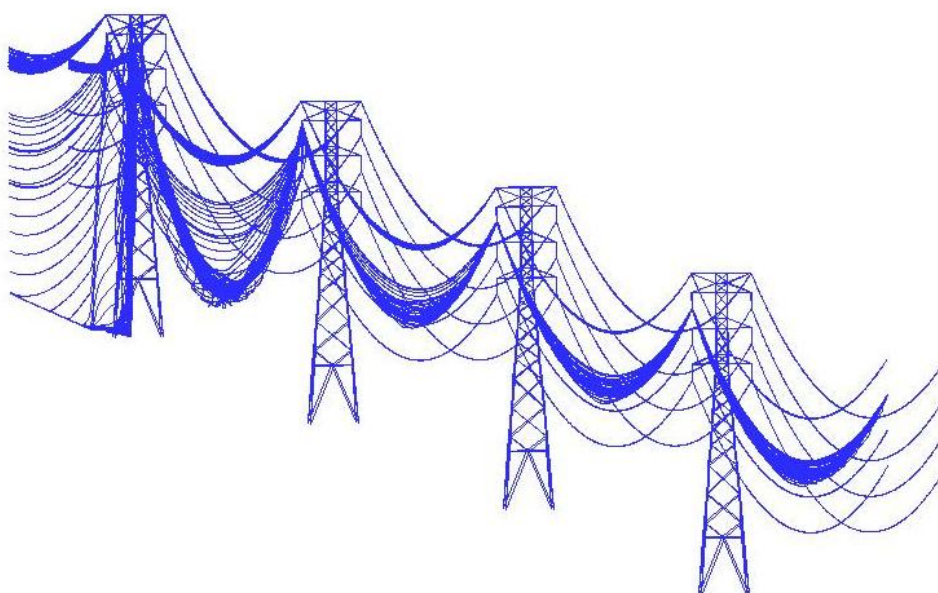


Figura 9.18: Quadros da animação do modelo 8T\_400\_L\_SI\_0.5 submetido à ruptura de cabo.

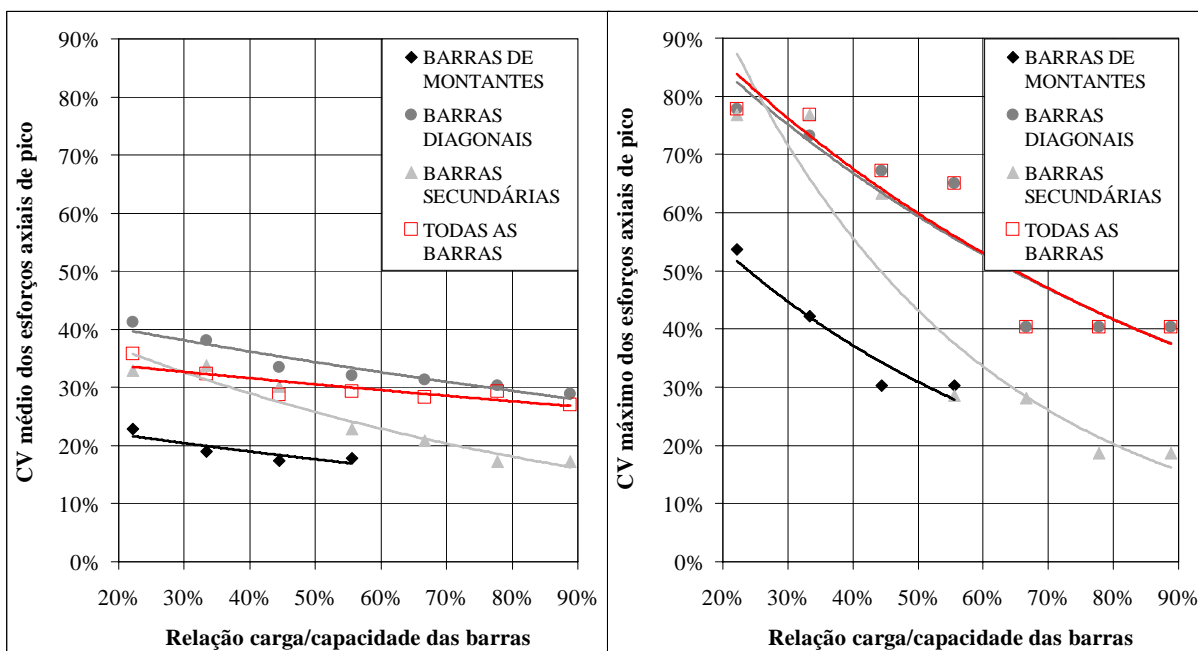
### 9.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os coeficientes de variação (CV) dos esforços axiais de pico, obtidos através da análise dinâmica de ruptura de cabo nos modelos “02”, “03” e todos com  $c_{mc} = 0,5$  (modelos “04” a “51”), para as barras da torre “SY” 1 são apresentados na figura 9.19. Esses CV foram determinados em função da relação carga/capacidade das barras, considerando:

- apenas as barras de montantes;
- apenas as barras diagonais;
- apenas as barras secundárias (barras horizontais, barras dos diafragmas rígidos e barras dos braços);
- todas as barras.

Na figura 9.19 (a) são apresentados os valores do CV médio, isto é, o valor médio dos coeficientes de variação entre os modelos “02”, “03” e todos com  $c_{mc} = 0,5$  (modelos “04” a “51”), para as barras em consideração da torre “SY” 1. O CV máximo mostrado na figura 9.19 (b) é o máximo CV entre esses mesmos modelos e barras.

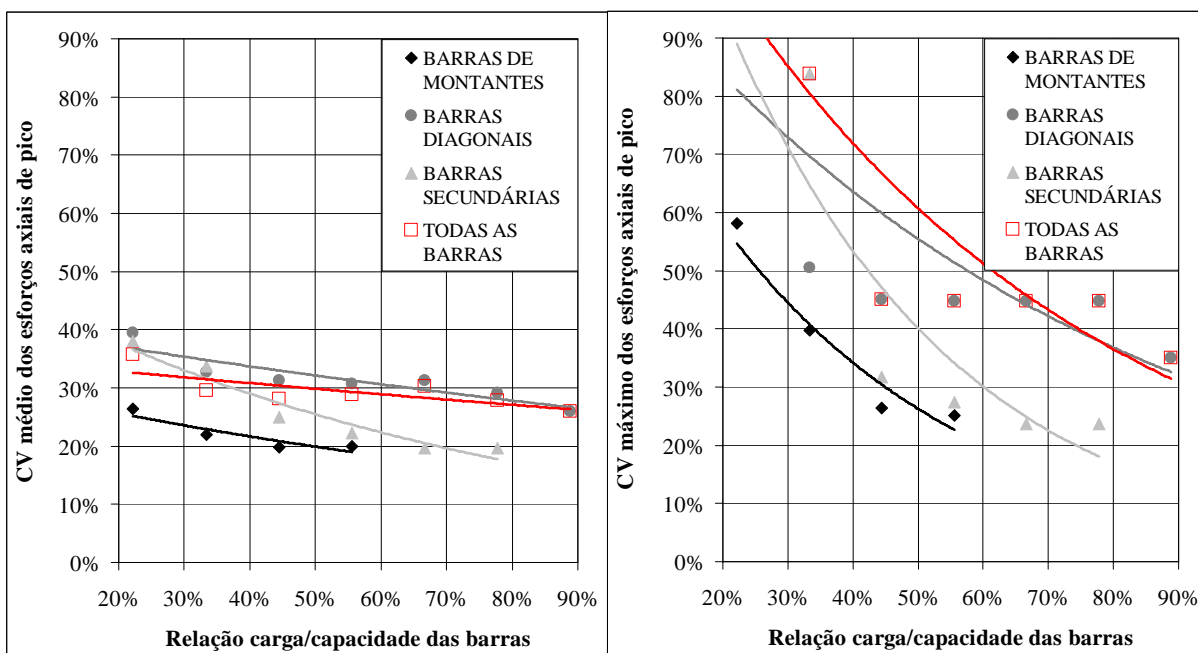
A figura 9.20 mostra a mesma informação para os modelos “02”, “03” e todos com  $c_{mc} = 1$  (modelos “52” a “99”).



(a)

(b)

Figura 9.19: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais de pico entre modelos com  $c_{mc} = 0,5$  em função da relação carga-capacidade.



(a)

(b)

Figura 9.20: CV médio (a) e máximo (b) dos esforços axiais de pico entre modelos com  $c_{mc} = 1$  em função da relação carga-capacidade.

Os elevados valores dos CV observados nas barras levemente carregadas não têm interesse prático, uma vez que estes esforços não são utilizados no dimensionamento da estrutura. Quando apenas as barras fortemente carregadas são consideradas, os CV médios e máximos tornam-se menores, porém bem mais altos do que aqueles obtidos com cargas estáticas, como pode ser observado comparando-se as figuras 9.19 e 9.20 com a figura 7.30.

Quando a constante de amortecimento dos cabos  $c_{mc}$  é aumentada de 0,5 para 1, o CV médio dos esforços de pico não muda significativamente, enquanto que o CV máximo diminui ligeiramente, como pode ser observado nas figuras 9.19 e 9.20. Portanto, o valor do amortecimento praticamente não afeta **a dispersão dos resultados** entre os modelos.

Das figuras 9.19 e 9.20, pode-se perceber que as barras dos montantes apresentam menor dispersão em comparação com as demais barras, traduzida pelos CV menores, assim como ocorre na análise com cargas estáticas (figuras 7.29 e 7.30).

Cabe salientar que nas barras dos montantes não existem valores de CV para relações carga-capacidade acima de 60%, pois o esforço em nenhum montante atinge 60% da capacidade, já que estas barras são pouco solicitadas no caso da ruptura de um cabo, a qual provoca uma torção na torre, solicitando principalmente as barras diagonais.

Os deslocamentos de pico no topo da torre “SY” 1 na direção longitudinal à LT (direção “z”), apresentam um valor médio de 0,14 m entre os modelos “02”, “03” e todos com  $c_{mc} = 0,5$  (modelos “04” a “51”) e de 0,12 m entre os modelos “02”, “03” e todos com  $c_{mc} = 1$  (modelos “52” a “99”). O CV destes deslocamentos resulta próximo de 20%, em ambos os casos.

## 10. INCERTEZAS DE MODELO NA AVALIAÇÃO DA CONFIABILIDADE ESTRUTURAL

Possíveis formas de considerar explicitamente as incertezas relacionadas ao modelo mecânico na avaliação da confiabilidade estrutural de torres de linhas de transmissão (LT) são discutidas neste capítulo, incluindo um exemplo de aplicação.

### 10.1. INTRODUÇÃO

Na avaliação da confiabilidade estrutural as incertezas de modelo devem ser corretamente quantificadas (Ditlevsen, 1982). Embora não seja uma tarefa trivial, isso pode ser alcançado por comparações de respostas entre diferentes modelos, desde que todos sejam adequados para a análise estrutural em questão.

Neste trabalho, a dispersão na resposta entre diversos modelos de torres metálicas treliçadas de LT submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos foi analisada, a fim de quantificar as incertezas de modelo mecânico e avaliar seu impacto na estimativa da confiabilidade estrutural, admitindo que o carregamento e os dados da estrutura permaneçam invariáveis.

No caso do carregamento estático, as ações aplicadas nas três torres estudadas têm posições perfeitamente definidas e valores determinísticos. Para o carregamento dinâmico, o fenômeno da ruptura de um cabo foi adotado, por se tratar de uma ação dinâmica “bem definida”. Deste modo, pode-se admitir que a variabilidade na resposta prevista pelos diversos modelos deve-se exclusivamente ao modelo mecânico. Supondo que os modelos não apresentem tendência (*unbiased*) de sobre ou subavaliar a resposta, o valor médio pode ser considerado como o resultado “correto” e o coeficiente de variação (CV) pode ser usado para quantificar as incertezas relacionadas ao modelo mecânico.

## 10.2. CONFIABILIDADE ESTRUTURAL EM LT

De acordo com a Norma Internacional IEC 60826 (2003), a qual especifica os requerimentos para o carregamento e a resistência em linhas aéreas de transmissão de energia elétrica segundo os princípios de projeto baseados em confiabilidade, o efeito das ações (S) e a resistência (R) dos componentes são variáveis aleatórias, as quais têm funções de distribuição de probabilidade específicas. Por exemplo, a velocidade máxima anual do vento é usualmente representada pela função de distribuição de extremos (Gumbel tipo I), enquanto que as resistências dos componentes geralmente seguem funções de distribuição normais ou log-normais. Quando os parâmetros estatísticos de S e R são conhecidos, é possível estimar a confiabilidade ou probabilidade de sobrevivência anual ( $P_s$ ) e conseqüentemente a probabilidade de falha ( $P_f = 1 - P_s$ ) através de modelos analíticos ou métodos aproximados, mencionados nos capítulos 1 e 2.

Para estimar a taxa de falha anual de uma LT, o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) pode ser determinado pela equação 10.1:

$$\beta = \frac{\ln(\mu_R / \mu_S)}{\sqrt{CV_R^2 + CV_S^2}} \quad (10.1)$$

na qual:  $\mu_R$  e  $\mu_S$  são os valores médios da resistência do componente e do efeito da ação (solicitação) sobre o componente, respectivamente, enquanto  $CV_R$  e  $CV_S$  são os respectivos coeficientes de variação. A confiabilidade anual  $P_s$  e a probabilidade de falha  $P_f$  (taxa de falha anual) são dadas por:

$$P_s = \Phi(+\beta) \quad (10.2)$$

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (10.3)$$

onde  $\Phi$  denota a função de probabilidade acumulada normal padrão.

Segundo a IEC 60826 (2003), a equação 10.1 é válida se  $CV_S \cong 20\%$  (admitindo uma distribuição de extremos Gumbel tipo I para as ações) e  $CV_R \leq 15\%$  (admitindo uma distribuição normal para a resistência).

Para qualquer valor de  $CV_S$  e para  $CV_R > 15\%$ , e ainda supondo as mesmas distribuições de probabilidade para S e R mencionadas acima, o índice de confiabilidade ( $\beta$ ) pode ser estimado pela equação 10.4:

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{DP_R^2 + DP_S^2}} = \frac{(\mu_R/\mu_S) - 1}{\sqrt{CV_R^2 \cdot (\mu_R/\mu_S)^2 + CV_S^2}} \quad (10.4)$$

onde:  $DP_R$  e  $DP_S$  são os desvios padrões da resistência do componente e do efeito da ação (solicitação) sobre o componente, respectivamente.

Nenhuma referência é feita as incertezas de modelo na determinação de  $\beta$ . Para considerá-las na estimativa da confiabilidade de estruturas de LT, admitindo que os modelos não apresentem qualquer tendência de sobre ou subavaliar a resposta, o coeficiente de variação  $CV_{im}$  devido exclusivamente ao modelo mecânico deve ser introduzido na equação 10.1, da seguinte forma:

$$\beta_{im} = \frac{\ln(\mu_R/\mu_S)}{\sqrt{CV_R^2 + CV_S^2 + CV_{im}^2}} \quad (10.5)$$

ou na equação 10.4:

$$\beta_{im} = \frac{(\mu_R/\mu_S) - 1}{\sqrt{CV_R^2 \cdot (\mu_R/\mu_S)^2 + CV_S^2 + CV_{im}^2}} \quad (10.6)$$

onde:  $\beta_{im}$  representa o índice de confiabilidade que leva em conta a incerteza de modelo.

Assim, a confiabilidade  $P_{S_{im}}$  e a probabilidade de falha  $P_{f_{im}}$ , as quais levam em conta as incertezas de modelo, são dadas por:

$$P_{S_{im}} = \Phi (+\beta_{im}) \quad (10.7)$$

$$P_{f_{im}} = \Phi (-\beta_{im}) \quad (10.8)$$

O maior coeficiente de variação  $CV_{im}$  determinado neste trabalho, para os esforços nas barras mais carregadas de uma torre em uma análise estática, atinge 10% (figura 7.30 (b)). Considerando a resposta de uma torre submetida a um carregamento dinâmico, como a ruptura de um cabo, a dispersão é consideravelmente maior. Por exemplo, o CV médio dos esforços de pico nas barras mais carregadas da torre entre os modelos estudados atinge 30%, como pode ser verificado nas figuras 9.21 (a) e 9.22 (a). Para levar em conta tais incertezas na avaliação da confiabilidade de torres de LT, os valores destes coeficientes de variação devem ser introduzidos nas equações 10.5 ou 10.6.

### 10.3. EXEMPLO DE APLICAÇÃO

No projeto de uma torre de LT, os carregamentos dinâmicos são considerados como “cargas estáticas equivalentes”, e a ruptura de cabos é apenas uma das hipóteses de carga. Usualmente, em torres do tipo suspensão, as maiores solicitações nas barras são impostas pela ação do vento lateral.

Admitindo uma análise estática para projetar uma torre de suspensão, e supondo o vento como a principal ação, cuja velocidade máxima anual é representada pela função de distribuição de extremos (Gumbel tipo I), com  $CV = 24,5\%$  (Menezes, 1988) e aceitando a relação carga-resistência dada na equação 10.9, com a qual a confiabilidade  $P_S$  resulta aproximadamente igual a  $[1 - 1/(2 T)]$  (IEC 60826, 2003):

$$Q_T = R_{e=10\%} \quad (10.9)$$

onde:  $Q_T$  é o efeito da ação com um determinado período de retorno  $T$ ;

$R_{e=10\%}$  é a resistência da torre com um limite de exclusão  $e = 10\%$ , isto é, a resistência com 90% de probabilidade de ser alcançada.



Sabendo que a resistência ( $R$ ) de torres metálicas treliçadas de LT seguem uma distribuição de probabilidade normal ou log-normal, com  $CV_R = 8,51\%$  (Menezes, 1988), então para um período de retorno  $T = 150$  anos da velocidade máxima anual do vento, a equação 10.1 resultaria:  $\beta = 2,81$ , ou seja, uma confiabilidade anual  $P_S \cong 99,75\%$  ou uma probabilidade de falha anual  $P_f \cong 0,0025$ , admitindo que o CV da ação (vento) é igual ao CV do efeito a ação ( $CV_S$ ), ou seja, sem levar em conta a dispersão relacionada ao modelo mecânico.

Tomando o maior coeficiente de variação determinado neste trabalho para os esforços nas barras mais carregadas de uma torre em uma análise estática:  $CV_{im} = 10\%$ , e introduzindo este valor na equação 10.5, obtém-se  $\beta_{im} = 2,62$ , resultando numa confiabilidade anual  $P_{S_{im}} \cong 99,56\%$  ou numa probabilidade de falha anual  $P_{f_{im}} \cong 0,0044$ .

Para que a confiabilidade anual  $P_{S_{im}}$ , a qual leva em conta as incertezas de modelo, tenha um valor igual a  $P_S$ , o valor de  $\mu_R$  deveria ser multiplicado por 1,054, o que segundo os princípios de projeto baseados em confiabilidade (LFRD - *load and resistance factor design*), corresponderia a aplicar um coeficiente adicional de redução da resistência  $\phi_{R_{im}} \cong 0,95$ , para levar em conta as incertezas relacionadas ao modelo mecânico.

Em uma análise dinâmica, onde a dispersão nos resultados é consideravelmente maior, o coeficiente de redução da resistência  $\phi_{R_{im}}$  deve ser ainda menor.

## **11. CONSIDERAÇÕES FINAIS, CONCLUSÕES E SUGESTÕES**

Neste capítulo são apresentadas as considerações finais, conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

### **11.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS**

A principal motivação deste trabalho partiu de um estudo conduzido pela CIGRÉ (CIGRÉ, 1990) sobre torres de linhas de transmissão (LT) submetidas a cargas estáticas, o qual sugere que as incertezas relacionadas ao modelo mecânico são relevantes e não podem ser desprezadas. Logo, o enfoque do trabalho foi dado na avaliação destas incertezas em torres metálicas treliçadas de LT, mais precisamente, nas previsões da resposta estática e dinâmica de torres autoportantes entre diversos modelos matemáticos, considerando que todos os parâmetros que definem as ações externas e as propriedades do sistema são inequivocamente definidos.

Presentes em todos os estágios de uma análise de confiabilidade estrutural, as incertezas de modelo têm sido pouco estudadas. Neste contexto, o propósito do trabalho foi de quantificar tais incertezas e introduzi-las na estimativa da confiabilidade. Para tal, foram analisados diferentes modelos de torres sujeitos a ações estáticas determinísticas, e também torres e trechos de LT submetidos à ação dinâmica de ruptura de um cabo.

Na análise estática, foram avaliados desde modelos básicos, adotados na prática usual de projeto de torres, até modelos mais aprimorados, os quais levam em conta a flexibilidade nas ligações, a análise não-linear geométrica, a flexibilidade das fundações, além de diferentes métodos de solução, a fim de determinar esforços nas barras e deslocamentos nodais. A dispersão da resposta entre os modelos foi usada para quantificar as incertezas relacionadas ao modelo mecânico, e os dados disponíveis de ensaios estáticos em protótipos foram utilizados para verificar quais modelos fornecem a resposta mais próxima dos resultados experimentais.

Na análise dinâmica, a resposta de torres autoportantes submetidas à ruptura de um cabo foi comparada entre vários modelos, com diferentes graus de sofisticação e detalhe. Foram estudados desde o modelo usual de projeto de torres para este tipo de carregamento, passando por modelos relativamente simples, com uma única torre sujeita a uma carga variável no tempo simulando o efeito da ruptura de um cabo, até modelos mais complexos de trechos de LT, incluindo várias torres, cabos e cadeias de isoladores. Nesses últimos, diversas fontes de incerteza foram avaliadas, tais como: as condições de contorno dos elementos de cabo das extremidades, a discretização dos cabos, as leis constitutivas dos elementos de barra e de cabo e o amortecimento estrutural.

Cabe salientar que a capacidade das ligações das barras não foi considerada, apenas as capacidades à tração e à compressão, de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003). Na análise estática, tais capacidades serviram para determinar a relação carga/capacidade das barras. Na análise dinâmica, as capacidades foram utilizadas para definir os limites de comportamento elástico-linear das barras na tração. Na compressão este limite foi definido apenas para as barras sem imperfeições iniciais, uma vez que o comportamento força x encurtamento para barras com imperfeições iniciais não é linear.

Nenhuma torre entrou em colapso em nenhum dos noventa e nove (99) modelos analisados com a ruptura de um cabo. Ocorreram apenas flambagem ou plastificação em algumas barras, cujos esforços foram redistribuídos para as barras adjacentes.

Por fim, foram apresentadas possíveis formas de considerar explicitamente tais incertezas na estimativa da confiabilidade e em códigos de projeto de estruturas de LT.

## 11.2. CONCLUSÕES

As incertezas de modelo mecânico na previsão da resposta de torres de LT sujeitas a carregamentos estáticos e dinâmicos foram quantificadas pela variabilidade da resposta, introduzida pelos diferentes modelos empregados na análise e traduzida pelo coeficiente de variação (CV) das seguintes variáveis:

- na análise estática: esforços axiais nas barras e deslocamentos em alguns pontos das torres “1”, “2” e “2A”.

- na análise dinâmica: esforços axiais de pico nas barras e deslocamentos de pico no topo da torre “SY” 1.

Na análise estática, para os modelos básicos das torres “1”, “2” e “2A”, a dispersão nos resultados é muito pequena, como mostrado nos gráficos da figura 7.29, onde os CV máximos dos esforços axiais nas barras mais carregadas (com relação carga/capacidade acima de 80%) estão entre 1% e 2%. Os deslocamentos nodais nos pontos A, B, C e D apresentam CV médio em torno de 1%, dados na tabela 7.10. Desta forma, pode-se concluir que as incertezas relacionadas aos modelos mecânicos usualmente adotados no projeto deste tipo de torre é praticamente desprezável. No entanto, esses resultados estão mais afastados daqueles obtidos nos ensaios de protótipo, quando comparados aos resultados dos modelos mais aprimorados que consideram a flexibilidade nas ligações, como pode ser observado nas figuras 7.31 a 7.33.

Quando todos os modelos são avaliados (exceto “E” e “F”) a dispersão nos resultados é maior, como ilustrado nos gráficos da figura 7.30, onde o CV máximo dos esforços axiais nas barras mais carregadas varia entre 3% e 10%, dependendo do tipo de barra. Os CV dos deslocamentos aumentam consideravelmente, ultrapassando 70%, como apresentado na tabela 7.11, uma vez que nos modelos com flexibilidade nas ligações os deslocamentos nodais são muito maiores do que nos demais modelos.

De todos os conjuntos de barras analisadas, os montantes apresentam a menor dispersão. O CV máximo dos esforços axiais nos montantes está em torno de 3% quando todos os modelos (exceto “E” e “F”) são considerados, como ilustrado na figura 7.30 (b). As barras diagonais apresentam CV muito próximos aos dos montantes quando são consideradas apenas as diagonais mais carregadas (com relação carga/capacidade acima de 80%). Barras diagonais levemente carregadas apresentam uma alta dispersão, no entanto, os valores desses esforços não têm interesse prático, pois não são utilizados no projeto. A maior dispersão ocorre nas barras secundárias (barras horizontais, barras dos diafragmas rígidos e barras dos braços), nas quais o CV máximo atinge 10%, para as barras mais carregadas.

A elevada dispersão observada nos esforços axiais nas barras no estudo da CIGRÉ (CIGRÉ 1990), indicada na tabela 3.1, pode ser explicada pelo fato de terem sido consideradas barras pouco carregadas na determinação dos CV médio e máximo, isto é, foram

avaliadas todas as barras com relação carga/capacidade acima de 20%. Se apenas as barras fortemente carregadas fossem consideradas certamente a dispersão seria menor.

Os elevados CV encontrados na análise estática das três torres, quando são avaliadas as barras levemente carregadas (com relação carga/capacidade acima de 20%), são compatíveis com os valores encontrados no estudo da CIGRÉ (CIGRÉ 1990), ou seja, CV médios próximos a 10% e CV máximos superiores a 40%. No entanto, os esforços nas barras levemente carregadas não têm interesse prático, já que não são utilizados no projeto. Quando apenas as barras fortemente carregadas são consideradas os CV tornam-se menores (figuras 7.29 e 7.30), e esta é a dispersão que deve ser atribuída ao modelo mecânico numa análise de confiabilidade neste tipo de estrutura.

Comparando a resposta das três torres entre todos os modelos estudados (exceto “E” e “F”) e os resultados experimentais (esforços axiais e deslocamentos nodais) pode-se observar que os modelos com flexibilidade nas ligações apresentam resultados mais próximos dos experimentais, principalmente no caso de deslocamentos de apoio, mostrando a importância da consideração da flexibilidade à translação nas ligações parafusadas. Entretanto, cabe lembrar que o comportamento “real” da estrutura não pode ser definido apenas por estes resultados experimentais, uma vez que existem incertezas de medição e incertezas estatísticas, descritas no capítulo 2. As incertezas estatísticas são decorrentes do número limitado de amostras para a medição de uma grandeza física, e neste caso tem-se uma única amostra para cada valor medido. Porém, o conjunto de resultados encontrados serve para definir uma tendência no comportamento das torres.

O modelo “F”, com fundação flexível e comportamento não-linear, diferente na tração e na compressão da fundação, próximo de uma situação real, apresenta uma elevada discrepância nos resultados (esforços axiais nas barras) em comparação com os demais modelos (com apoios indeslocáveis), mostrando que o efeito da interação solo-estrutura é bastante importante neste tipo de estrutura, merecendo estudos adicionais para fixar limites de flexibilidade que possam ser utilizados no projeto, estabelecendo tolerâncias para os deslocamentos nos apoios.

No projeto de torres de LT sujeitas a ações estáticas, o coeficiente de redução da resistência  $\phi_{R\text{ im}} \cong 0,95$  proposto para levar em conta as incertezas de modelo mecânico, vale para todas

as barras exceto os montantes, os quais apresentam uma dispersão bem menor e poderiam ter um coeficiente  $\phi_{R_{im}}$  mais próximo de um (1).

Na análise dinâmica de ruptura de cabo, a qual aplica na torre “SY” um carregamento de torção associado à flexão, as barras mais solicitadas são as diagonais. Os CV médios e máximos do esforço axial de pico nessas barras alcançam os valores mais altos, como pode ser observado nos gráficos das figuras 9.21 e 9.22 e, portanto, têm maior relevância no projeto para este tipo de carregamento. Considerando apenas as barras diagonais mais carregadas (com relação carga/capacidade maior que 80%), o CV é pouco superior a 30%. Este valor é consideravelmente maior do que o CV encontrado na análise estática. Já os deslocamentos de pico no topo da torre “SY” 1 apresentam um CV ao redor de 20%.

Por fim, a variabilidade encontrada nas análises estática e dinâmica de torres de LT, introduzida pelo modelo mecânico, é compatível com a escassa evidência disponível na literatura técnica para outros tipos de estrutura, e reforça a noção de que as incertezas de modelo devem ser explicitamente consideradas, tanto na análise de confiabilidade quanto no projeto de estruturas de LT.

### 11.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

De forma alguma esta tese esgota o assunto “incertezas de modelo” na análise de estruturas de LT, muitos esforços ainda devem ser despendidos para tal.

Alguns fatores importantes na quantificação das incertezas de modelo, os quais não foram diretamente abordados, são citados como sugestões para trabalhos futuros:

- a) Com respeito ao modelo mecânico, estudar modelos de torres de LT de maior altura, já que os resultados da análise estática foram obtidos com torres de pequena altura (11 m), a fim de verificar a dispersão nas previsões da resposta, onde a não-linearidade geométrica deve ter um papel importante. Avaliar também modelos que considerem as excentricidades nas ligações e a não-linearidade física, os quais não foram abordados na análise estática;
- b) Estudar a influência da flexibilidade das fundações na resposta, tanto na análise estática quanto em problemas dinâmicos, a fim de quantificar valores

limites de flexibilidade que possam ser utilizados no projeto, estabelecendo tolerâncias para os deslocamentos nos apoios e avaliando seu impacto na capacidade das torres;

- c) Ensaiar torres reais de LT submetidas à ruptura de um ou mais cabos, obtendo valores experimentais da resposta dinâmica, a fim de “calibrar” os parâmetros nos modelos numéricos, tais como: o amortecimento estrutural, a flexibilidade das ligações, entre outros;
- d) Avaliar as incertezas no modelo das ações em estruturas de LT, principalmente o vento, para que as incertezas relacionadas ao modelo possam ser quantificadas no seu conjunto.

Como sugestão final para a continuidade do estudo sobre incertezas de modelo, de forma mais geral, a avaliação das incertezas em estruturas aporticadas de edificações, tanto do modelo mecânico quanto do modelo das ações, também merece atenção especial na engenharia estrutural.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALAN, M. J.; SANTHAKUMAR, A. R. **Probabilistic wind loadings on transmission line structures in India**. Engineering Structures, v. 16, n. 3, p. 181-189, 1994.

AL-BERMANI, F. G. A. **Design verification of guyed transmission tower using nonlinear analysis**. International Journal of Space Structures, v. 12, n. 1, p. 43-50, 1997.

AL-BERMANI, F. G. A.; KITIPORNCHAI, S. **Nonlinear analysis of thin-walled structures using least element/member**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 116, n. 1, p. 215-234, 1990.

\_\_\_\_\_. **Nonlinear analysis of transmission towers**. Engineering Structures, v. 14, n. 3, p. 139-151, 1992.

\_\_\_\_\_. **Nonlinear finite element analysis of latticed transmission towers**. Engineering Structures, v. 15, n. 4, p. 259-269, 1993.

\_\_\_\_\_. **Numerical simulation of structural behaviour of transmission towers**. Thin-Walled Structures, v. 41, p. 167-177, 2003.

AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). **ASCE Standard 10-97**: design of latticed steel transmission structures, 2000.

ANG, A. H-S.; TANG, W. H. **Probability concepts in engineering planning and design**, Vol. II – Decision, risk and reliability. New York: John Wiley & Sons, 1984.

ANSYS: Engineering Analysis System, versão 9.0. **ANSYS 9.0 Documentation**, 2004.

ARGYRIS, J. H.; HILPERT, O.; MALEJANNAKIS, G. A.; SCHARPF, D. W. **On the geometric stiffness of a beam in space – A consistent virtual work approach**. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, v. 20, p. 105-131, 1979.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 5422**: projeto de linhas aéreas de transmissão de energia elétrica. Rio de Janeiro, 1985.

\_\_\_\_\_. **NBR 6109**: cantoneiras de abas iguais. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR 8800**: projeto e execução de estruturas de aço de edifícios – Método dos estados limites. Rio de Janeiro, 1986.



\_\_\_\_\_**NBR 8842**: suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Resistência ao carregamento. Rio de Janeiro, 1985.

\_\_\_\_\_**NBR 8850**: execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_**NBR 8855**: propriedades mecânicas de elementos de fixação - Parafusos e prisioneiros. Rio de Janeiro, 1991.

BAECHER, G. **Sampling with decomposed variance**. Journal of the Mechanical Division, ASCE, n. EM5, 1982.

BARRAGÁN, G. F. A. **Uma abordagem probabilística para definição de critérios de combinação de carga em normas de projeto estrutural**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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

BATHE, K. J.; BOLOURCHI, S. **Large displacement analysis of three-dimensional beam structures**. International Journal for Numerical Methods in Engineering, v. 14, p. 961-986, 1979.

BATTERMAN, R. M. **ALCOA's Computer Program for Cable Sag and Tension Calculations**. Aluminum Company of America, Pittsburgh, PA, 1967.

BEER, F. P.; JOHNSTON Jr., E. R. **Resistência dos materiais**, 3ª edição. São Paulo: Makron Books, 1995.

BIGNOLI, A. J. **Introducción al cálculo de la confiabilidad de las estructuras civiles**. Buenos Aires: El Ateneo, 1986.

BOLOTIN, V. V. **Statistical methods in structural mechanics**. London: Holden-Day Inc., 1965.

CAMARGO, F. E. **Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARQUEJA, M. H. A. **Estudo comparativo de modelos numéricos em análise dinâmica de suporte de turbogerador**. 1996. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARQUEJA, M. H. A.; RIERA, J. D. **Model uncertainty in the determination of dynamic response of generator foundation**. Transactions of the 14<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 14), Lyon, França, 1997.

CHEN, C.; DUHAMEL, D.; SOIZE, C. **Probabilistic approach for model and data uncertainties and its experimental identification in structural dynamics: Case of composite sandwich panels**. Journal of Sound and Vibration (article in press), 2006.

CHEN, W. F.; LUI, E. M. **Effects of joint flexibility on the behaviour of steel frames**. Computers and Structures, v. 26, n. 5, p. 719-732, 1987.

CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEAUX ÉLECTRIQUES (CIGRÉ). **An experiment to measure the variation in lattice tower design**. Report 22-90 (WG08) 17, 1990.

\_\_\_\_\_. **Probabilistic design of overhead transmission lines**. Report 22-00 (WG06) 01, 2000.

\_\_\_\_\_. **Probabilistic design of transmission line structure foundations**. Report 22-99 (WG07), 1999.

COOK, R. D. **Finite element modeling for stress analysis**. New York: John Wiley & Sons, 1995.

COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. **Concepts and applications of finite element analysis**. 3<sup>rd</sup> edition. New York: John Wiley & Sons, 1989.

DAVENPORT, A. G. **Gust response factors for transmission line loading**. Wind Engineering. Proceedings of the Fifth International Conference on Wind Engineering, New York, USA, 1979.

DITLEVSEN, O. **Model uncertainty in structural reliability**. Structural Safety, v. 1, p. 73-86, 1982.

\_\_\_\_\_. **Bayesian decision analysis as a tool for structural engineering decisions**. COMMET-Advanced Short Course on Structural Reliability and Load Modelling, Lingby, Copenhagen, 1991.

DITLEVSEN, O.; MADSEN, H. O. **Structural reliability methods**. Department of Mechanical Engineering, Technical University of Denmark, Lyngby, Denmark, 2002

ELLINGWOOD, B. M.; MACGREGOR, J. G.; GALAMBOS, T. V.; CORNEL, C. A. **Probability based load criteria: load factor and load combinations**. Journal of Structural Division, ASCE, v. 108, n. ST5, p. 978-997, 1982.

ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE (EPRI). **Structural development studies at the EPRI transmission line mechanical research facility**. Interim Report, n. 1, EL-4756, 1986.

\_\_\_\_\_. **TLOP/SAGT Manual**, TL Workstation code, EL-4540, v. 6, Palo Alto, CA, 1988.

FERRY-BORGES, J.; CASTANHETA, M. **Structural safety**. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1968.

FREUDENTHAL, A. M. **The safety of structures**. Transactions, ASCE, v. 112, p. 125-180, 1947.

\_\_\_\_\_. **Safety and the probability of structural failure**. Transactions, ASCE, v. 121, p. 1137-1197, 1956.

FREUDENTHAL, A. M.; GARRELTS, J. M.; SHINOZUKA, M. **The analysis of structural safety**. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 92, n. ST1, 1966.

GAGNEUX, M; LAPEYRE, J. L. **Construction and design of tower foundations for French overhead power transmission network**. Bulletin de la Direction des Etudes et Recherches, Series B: Reseaux Electrique, Materials Electriques, n. 4, p. 13-20, 1987.

GALAMBOS, T. V. **Guide to stability design criteria for metal structures**. 5<sup>th</sup> edition. NY: John Wiley & Sons, 1998.

GERE, J. M.; TIMOSHENKO, S. P. **Mechanics of materials**. 4<sup>th</sup> edition. Boston: PWS Publishing Company, 1997.

GERE, J. M.; WEAVER Jr., W. **Análise de estruturas reticuladas**. Rio de Janeiro: Guanabara, 1987.

GRIGOLETTI, G. C. **Análise não-linear geométrica de estruturas espaciais reticuladas com a consideração do empenamento da seção transversal**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION. (IEC) **IEC 60826: design criteria of overhead transmission lines**, 3<sup>th</sup> edition, 2003.

\_\_\_\_\_. **IEC 60652: loading tests on overhead line structures**, 2002.

IRVINE, H. M.; CAUGHEY, T.K. **The linear theory of free vibrations of a suspended cable**. Proceedings of the Royal Society of London, n. A341, p 299-315, 1974.

KAMINSKI Jr, J.; MIGUEL, L. F. F.; MENEZES, R. C. R. **Aspectos relevantes na análise dinâmica de torres de LT submetidas à ruptura de cabos**. XVIII SNPTEE, Curitiba, Brasil, 2005.

KAMINSKI Jr., J.; MIGUEL, L. F. F.; MENEZES, R. C. R. **On the fitting of the probability distribution of strength of transmission line tower components**. Décimo Encuentro Regional LatinoAmericano de la CIGRÉ (X ERLAC), Puerto Iguazú, Argentina, 2003.

KARADENIZ, H. **Uncertainty modeling in the fatigue reliability calculation of offshore structures**. Reliability Engineering and System Safety, v. 74, p. 323-335, 2001.

KISHI, N.; CHEN, W. F. **Moment-rotation relations of semirigid connections with angles**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 116, n. 7, p. 1813-1834, 1990.

KITIPORNCHAI, S.; AL-BERMANI, F. G. A.; PEYROT, A. H. **Effect of bolt slippage on ultimate behaviour of lattice structures**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 120, n. 8, p. 2281-2287, 1994.

KOLMOGOROV, A. N. **Foundations of the theory of probability**. 2<sup>nd</sup> English edition. New York: Chelsea Publishing Company, 1956.

KÖNIG, G.; HOSSER, D.; WITTKE, B. **Basic notes on model uncertainties**. CEB-Bulletin d'Information, n 170, 1985.

KRAVITZ, R. A.; SAMUELSON, A. J. **Tower designs for AEP 756 kV project**. Journal of the Power Division, ASCE, v. 95, n. P02, p. 305-319, 1969.

LOREDO-SOUZA, A. M.; DAVENPORT, A. G. **The effects of high winds on transmission lines**. Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, v. 74, p. 987-994, 1998.

MCDONALD, B.; PEYROT, A. H. **Sag-Tension calculations valid for any line geometry**. Journal of Structural Engineering, ASCE, v°116, n. 9, p. 2374-2387, 1990.

MELCHERS, R. E. **Structural reliability**. Analysis and prediction. Chichester: Ellis Horwood Series in Civil Engineering, 1987.

MELCHERS, R. E. **Human error in structural design tasks**. Journal of Structural Engineering. ASCE, v°115, n. 7, p. 1495-1507, 1989.

MENEZES, R. C. R. **Estudo de confiabilidade de linhas de transmissão submetidas à ação do vento**. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

MENEZES, R. C. R. **Failure-data based reliability assessment considering mechanical model uncertainties**. 1992. Ph.D. Thesis - Institut für Mechanik, Universität Innsbruck, Austria.

MENEZES, R. C. R. **Statistical data of tests in Brazilian steel angles for transmission line towers**. Series Statistical Analysis for Observed Material and Structural Data - Vol III, Institut für Mechanik, Universität Innsbruck, Austria, 1990.

MENEZES, R. C. R.; SILVA, J. B. G. F. **Statistical analysis of structural data of transmission line steel towers**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques - CIGRÉ ELECTRA, n. 208, p. 20-33, 2003.

MENEZES, R. C. R.; SCHUËLLER, G. I.; RIERA, J. D. **On the failure load of transmission line steel towers considering correlation of mechanical properties among the bars**. Fifth International Colloquium on Structural Stability, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.

MIGUEL, L. F. F.; MENEZES, R. C. R.; KAMINSKI Jr., J. **Sobre a resposta de estruturas de LT submetidas a cargas dinâmicas**. XI Encuentro Regional Iberoamericano del CIGRÉ, Hernandarias, Paraguai, 2005.

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

NETHERCOT, D. A. **Stability and connections: their interaction as it affects the behavior and design of steel frames**. Fifth International Colloquium on Structural Stability, Rio de Janeiro, Brasil, 1996.

NORVILLE, H. S.; MEHTA, K. C.; VANN, W. P. **Analysis and interpretation of field data of wind and response of transmission line**. Fifth U.S. National Conference on Wind Engineering, Texas, USA, 1985.

NORVILLE, H. S.; MEHTA, K. C.; VANN, W. P. **Wind load data for reliability based transmission line design**. International Symposium on Probabilistic Methods Applied to Electric Power Systems, Toronto, Canada, 1986.

ORAN, C. **Tangent stiffness in space frames**. Journal of Structural Division - ASCE, v. 99, n. ST5, p. 987-1001, 1973.

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

PASCHEN, R.; PEZARD, J.; ZAGO, P. **Probabilistic evaluation on tests results of transmission line towers**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques (CIGRÉ), Paris, Report 22-13, 1988.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de aço – Dimensionamento prático**. 7ª edição. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 2000.

PRZEMIENIECHI, J. S. **Theory of matrix structural analysis**. New York: McGraw-Hill Book Company, 1968.

RIERA, J. D. **Consideração dos carregamentos induzidos pela ação do vento no projeto de linhas de transmissão**. Seminário Internacional sobre Ventos em Linhas de Transmissão, Belo Horizonte, Brasil, 2002.

RIERA, J. D.; MENEZES, R. C. R. **Caracterização dos ventos extremos para fins de projeto estrutural e avaliação de confiabilidade e risco, decorrentes da ação do vento na LT 500 kV Rincón de Santa Maria - Garabi - Itá**. Relatório interno do LDEC, Porto Alegre, Brasil, 1999.

RIERA, J. D.; MENEZES, R. C. R. **Estabelecimento da distribuição de probabilidade da carga de ruptura de torres de linhas de transmissão**. X Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Curitiba, Brasil, 1989.

RIERA, J. D.; MENEZES, R. C. R.; SILVA, V. R.; SILVA, J. B. G. F. **Evaluation of the probability distribution of the strength of transmission line steel towers based on tower test results**. Conseil International des Grands Réseaux Electriques (CIGRÉ), Paris, Report 22-13, 1990.

RIERA, J. D.; MENEZES, R. C. R.; OLIVEIRA, T. T. **Risk of contact failure in bundled conductors in transmission lines subjected to thunderstorms**. Sixth International Symposium on Cable Dynamics, Charleston, EUA, 2005.

RIERA, J. D.; NANNI, L. F. **On the evaluation of maximum wind velocities for structural design**. XXI Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Santiago, Chile, 1983.

RIERA, J. D.; NANNI, L. F. **Pilot study of extreme wind velocities in a mixed climate considering wind orientation**. Proceedings of the Ninth International Conference on Wind Engineering, Aachen, Alemanha, 1987.

RIERA, J. D.; ROCHA, M. M. **Implicações da incerteza fenomenológica nas estimativas de confiabilidade e segurança estrutural em projetos de engenharia estrutural**. XV Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Argentina, 1996.

RIERA, J. D.; ROCHA, M. M. **Load definition for wind design and reliability assessments in extreme wind climate**. Proceedings of Jubileum Conference on Wind Effects in Structures, Porto Alegre, Brasil, 1998.

RIERA, J. D.; ROCHA, M. M. **Princípios para projetos de estruturas**. Comitê Latino-Americano de Estruturas (CLAES), Montevideú, p. 7-10, 1993.

RIERA, J. D.; ROCHA, M. M.; MENEZES, R. C. R. **On the consideration of phenomenological uncertainty**. Transactions of the 13<sup>th</sup> International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 13), Porto Alegre, Brasil, 1995.

RIERA, J. D.; VIEGAS, F. B.; SANTOS, M. L. W. **Probabilistic assessment of wind loading for structural analysis**. Proceedings of the Fifth International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR'89), San Francisco, USA, 1989.

ROY, S.; FANG, S.; ROSSOW, E. **Secondary stresses on transmission tower structures**. Journal of Energy Engineering, ASCE, v. 110, n. 2, p. 157-172, 1984.

SALES, J. J.; MUNAIAR NETO, J.; MALITE, M.; GONÇALVES, R. M. **Segurança nas estruturas: teoria e exemplos**. São Carlos: SET/EESC/USP, 2005.

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

SCHUËLLER, G. I. **A prospective study of materials based on stochastic methods**. Materials and Structures, n. 20, p. 242-247, 1987.

SILVA, V. R. **Cargas de vento em linhas de transmissão de acordo com a IEC**. Relatório interno da CEEE, Porto Alegre, Brasil, 1992.

SILVA, V. R.; RIERA, J. D.; BLESSMAN, J.; NANNI, J. F.; GALINDEZ, H. **Determinação experimental das propriedades dinâmicas básicas de uma torre de transmissão de 230 kV**. VII Seminário Nacional de Produção e Transmissão de Energia Elétrica, Brasília, Brasil, 1983.

SOARES, C. G. **Uncertainty modeling in plate buckling**. Structural Safety, v. 5, p. 17-34, 1988.

SOIZE, C. **A comprehensive overview of a non-parametric probabilistic approach of model uncertainties for predictive models in structural dynamics**. Journal of Sound and Vibration, n. 288, p. 623-652, 2005.

THOFT-CHRISTENSEN, P.; BAKER, M. J. **Structural reliability theory and its application**. New York: Springer-Verlag, 1982.

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

UNGKURAPINAN, N.; CHANDRAKEERTHY, S. R. De S.; RAJAPAKSE, R. K. N. D.; YUE, S. B. **Joint slip in steel electric transmission towers**. Engineering Structures, v. 25, n. 6, p. 779-788, 2003.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**. 2ª edição. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1997.

WAARTS, P. H.; WIT, M. S. **Does more sophisticated modeling reduce model uncertainty? A case study on vibration predictions**. TNO Building and Construction Research, Delft, The Netherlands, Heron, v. 49(2), p. 119-137, 2004.

WILHOITE, G.; ZANDONINI, R.; ZAVELANI, A. **Behavior and strength of angles in compression: An experimental investigation**. Annual Convention and Structures Congress, ASCE, San Francisco, 1984.

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

YANG, Y. B. **Linear and non-linear analysis of space frames with nonuniform torsion using iterative computer graphics**. Ph.D. Thesis, Cornell University, Ithac, New York, 1984.



# ANEXOS

**ANEXO A – FORÇAS PROVOCADAS PELO VENTO EM  
COMPONENTES DE LINHAS DE TRANSMISSÃO SEGUNDO A  
IEC 60826 (2003)**

## ANEXO A

Neste anexo são descritas todas as etapas para a obtenção das forças do vento nos componentes de uma linha de transmissão (LT) – torres, cadeias de isoladores e cabos – desde a obtenção da velocidade do vento na região da LT, até a determinação das forças sobre os componentes, segundo os critérios da IEC 60826 (2003).

### A.1. VELOCIDADE DO VENTO

A velocidade de referência do vento  $V_R$  (em m/s), correspondente a um determinado período de retorno  $T$  (em anos), é utilizada na determinação da pressão dinâmica e das forças do vento sobre os cabos, isoladores e torres (suportes).  $V_R$  pode ser determinada a partir de uma análise estatística de dados de velocidade do vento na região de implantação da LT. Esses dados devem ser obtidos a 10 metros acima do terreno, com a velocidade média sobre um período de 10 minutos.

A velocidade e a turbulência do vento dependem da rugosidade do terreno, quanto maior a rugosidade, mais turbulento é o vento e menor sua velocidade. Quatro categorias de terreno são consideradas na IEC 60826 (2003), como indicado na tabela A.1.

Tabela A.1: Definição da rugosidade do terreno e do fator de rugosidade ( $K_R$ ).

Categoria do terreno	Características do terreno	Fator de rugosidade ( $K_R$ )
A	Vastas extensões de água, áreas costeiras planas e desertos planos	1,08
B	Terreno aberto com poucos obstáculos (aeroportos, campos com poucas árvores, etc.)	1,00
C	Terreno com obstáculos pequenos e numerosos de pequena altura (árvores, construções, etc.)	0,85
D	Áreas urbanas e terrenos com muitas árvores altas	0,67

Fonte: IEC 60826, 2003.

Usualmente  $V_R$  é medida em terrenos categoria B, tais como aeroportos. Em tais casos  $V_R$  é identificada como  $V_{RB}$ . Se  $V_{RB}$  é conhecida,  $V_R$  pode ser determinada por:

$$V_R = V_{RB} K_R \quad (\text{A.1})$$

onde:  $K_R$  é o fator de rugosidade do terreno, dado na tabela A.1. Para regiões com rugosidade intermediária,  $K_R$  pode ser interpolado.

A determinação da velocidade de referência do vento ( $V_R$ ) depende do nível de confiabilidade para o qual a linha está sendo projetada, podendo ser avaliada da seguinte forma:

1º) Determinação da velocidade registrada do vento ( $V_B$ ): é a velocidade média do vento (em m/s), durante um período de 10 minutos, na condição padrão, ou seja, a 10 metros acima do terreno, em campo aberto com poucos obstáculos (terreno categoria B).

2º) Determinação da velocidade máxima anual do vento ( $V_m$ ): é a máxima velocidade ( $V_B$ ) registrada em um ano (em m/s). A distribuição de  $V_m$  é usualmente descrita pela distribuição de extremos (Gumbel tipo I), cuja função de probabilidade acumulada (fpa) é da forma:

$$P(x) = \exp \{ - \exp [ - \alpha (x - \beta) ] \} \quad (\text{A.2})$$

onde:  $\alpha = C_1/\sigma$  é o parâmetro de escala;

$\beta = \bar{x} - C_2/\alpha$  é o parâmetro de localização da distribuição.

A equação A.2 expressa a probabilidade  $P(x)$  que um valor aleatório seja menor que o valor “x” em uma distribuição de extremos (Gumbel tipo I), com valor médio  $\bar{x}$  e desvio padrão  $\sigma$ .

Os parâmetros  $C_1$  e  $C_2$  dependem do número de anos ( $n$ ) com observações da velocidade máxima anual, e são dados em CIGRÉ, 2000. Por exemplo, quando “n” é muito grande (tende a infinito):  $C_1 = 1,28255$  e  $C_2 = 0,57722$ , e a equação A.2 torna-se:

$$P(x) = \exp \left\{ - \exp \left[ - \pi \left( x - \bar{x} + 0,45 \sigma \right) / \left( \sqrt{6} \sigma \right) \right] \right\} \quad (\text{A.3})$$

De forma simplificada, o período de retorno  $T$  do valor  $x$  pode ser determinado por:

$$T = \frac{1}{1 - P(x)} \quad (\text{A.4})$$

Rearranjando as equações A.3 e A.4, obtém-se:

$$x = \bar{x} - 0,45 \sigma - \frac{\sigma \sqrt{6}}{\pi} \left[ \ln \left( - \ln \left( 1 - 1/T \right) \right) \right] \quad (\text{A.5})$$

A equação A.5 fornece o valor da velocidade do vento, identificada por  $x$ , com um período de retorno  $T$  em função do valor médio de  $x$  ( $\bar{x} = \bar{V}_m$ ) e do seu desvio padrão ( $\sigma = \sigma_{V_m}$ ), quando o número de anos ( $n$ ) com observações da velocidade máxima anual é muito grande (tende a infinito).

3º) Velocidade extrema do vento ( $V_M$  ou  $V_{RB}$ ): determinada a partir da média das velocidades máximas anuais ( $\bar{V}_m$ ) e do desvio padrão desta série de dados de vento ( $\sigma_{V_m}$ ). A velocidade extrema do vento é referida às condições padrão e ajustada para o período de retorno  $T$  adotado, sendo função do nível de confiabilidade para o qual a linha é projetada. A tabela A.2 fornece os valores da relação  $V_{RB}/\bar{V}_m$ , calculados a partir da distribuição de extremos (Gumbel tipo I) (equação A.5), para típicos coeficientes de variação ( $\sigma_{V_m}/\bar{V}_m$ ) e diferentes níveis de confiabilidade.

A descrição dos níveis de confiabilidade está resumida na tabela A.3.

Tabela A.2: Valores para o cálculo da velocidade extrema do vento ( $V_M$  ou  $V_{RB}$ ).

Nível de confiabilidade	Período de retorno (T) em anos	$V_{RB} / \bar{V}_m$		
		$\sigma_{V_m} / \bar{V}_m = 0,12$	$\sigma_{V_m} / \bar{V}_m = 0,16$	$\sigma_{V_m} / \bar{V}_m = 0,20$
1	50	1,31	1,41	1,52
2	150	1,41	1,55	1,69
3	500	1,53	1,70	1,88

Fonte: IEC 60826, 2003.

Tabela A.3: Níveis de confiabilidade da LT.

Nível de confiabilidade	Período de retorno (T) (anos)	$P_f$ anual $\cong 1/(2T)$	Características da LT
1	50	1%	Circuito simples até 230 kV Circuito duplo < 230 kV Confiabilidade mínima
2	150	0,333%	Urbanas Radiais e importantes Maior confiabilidade
3	500	0,1%	Tensão > 500 kV Radiais e muito importantes Confiabilidade máxima

Fonte: Silva, 1992.

4º) Determinação da velocidade de referência do vento ( $V_R$ ): é a velocidade do vento no local de implantação da linha, determinada conforme a equação A.1, a partir da velocidade extrema do vento ( $V_M$  ou  $V_{RB}$ ) ajustada para a rugosidade do terreno na região da LT.

Em muitos países são fornecidos mapas de isopleias (linhas com mesma velocidade do vento) cobrindo todo o território, dando usualmente a velocidade do vento sobre 10 minutos com 50 anos de período de retorno. Nos Estados Unidos a velocidade do vento sobre 3 segundos foi adotada recentemente. No Brasil, a norma NBR 6123 (ABNT, 1988) fornece os valores da

velocidade básica do vento, isto é, a máxima velocidade média de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do nível do terreno, em campo aberto e plano (terreno categoria B). Esta velocidade deve ser ajustada para a velocidade de referência ( $V_{RB}$ ).

Cabe salientar que os ventos mais importantes para a engenharia estrutural, responsáveis pela maioria dos registros de ventos extremos nas regiões de latitude média da América do Sul, são as tormentas extratropicais ou EPS (*Extended Pressure Systems*) e as tormentas elétricas ou TS (*Thunderstorms*). Sabe-se que estes eventos apresentam diferentes descrições probabilísticas, além das diferenças com respeito aos efeitos aerodinâmicos.

As tormentas EPS são caracterizadas pela sua longa duração, por atingir regiões com grandes dimensões (da ordem de centenas de quilômetros), pela atmosfera verticalmente estável e pela velocidade média do vento razoavelmente constante ao longo de sua duração. Na região sul e centro-sul do Brasil, as tormentas EPS são responsáveis por aproximadamente 4 de cada 5 observações de velocidade máxima anual.

As tormentas TS são chamadas elétricas porque a fricção das partículas sólidas descendentes (gotas, cristais e gelo) com o ar circundante gera uma diferença de potencial elétrico entre as nuvens ou entre as nuvens e o solo, produzindo descargas elétricas. Essas tormentas são caracterizadas pela sua curta duração (entre 3 e 30 minutos), por seu efeito localizado, pelas fortes rajadas de vento e por uma atmosfera verticalmente instável, devido ao considerável gradiente térmico vertical que provoca violentos movimentos verticais do ar.

Cerca de 20% dos registros de velocidade máxima anual nas regiões sul e centro-sul do Brasil são causados por tormentas TS. Mesmo assim, a maior parte dos acidentes provocados pelo vento em linhas de transmissão é atribuída a eventos TS, ou a combinação TS-EPS.

Com base nas características das tormentas, pode-se observar que a expressão para a determinação da velocidade de referência do vento vale para tormentas EPS, pois está relacionada a uma velocidade média durante um período de 10 minutos. Para tormentas TS deve ser considerada a velocidade de rajada, a qual é determinada como a média durante 3 segundos (pois os anemômetros não conseguem medir a velocidade instantânea), resultando em uma velocidade de referência maior.

Além do tipo de tormenta, a direção do vento também representa uma importante característica na análise estrutural (Riera e Rocha, 1998), principalmente em estruturas sensíveis à orientação do vento, como é o caso das LT.

## A.2. FORÇAS PROVOCADAS PELO VENTO SOBRE OS COMPONENTES DA LT

As forças causadas pela ação do vento sobre os componentes de uma LT são proporcionais à pressão dinâmica de referência do vento ( $q_0$ ), calculada conforme a equação A.6 (em  $N/m^2$ ):

$$q_0 = \frac{1}{2} \tau \rho V_R^2 \quad (A.6)$$

onde:  $\rho$  é a massa específica do ar, ou massa do ar por unidade de volume (em  $kg/m^3$ );

$V_R$  é a velocidade de referência do vento (em  $m/s$ );

$\tau$  é o fator de correção da massa específica do ar, dado na tabela A.4.

Tabela A.4: Fator de correção  $\tau$  da massa específica do ar, em função da altitude e da temperatura.

Temperatura (°C)	Altitude (m)			
	0	1000	2000	3000
30	0,95	0,84	0,75	0,66
15	1,00	0,89	0,79	0,69
0	1,04	0,94	0,83	0,73
- 15	1,12	0,99	0,88	0,77
- 30	1,19	1,05	0,93	0,82

Fonte: IEC 60826, 2003.

A massa específica do ar ( $\rho$ ) vale  $1,225 \text{ kg/m}^3$  para uma temperatura de  $15^\circ\text{C}$  e uma pressão atmosférica de  $101,3 \text{ kPa}$  ao nível do mar (condições normais de temperatura e pressão). Para outras condições de altitude e temperatura, a massa específica do ar pode ser obtida da tabela A.4 ou calculada pela expressão A.7, fornecida na NBR 5422 (ABNT, 1985):



$$\rho = \frac{1,293}{1 + 0,00367 t} \left( \frac{16000 + 64 t - H}{16000 + 64 t + H} \right) \quad (\text{A.7})$$

onde:  $t$  é a temperatura coincidente (em °C), ou seja, é o valor da média das temperaturas mínimas diárias, considerada coincidente com a ocorrência da velocidade do vento utilizada no projeto;

$H$  é a altitude média da região de implantação da LT, em metros.

A expressão A.7 resulta em valores bastante próximos daqueles fornecidos na tabela A.4.

### A.2.1. Força causada pelo vento nos cabos

A força ( $F_C$ ) causada pelo efeito do vento sobre um vão de comprimento  $L$ , soprando com um ângulo  $\Omega$  com os cabos, transmitida pelo cabo ou feixe de cabos a uma cadeia de isoladores e desta a uma torre é dada pela equação A.8 (em N):

$$F_C = q_0 C_{XC} G_C G_L n d \frac{L}{2} \text{sen}^2 \Omega \quad (\text{A.8})$$

onde:  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência do vento (em  $\text{N/m}^2$ ), determinada na equação A.6;

$C_{XC}$  é o coeficiente de arrasto do cabo, tomado igual a 1,0 para os cabos encordados e velocidades de vento usuais. Outros valores podem ser adotados quando obtidos diretamente de medições ou ensaios em túnel de vento;

$G_C$  é o fator combinado para os cabos, determinado no gráfico da figura A.1 ou nas equações A.9 a A.12, fornecidas na IEC 60826 (2003).  $G_C$  leva em conta a turbulência do vento (categoria do terreno) e o efeito da variação da velocidade do vento com a altura do cabo sobre o terreno ( $Z_C$ );

$G_L$  é o fator que leva em conta o comprimento do vão ( $L$ ), e pode ser determinado no gráfico da figura A.2 ou na equação A.13, fornecidas na IEC 60826 (2003);

$n$  é o número de cabos de um feixe de condutores;

$d$  é o diâmetro do cabo (em metros);

$L$  é o comprimento do vão (em metros);

$\Omega$  é o ângulo de incidência da direção do vento em relação à direção do cabo ( $\Omega = 90^\circ$  quando o vento é perpendicular ao cabo), como indicado na figura A.3.

A altura a ser considerada para os cabos deve ser a do centro de gravidade dos cabos suspensos ( $Z_C$ ), indicada na figura A.4

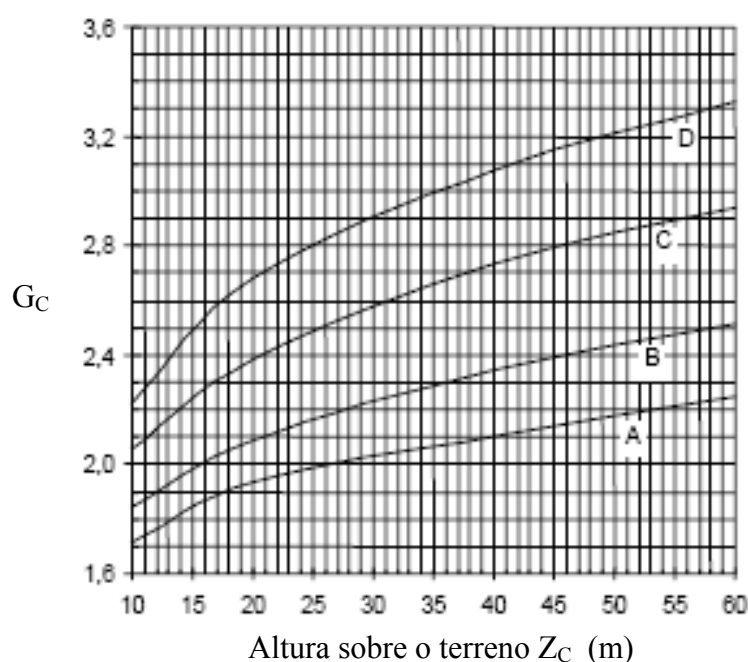


Figura A.1: Fator combinado para os cabos ( $G_C$ ), para várias categorias de terreno e alturas sobre o terreno.

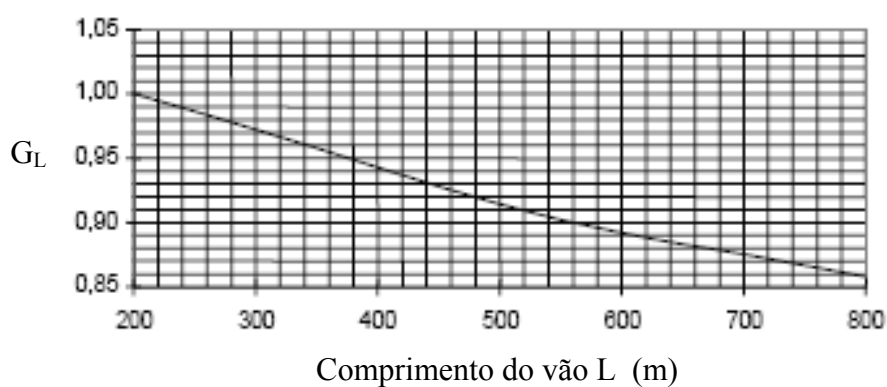


Figura A.2: Fator que leva em conta o comprimento do vão ( $G_L$ ).

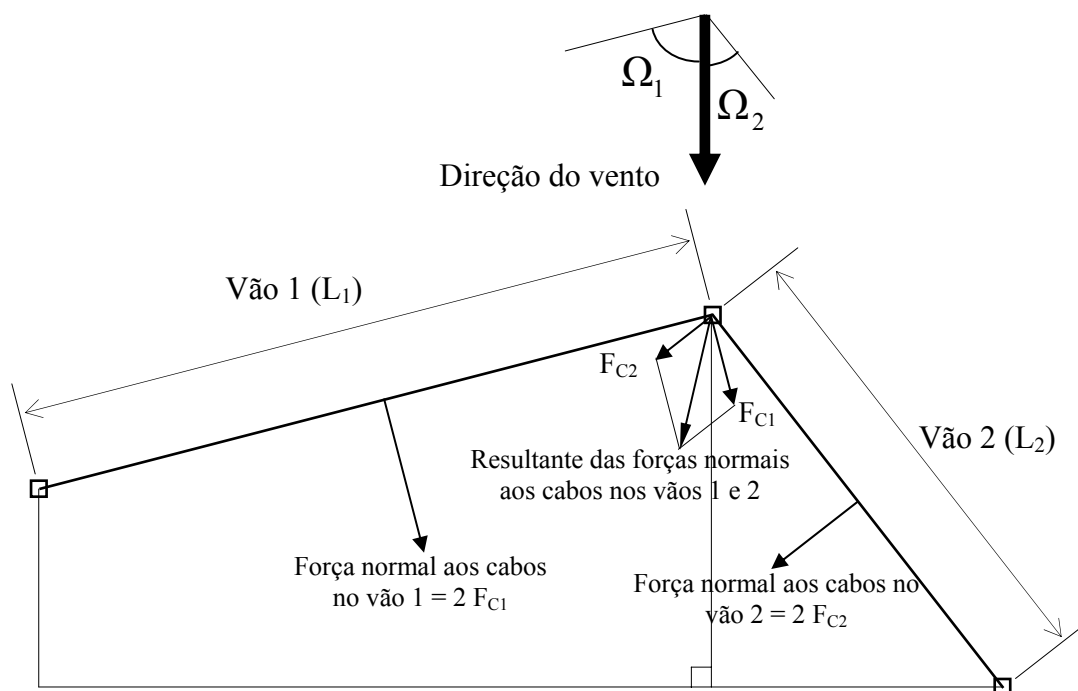


Figura A.3: Ângulos de incidência do vento nos cabos.

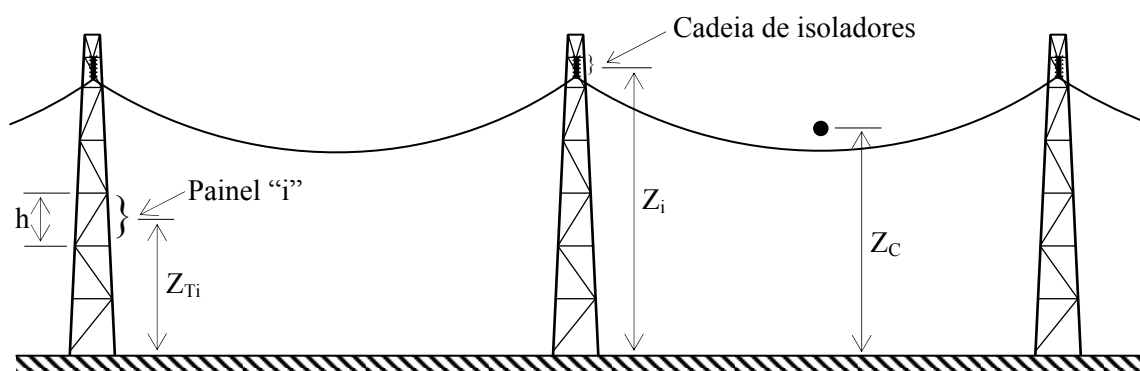


Figura A.4: Esquema simplificado de uma LT.

As equações A.9 a A.12 fornecem o valor do fator combinado ( $G_C$ ) para os cabos.

$$G_C = 0,2914 \cdot \ln(Z_C) + 1,0468 \rightarrow \text{para terreno categoria A} \quad (\text{A.9})$$

$$G_C = 0,3733 \cdot \ln(Z_C) + 0,9762 \rightarrow \text{para terreno categoria B} \quad (\text{A.10})$$

$$G_C = 0,4936 \cdot \ln(Z_C) + 0,9124 \rightarrow \text{para terreno categoria C} \quad (\text{A.11})$$

$$G_C = 0,6153 \cdot \ln(Z_C) + 0,8144 \rightarrow \text{para terreno categoria D} \quad (\text{A.12})$$

A equação A.13 fornece o valor do fator  $G_L$ :

$$G_L = 4 \cdot 10^{-10} \cdot L^3 - 5 \cdot 10^{-7} \cdot L^2 - 10^{-4} \cdot L + 1,0403 \quad (\text{A.13})$$

### **A.2.2. Força causada pelo vento nas cadeias de isoladores**

A força causada pela ação do vento sobre uma cadeia de isoladores consiste na soma das forças transmitidas pelos cabos ( $F_C$ ) com a força atuando diretamente sobre a cadeia ( $F_i$ ).

A força ( $F_i$ ) provocada pelo efeito do vento atuando diretamente na cadeia de isoladores, transmitida ao ponto de suspensão da cadeia na torre, na direção do vento, é dada por (em N):

$$F_i = q_0 \cdot C_{xi} \cdot G_t \cdot A_i \quad (\text{A.14})$$

onde:  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência do vento (em  $\text{N/m}^2$ ), determinada na equação A.6;

$C_{xi}$  é o coeficiente de arrasto dos isoladores, tomado igual a 1,20;

$G_t$  é o fator combinado, dado nas equações A.15 a A.18 ou no gráfico da figura A.5, fornecidas na IEC 60826 (2003).  $G_t$  é função da rugosidade do terreno e da altura do centro de gravidade da cadeia de isoladores sobre o terreno ( $Z_i$ ), indicada na figura A.4;

$A_i$  é a área da cadeia de isoladores, projetada horizontalmente sobre um plano vertical paralelo ao eixo da cadeia (em  $\text{m}^2$ ).

As equações A.15 a A.18 fornecem o valor do fator combinado ( $G_t$ ) aplicado as cadeias de isoladores:

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_i^2 + 0,0232 \cdot Z_i + 1,4661 \rightarrow \text{para terreno categoria A} \quad (\text{A.15})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_i^2 + 0,0274 \cdot Z_i + 1,6820 \rightarrow \text{para terreno categoria B} \quad (\text{A.16})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_i^2 + 0,0298 \cdot Z_i + 2,2744 \rightarrow \text{para terreno categoria C} \quad (\text{A.17})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_i^2 + 0,0384 \cdot Z_i + 2,9284 \rightarrow \text{para terreno categoria D} \quad (\text{A.18})$$

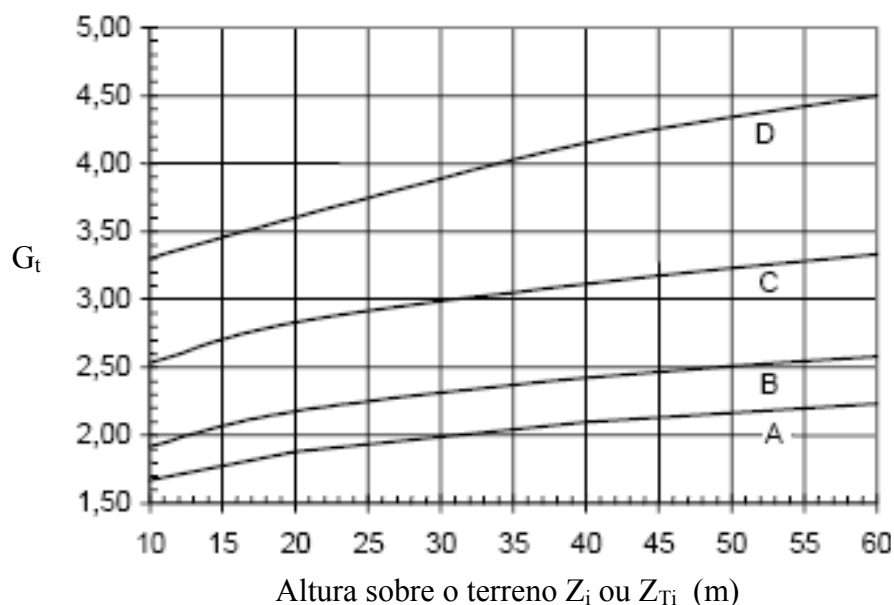


Figura A.5: Fator combinado ( $G_t$ ) aplicado as cadeias de isoladores e as torres.

### A.2.3. Força causada pelo vento nas torres

As forças causadas pela ação do vento sobre uma torre consistem na soma das forças transmitidas pelos cabos ( $F_C$ ) e cadeias de isoladores ( $F_i$ ) com as forças atuando sobre a própria torre ( $F_t$ ).

Para determinar a força do vento atuando diretamente sobre uma torre, a mesma deve ser dividida em painéis, cada um com uma altura “h” (distância entre as interseções dos montantes com as diagonais), não superiores a 10 metros, como ilustrado na figura A.4.

A força ( $F_t$ ) causada pela ação direta do vento em torres metálicas treliçadas de seção transversal quadrada ou retangular, constituída de cantoneiras, agindo na direção do vento e no centro de gravidade de cada painel, é dada pela equação A.19 (em N):

$$F_t = q_0 (1 + 0,2 \text{ sen}^2 2\theta) (S_{t1} C_{Xt1} \cos^2 \theta + S_{t2} C_{Xt2} \text{ sen}^2 \theta) G_t \quad (\text{A.19})$$

onde:  $q_0$  é a pressão dinâmica de referência do vento (em  $\text{N/m}^2$ ), determinada na equação A.6;

$\theta$  é o ângulo de incidência da direção do vento com a perpendicular a face 1 do painel da torre, medido em um plano horizontal, conforme a figura A.6 fornecida na IEC 60826 (2003);

$S_{t1}$  é a área total da superfície dos perfis em um painel de altura “h”, projetada perpendicularmente a face 1 da torre (em  $\text{m}^2$ );

$S_{t2}$  é a área total da superfície dos perfis no mesmo painel, projetada perpendicularmente a face 2 da torre (em  $\text{m}^2$ );

$C_{Xt1}$  e  $C_{Xt2}$  são os coeficientes de arrasto próprios das faces 1 e 2 para um vento perpendicular a cada face. Estes coeficientes são fornecidos no gráfico da figura A.7 ou na equação A.20, dadas na IEC 60826 (2003) e válidas para painéis formados por barras com superfícies planas.  $C_{Xt1}$  e  $C_{Xt2}$  são função do índice de área exposta do painel ( $\chi$ ), definida como a relação entre a área da superfície dos perfis ( $S_{t1}$  ou  $S_{t2}$ ) e a área da figura circunscrita no painel considerado;

$G_t$  é o fator combinado, dado no gráfico da figura A.5 ou nas ou nas equações A.21 a A.24, fornecidas na IEC 60826 (2003).  $G_t$  é função da rugosidade do terreno e da altura do centro de gravidade de cada painel “i” sobre o terreno ( $Z_{Ti}$ ), indicada na figura A.3.

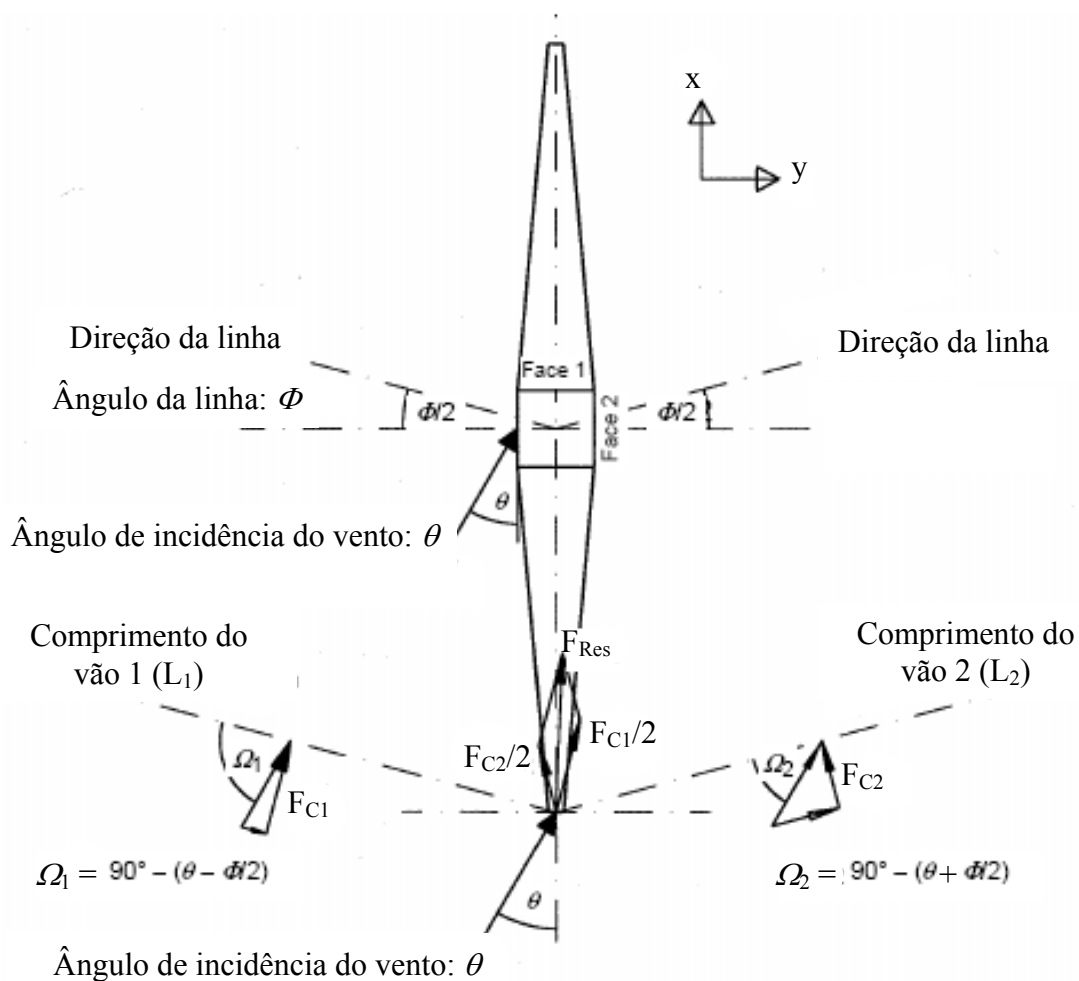


Figura A.6: Definição do ângulo de incidência do vento.

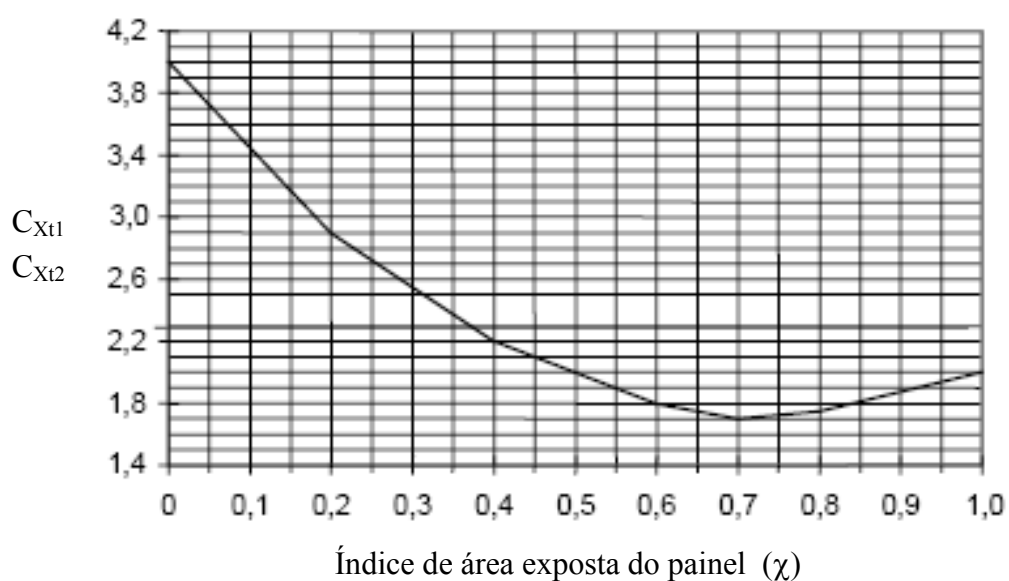


Figura A.7: Coeficientes de arrasto  $C_{Xt1}$  e  $C_{Xt2}$  para torres trapezoidais formadas por barras com superfícies planas.

A equação A.20 fornece o valor dos coeficientes de arrasto  $C_{xt1}$  e  $C_{xt2}$  para torres treliçadas formadas por barras com superfícies planas:

$$C_{xt1} = C_{xt2} = 4,1727 \cdot \chi^2 - 6,1681 \cdot \chi + 4,0088 \quad (\text{A.20})$$

As equações A.21 a A.24 fornecem o valor do fator combinado ( $G_t$ ) aplicado as torres:

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Ti}^2 + 0,0232 \cdot Z_{Ti} + 1,4661 \rightarrow \text{para terreno categoria A} \quad (\text{A.21})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Ti}^2 + 0,0274 \cdot Z_{Ti} + 1,6820 \rightarrow \text{para terreno categoria B} \quad (\text{A.22})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Ti}^2 + 0,0298 \cdot Z_{Ti} + 2,2744 \rightarrow \text{para terreno categoria C} \quad (\text{A.23})$$

$$G_t = -0,0002 \cdot Z_{Ti}^2 + 0,0384 \cdot Z_{Ti} + 2,9284 \rightarrow \text{para terreno categoria D} \quad (\text{A.24})$$



**ANEXO B – VERIFICAÇÃO DA RESISTÊNCIA EM TORRES  
METÁLICAS TRELIÇADAS**

## ANEXO B

Neste anexo são apresentadas as formulações para o cálculo da resistência (ou capacidade) das barras de perfil cantoneira e das ligações em torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão (LT) segundo a norma NBR 8850 (ABNT, 2003), e alguns comentários com respeito às normas internacionais de projeto.

### B.1. CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO

A verificação da resistência nas barras e nas ligações de uma torre metálica treliçada, submetida a uma determinada hipótese de carregamento, está baseada na metodologia dos estados limites, de acordo com a NBR 8850 (ABNT, 2003), ou seja, a torre deve ser verificada para os estados limites últimos.

Na verificação do estado limite de serviço, o deslocamento máximo transversal ou longitudinal na torre submetida ao carregamento permanente, não deve ser superior a  $H/100$ , onde  $H$  é a altura total da torre. O carregamento permanente é aquele oriundo da condição EDS (*Every Day Stress*), proveniente:

- a) do peso próprio da torre e dos cabos;
- b) da componente transversal dos cabos em torres utilizadas em deflexões (mudança de direção da linha);
- c) das forças longitudinais em torres de ancoragem.

Para os estados limites últimos, os componentes da torre devem resistir às solicitações causadas pelas cargas de projeto atuantes, satisfazendo a inequação B.1:

$$S_d \leq R_d \quad (\text{B.1})$$

onde:  $S_d$  representa as solicitações de cálculo (tração, compressão, cisalhamento e esmagamento) atuantes nos componentes da torre, obtidas através da análise estrutural, quando o modelo é submetido às hipóteses de carregamento com as cargas de projeto. Nas solicitações obtidas a partir da ação do vento não são aplicados coeficientes de ponderação. Tais ações são definidas para um determinado período de retorno de velocidade do vento, função do nível de confiabilidade para o qual a linha é projetada.

$R_d$  representa a resistência de cálculo de cada componente estrutural da torre, obtida através da aplicação do fator de resistência  $\Phi_R$  sobre a resistência característica  $R_k$ , conforme a equação B.2:

$$R_d = \Phi_R R_k \quad (\text{B.2})$$

A resistência característica de um componente da torre ( $R_k$ ), também chamada de resistência nominal ou ainda resistência limite, é calculada em função da tensão característica (escoamento, ruptura, cisalhamento ou esmagamento) do componente ou da flambagem de uma barra crítica.

Uma torre metálica de LT é dimensionada a partir da idéia do “elo mais fraco”, como mencionado no capítulo 4. Portanto, a carga de colapso da torre é aquela que faz com que um determinado estado limite de uma barra ou de uma ligação seja ultrapassado.

Os valores do fator de resistência  $\Phi_R$ , especificados na NBR 8850 (ABNT, 2003) são:

- a) para torre projetada e testada através de teste de protótipo:  $\Phi_R = 0,93$ ;
- b) para torre de suspensão projetada sem teste de protótipo:  $\Phi_R = 0,90$ ;
- c) para torres de ancoragem e especiais projetadas sem teste de protótipo:  
 $\Phi_R = 0,85$ .

Seguindo a filosofia do método dos estados limites, discutida no capítulo 2, o fator de minoração da resistência característica ( $\Phi_R$ ), aplicado ao componente que está sendo projetado, leva em consideração (IEC 60826, 2003):

- a) o número de componentes (N) da linha expostos ao carregamento de máxima intensidade, pois quando a máxima intensidade da carga atua sobre N componentes a confiabilidade é menor do que se a carga atuasse sobre um único componente. Portanto, quando  $N > 1$ , é aplicado o fator de minoração da resistência  $\Phi_N$ ;
- b) a coordenação das resistências selecionadas entre os componentes, aplicando o fator de minoração da resistência  $\Phi_S$  ao componente que deve ser mais confiável. A seqüência natural de falha deve ser estabelecida partindo do elo mais fraco para o mais forte. Por exemplo, para as torres de suspensão, esta seqüência é: torre  $\rightarrow$  fundação  $\rightarrow$  isoladores  $\rightarrow$  cabos;
- c) a diferença no nível de qualidade dos componentes fabricados especialmente para testes, sob condições ideais, daqueles fabricados em série e usados em condições diferentes das ideais. Neste caso é aplicado o fator de resistência  $\Phi_Q$ . O valor  $\Phi_Q = 1$  é usado somente quando os ensaios são executados sob condições similares as situações reais de fabricação e montagem;
- d) a diferença entre o limite de exclusão real da resistência característica e o limite de exclusão suposto ( $e = 10\%$ ), associada ao fator de resistência  $\Phi_C$ , usualmente considerado igual a 1,0.

Considerando que todos estes fatores de resistência sejam estatisticamente independentes,  $\Phi_R$  pode ser obtido pelo produto deles:

$$\Phi_R = \Phi_N \Phi_S \Phi_Q \Phi_C \quad (\text{B.3})$$

## B.2. VERIFICAÇÃO DE BARRAS COMPRIMIDAS

O esforço normal de compressão de cálculo  $S_{dc}$ , determinado na análise estrutural, em qualquer barra de uma torre treliçada, deve ser menor ou igual à resistência de cálculo  $R_{dc}$  desta barra:

$$S_{dc} \leq R_{dc} \quad (B.4)$$

A resistência de cálculo à compressão de uma barra é dada por:

$$R_{dc} = \Phi_R f_C A_g \quad (B.5)$$

onde:  $\Phi_R$  é o fator de minoração da resistência, mencionado anteriormente;

$A_g$  é a área bruta da seção transversal do perfil;

$f_C$  é a tensão limite de compressão, atuando na área bruta da seção transversal da barra submetida a um carregamento axial de compressão, calculada como:

$$f_C = f_y - \left( \frac{f_y^2}{4 \pi^2 E} \right) \lambda^2 \quad \text{Para } \lambda \leq \pi \sqrt{2 E / f_y} \quad (B.6)$$

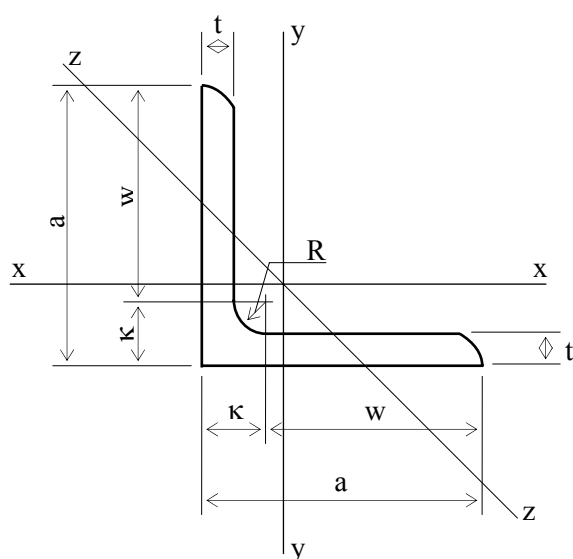
$$f_C = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} \quad \text{Para } \lambda > \pi \sqrt{2 E / f_y} \quad (B.7)$$

onde:  $\lambda = k L / r$  é o índice de esbeltez ou esbeltez efetiva da barra,  $k$  é o coeficiente de comprimento efetivo,  $L$  é o comprimento real não contraventado da barra e  $r$  é o raio de giração da seção transversal;

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço;

$E$  é o módulo de elasticidade longitudinal do aço.

A tensão limite de compressão para cantoneiras utilizadas em torres metálicas de LT (figura B.1) é calculada em função da flambagem local das abas, a qual depende da esbeltez local ( $w / t$ ) das mesmas.



$a$  = largura da aba;

$t$  = espessura da aba da cantoneira;

$R$  = raio de laminação;

$\kappa = t + R$ ;

$w = (a - \kappa)$  = largura plana da aba.

Figura B.1: Cantoneira de abas iguais usada em torres de LT.

Neste caso, o valor de  $f_y$  na equação B.6 deve ser substituído por  $f_{cr}$ , conforme indicado abaixo:

$$\text{Se } w/t \leq \text{Lim}_1 \quad f_{cr} = f_y \quad (\text{cantoneiras compactas})$$

$$\text{Se } \text{Lim}_1 < w/t \leq \text{Lim}_2 \quad f_{cr} = [1,677 - 0,677 (w/t) / \text{Lim}_1] f_y \quad (\text{B.8})$$

$$\text{Se } w/t > \text{Lim}_2 \quad f_{cr} = 0,3276 E / (w/t)^2$$

onde:  $\text{Lim}_1 = 0,470 (E / f_y)^{1/2}$

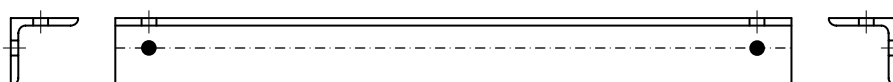
$$\text{Lim}_2 = 0,846 (E / f_y)^{1/2}$$

Em perfis laminados do tipo cantoneira, a flambagem por flexão é determinante, exceto no caso de esbeltez ( $\lambda$ ) pequena, onde a flambagem por flexo-torção também deve ser verificada (Pfeil e Pfeil, 2000). A expressão da norma Brasileira para a determinação da tensão limite de compressão  $f_c$  refere-se à flambagem por flexão, e é idêntica a expressão da norma Americana ASCE Standard 10-97 (2000).

No cálculo do índice de esbeltez ( $\lambda$ ) nas equações B.6 e B.7, a relação  $(L/r)$  é o maior valor entre  $(L_x/r_x)$ ,  $(L_y/r_y)$  e  $(L_z/r_z)$ , onde  $L_x$ ,  $L_y$  e  $L_z$  são os comprimentos não contraventados que definem a flambagem da cantoneira em torno dos eixos locais x-x, y-y ou z-z, indicados na

figura B.1, e  $r_x$ ,  $r_y$  e  $r_z$  são os raios de giração da seção transversal em torno dos respectivos eixos locais. O valor do coeficiente de comprimento efetivo ( $k$ ) depende das condições de aplicação da carga de compressão (excêntrica ou concêntrica) e das condições de extremidade da barra (restringida ou livre à rotação). Os seguintes valores são recomendados na NBR 8850 (ABNT, 2003):

- Montantes comprimidos parafusados em ambas as abas com  $L/r \leq 150$  (forças concêntricas em ambas as extremidades)

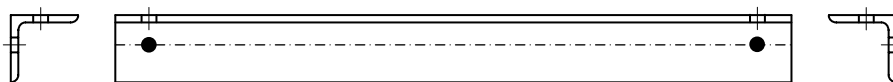


$$k = 1$$

(B.9)

- Demais barras comprimidas com  $L/r \leq 120$ : a tensão depende da excentricidade da ação na ligação (parafusos nas duas abas ou em apenas uma aba):

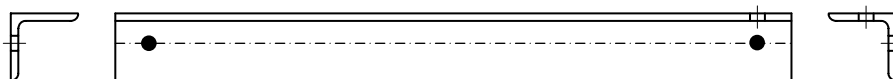
Para barras com forças concêntricas em ambas as extremidades



$$k = 1$$

(B.10)

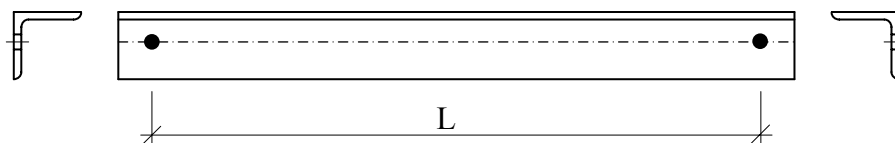
Para barras com força concêntrica em uma extremidade e excêntrica na outra



$$k = 0,75 + \frac{30}{(L/r)} \geq 1$$

(B.11)

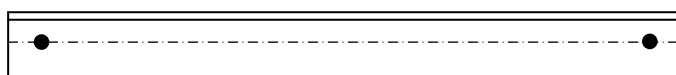
Para barras com forças excêntricas em ambas as extremidades



$$k = 0,50 + \frac{60}{(L/r)} \geq 1 \quad (\text{B.12})$$

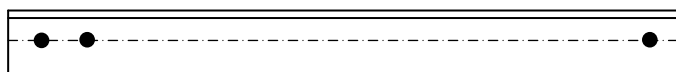
- Barras comprimidas com  $L/r > 120$  (exceto montantes): a tensão depende da restrição à rotação na ligação:

Para barras com um parafuso em ambas as extremidades



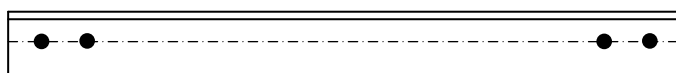
$$k = 1 \quad (\text{B.13})$$

Para barras com dois ou mais parafusos em uma das extremidades



$$0,89 \leq k = 0,762 + \frac{28,6}{(L/r)} \leq 1 \quad (\text{B.14})$$

Para barras com dois ou mais parafusos em ambas as extremidades



$$0,80 \leq k = 0,615 + \frac{46,2}{(L/r)} \leq 1 \quad (\text{B.15})$$



### B.3. VERIFICAÇÃO DE BARRAS TRACIONADAS

A solicitação de tração de cálculo  $S_{dt}$ , determinada na análise estrutural, atuando em qualquer barra de uma torre treliçada, deve ser menor ou igual à resistência de cálculo  $R_{dt}$  desta barra:

$$S_{dt} \leq R_{dt} \quad (\text{B.16})$$

A resistência de cálculo à tração de uma barra é dada por:

$$R_{dt} = \Phi_R f_t A_n \quad (\text{B.17})$$

onde:  $\Phi_R$  é o fator de minoração da resistência limite, descrito anteriormente;

$f_t$  é a tensão limite de tração, igual a  $f_y$  em barras tracionadas com carregamento concêntrico (cantoneiras com parafusos nas duas abas), e igual a  $0,9 f_y$  em barras com solicitação de tração excêntrica (cantoneiras conectadas somente por uma aba).

$f_y$  é a tensão de escoamento do aço;

$A_n$  é a área líquida da seção transversal do perfil, calculada pela expressão:

$$A_n = A_g - n d_f t + \left[ \sum \left( \frac{s^2}{4g} \right) \right] t \quad (\text{B.18})$$

onde:  $A_g$  é a área bruta da seção transversal do perfil;

$n$  é o número de furos;

$d_f$  é o diâmetro efetivo =  $d_p + 3 \text{ mm}$ ;

$d_p$  é o diâmetro nominal do parafuso;

$t$  é a espessura do perfil;

$s$  e  $g$  são as distâncias entre furos nas direções paralela e perpendicular ao esforço de tração, respectivamente, conforme ilustrado na figura B.2.

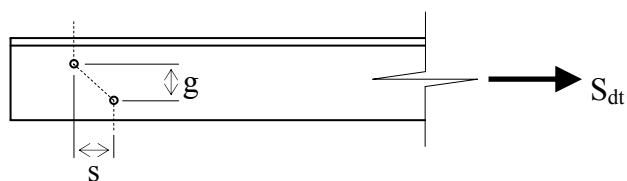


Figura B.2: Distâncias entre furos nas cantoneiras tracionadas.

#### B.4. VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS AO CISCALHAMENTO

A solicitação de cálculo que provoca o cisalhamento nos parafusos de uma ligação ( $S_{dv}$ ) deve ser menor ou igual à resistência de cálculo ao cisalhamento ( $R_{dv}$ ):

$$S_{dv} \leq R_{dv} \quad (\text{B.19})$$

A resistência de cálculo ao cisalhamento de uma ligação é dada por:

$$R_{dv} = \Phi_R f_v \sum_{i=1}^{np} (m A) \quad (\text{B.20})$$

onde:  $\Phi_R$  é o fator de minoração da resistência limite, descrito anteriormente;

$f_v$  é a tensão limite de cisalhamento do parafuso.  $f_v = 0,62 f_u$ ;

$f_u$  é a tensão limite de ruptura do aço do parafuso;

$np$  é o número de parafusos na ligação;

$m$  é o número de seções resistentes ao cisalhamento em cada parafuso (uma ou duas);

$A$  é a área da seção do corpo ou da raiz da rosca de cada parafuso da ligação, conforme a localização do plano de cisalhamento.

## B.5. VERIFICAÇÃO DE LIGAÇÕES PARAFUSADAS AO ESMAGAMENTO

A solicitação de cálculo que provoca o esmagamento na área de contato dos parafusos com os perfis em uma ligação ( $S_{dp}$ ) deve ser menor ou igual à resistência de cálculo ao esmagamento ( $R_{dp}$ ):

$$S_{dp} \leq R_{dp} \quad (\text{B.21})$$

A resistência de cálculo ao esmagamento de uma ligação é dada por:

$$R_{dp} = \Phi_R \sum_{i=1}^{np} (f_p A_C) \quad (\text{B.22})$$

onde:  $\Phi_R$  é o fator de minoração da resistência limite, mencionado anteriormente;

$np$  é o número de parafusos na ligação;

$f_p$  é a tensão limite de esmagamento (variável entre os limites de  $1,083 f_u$  e  $1,50 f_u$ ), função das distâncias dos furos às bordas e da distância entre furos, especificadas na NBR 8850 (ABNT, 2003);

$f_u$  é a tensão limite de ruptura do aço de menor resistência em contato;

$A_C = d \cdot t$  é a área de contato do parafuso com o perfil, onde  $d$  é o diâmetro nominal do parafuso e  $t$  é a espessura do perfil em contato.

**ANEXO C – RELAÇÕES MATEMÁTICAS E DIAGRAMAS DE  
INTERAÇÃO  $P \times M_p$  PARA AS SEÇÕES CANTONEIRA DA  
TORRE “SY”**

## ANEXO C

Neste anexo são apresentadas algumas relações matemáticas que visam complementar as demonstrações das equações do capítulo 8, bem como os diagramas de interação dos perfis cantoneira da torre “SY”, utilizados na definição do comportamento pós-flambagem das barras construídas com esses perfis.

### C.1. RELAÇÃO ENTRE $y_c$ E $u_i$ PARA AS BARRAS COMPRIMIDAS COM IMPERFEIÇÕES INICIAIS

Admitindo inicialmente que o comprimento do arco  $L_s$ , ilustrado na figura C.1, vale:

$$L_s = \ell + u_i \quad (C.1)$$

onde:  $\ell$  é a projeção sobre o eixo x do comprimento da barra deformada;

$u_i$  é o encurtamento da barra causado pelo aumento do deslocamento lateral  $y_c$ ;

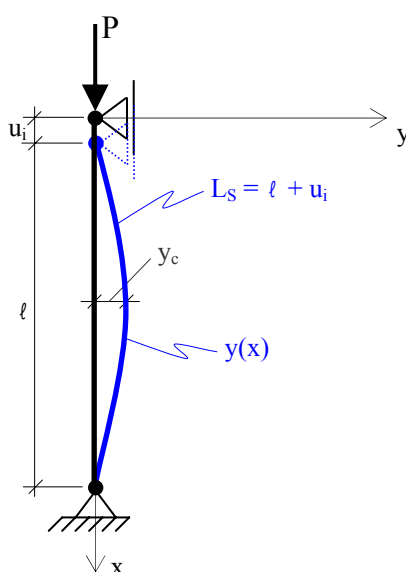


Figura C.1: Barra comprimida.

Fazendo a seguinte aproximação  $ds^2 \cong dy^2 + dx^2$ , como mostrado na Figura C.2, tem-se:

$$ds = \sqrt{dx^2 \left[ 1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2 \right]} = \sqrt{1 + \left( \frac{dy}{dx} \right)^2} dx = \sqrt{1 + y'^2} dx \quad (C.2)$$

Expandindo em série de Taylor e retendo apenas os dois primeiros termos:

$$ds \cong \left[ 1 + \frac{1}{2} y'^2 \right] dx \quad (C.3)$$

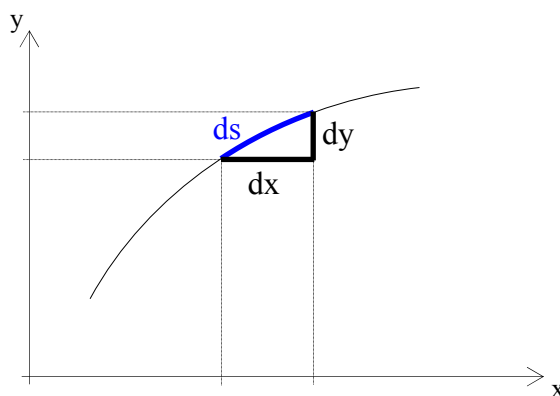


Figura C.2: Projeção do comprimento infinitesimal de arco  $ds$  sobre os eixos “x” e “y”.

Integrando ao longo de toda a barra deformada:

$$\int_0^{\ell} ds = \int_0^{\ell} \left[ 1 + \frac{1}{2} y'^2 \right] dx \quad (C.4)$$

$$Ls = \ell + \frac{1}{2} \int_0^{\ell} y'^2 dx \quad (C.5)$$

Admitindo que  $y(x)$  tem a forma de meia onda seno:

$$y(x) = y_c \sin\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \quad (\text{C.6})$$

Então:

$$y'(x) = y' = y_c \cos\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \frac{\pi}{\ell} \quad (\text{C.7})$$

$$y'^2 = y_c^2 \frac{\pi^2}{\ell^2} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) \quad (\text{C.8})$$

Porém:

$$\int_0^\ell y'^2 dx = \int_0^\ell y_c^2 \frac{\pi^2}{\ell^2} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = y_c^2 \frac{\pi^2}{\ell^2} \int_0^\ell \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx \quad (\text{C.9})$$

Como:

$$\cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) = \frac{1 + \cos\left(\frac{2\pi x}{\ell}\right)}{2} \quad (\text{C.10})$$

Então:

$$\int_0^\ell \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = \int_0^\ell \frac{1}{2} dx + \int_0^\ell \frac{1}{2} \cos\left(\frac{2\pi x}{\ell}\right) dx \quad (\text{C.11})$$

$$\int_0^{\ell} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = \frac{1}{2} [x]_0^{\ell} + \frac{1}{2} \left[ \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi x}{\ell}\right) \frac{2\pi}{\ell} \right]_0^{\ell} \quad (\text{C.12})$$

$$\int_0^{\ell} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = \frac{1}{2} \ell + \frac{1}{2} \frac{2\pi}{\ell} [\operatorname{sen}(2\pi) - \operatorname{sen}(0)] \quad (\text{C.13})$$

$$\int_0^{\ell} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = \frac{\ell}{2} \quad (\text{C.14})$$

Portanto, substituindo o resultado da equação C.14 na equação C.9, obtêm-se:

$$\int_0^{\ell} y'^2 dx = y_c^2 \frac{\pi^2}{\ell^2} \int_0^{\ell} \cos^2\left(\frac{\pi x}{\ell}\right) dx = y_c^2 \frac{\pi^2}{\ell^2} \frac{\ell}{2} = y_c^2 \frac{\pi^2}{2\ell} \quad (\text{C.15})$$

Assim, colocando a equação C.15 em C.5:

$$L_s = \ell + \frac{1}{2} \int_0^{\ell} y'^2 dx = \ell + y_c^2 \frac{\pi^2}{4\ell} \quad (\text{C.16})$$

Substituindo C.16 em C.1:

$$L_s = \ell + u_i = \ell + y_c^2 \frac{\pi^2}{4\ell} \quad (\text{C.17})$$

Chega-se a:

$$u_i = y_c^2 \frac{\pi^2}{4\ell} = y_c^2 \frac{\pi^2}{4(L_s - u_i)} \quad (\text{C.18})$$



E finalmente:

$$y_c = \frac{2}{\pi} \sqrt{L_S u_i - u_i^2} = \frac{2}{\pi} \sqrt{l u_i} \quad (\text{C.19})$$

## C.2. DIAGRAMAS DE INTERAÇÃO P x Mp PARA AS SEÇÕES CANTONEIRA DA TORRE “SY”

Os diagramas de interação P x Mp<sub>x</sub> (ou P x Mp<sub>y</sub>), aproximados por polinômios de 4º grau, e P x Mp<sub>z</sub>, aproximados por polinômios de 2º grau, para todas as seções cantoneira de abas iguais (seções “L”) da torre “SY” são apresentados nas figuras C.3 a C.18, junto com os respectivos eixos de referência.

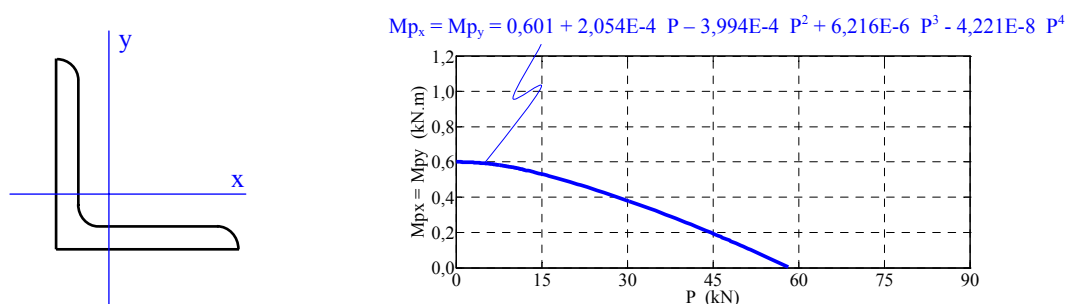


Figura C.3: Diagrama de interação P x Mp<sub>x</sub> (ou P x Mp<sub>y</sub>) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 38 × 38 × 3,2 mm.

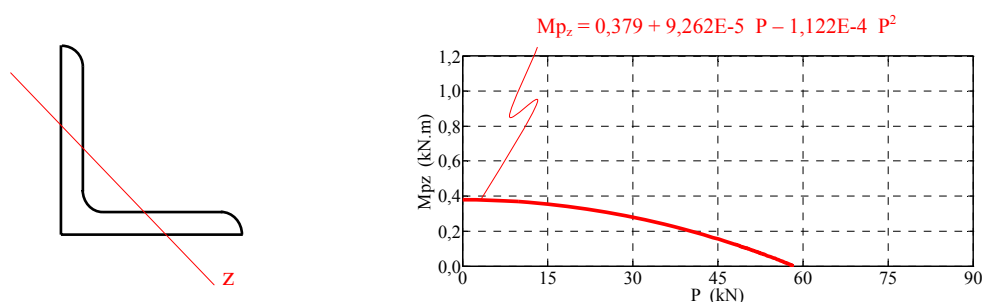


Figura C.4: Diagrama de interação P x Mp<sub>z</sub> para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 38 × 38 × 3,2 mm.

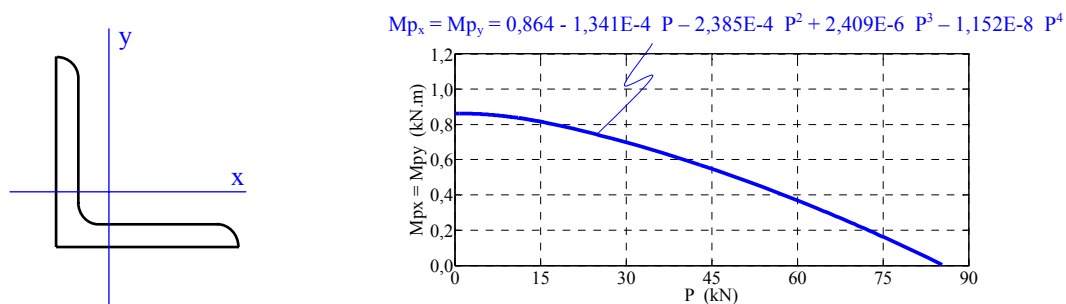


Figura C.5: Diagrama de interação P x  $M_{px}$  (ou P x  $M_{py}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 38 × 38 × 4,8 mm.

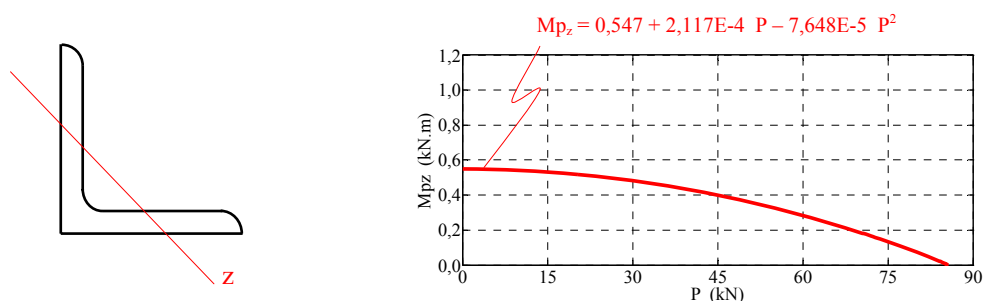


Figura C.6: Diagrama de interação P x  $M_{pz}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 38 × 38 × 4,8 mm.

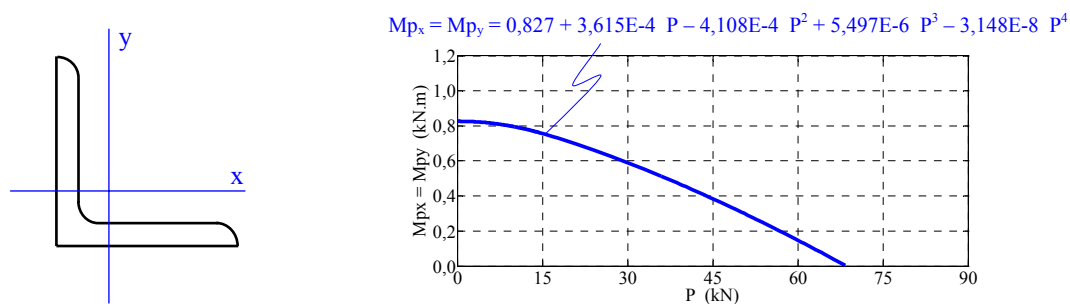


Figura C.7: Diagrama de interação P x  $M_{px}$  (ou P x  $M_{py}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 44 × 44 × 3,2 mm.

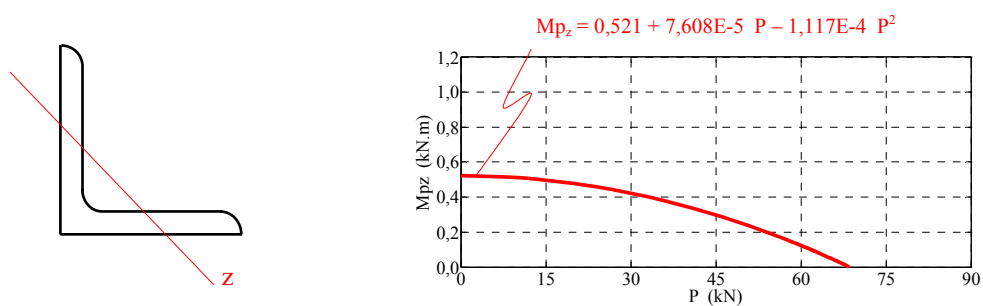


Figura C.8: Diagrama de interação P x  $M_{pz}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 44 x 44 x 3,2 mm.

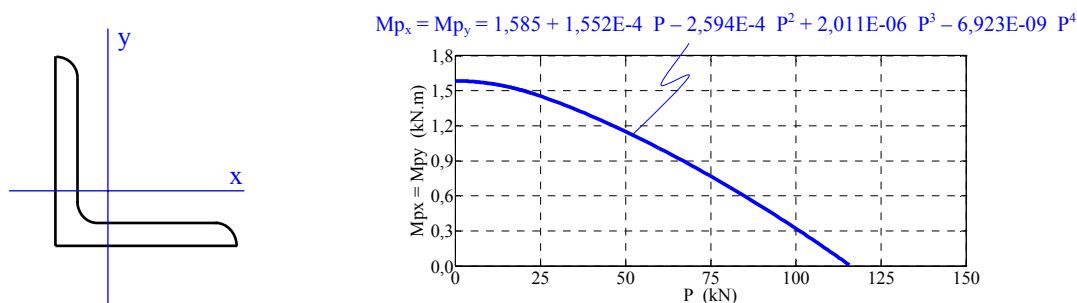


Figura C.9: Diagrama de interação P x  $M_{px}$  (ou P x  $M_{py}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 51 x 51 x 4,8 mm.

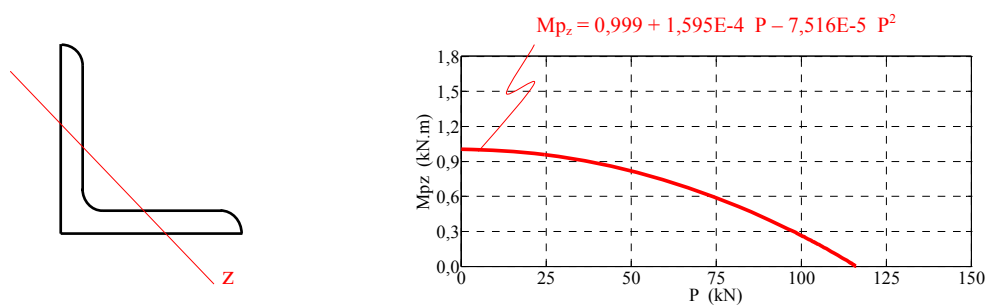


Figura C.10: Diagrama de interação P x  $M_{pz}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 51 x 51 x 4,8 mm.

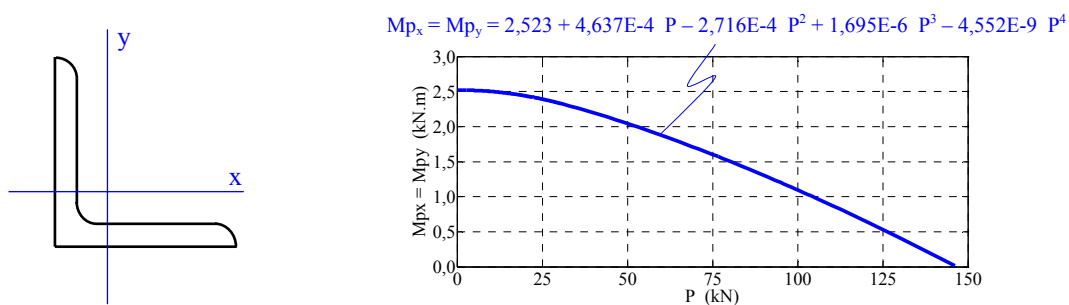


Figura C.11: Diagrama de interação P x Mpx (ou P x Mpy) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 64 × 64 × 4,8 mm.

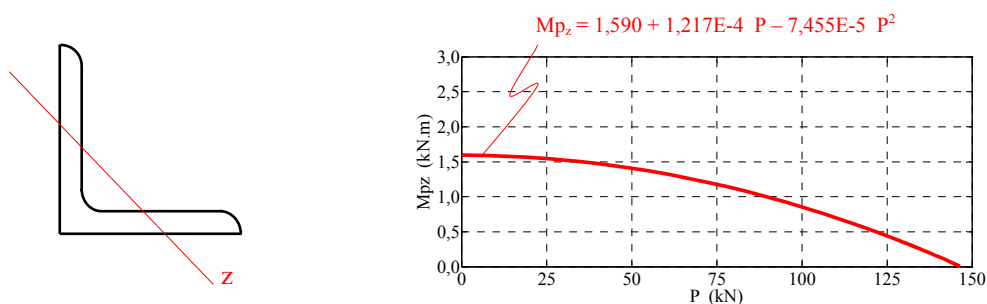


Figura C.12: Diagrama de interação P x Mpz para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 64 × 64 × 4,8 mm.

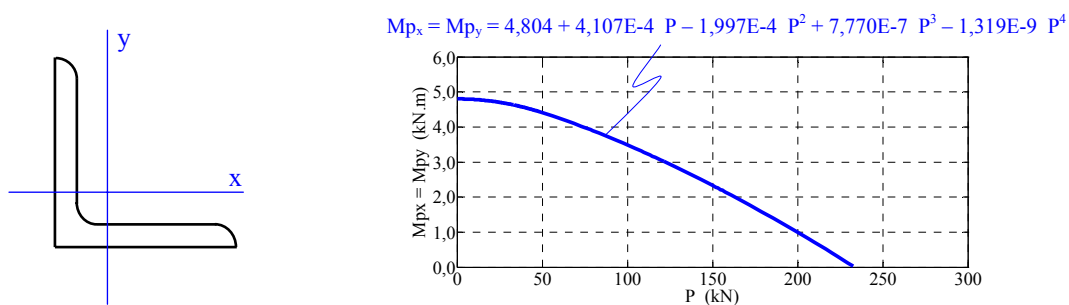


Figura C.13: Diagrama de interação P x Mpx (ou P x Mpy) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais L 76 × 76 × 6,4 mm.

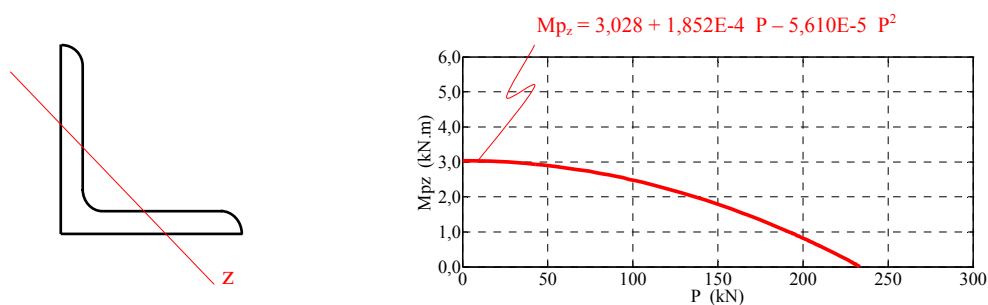


Figura C.14: Diagrama de interação  $P \times M_{pz}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 76 \times 76 \times 6,4$  mm.

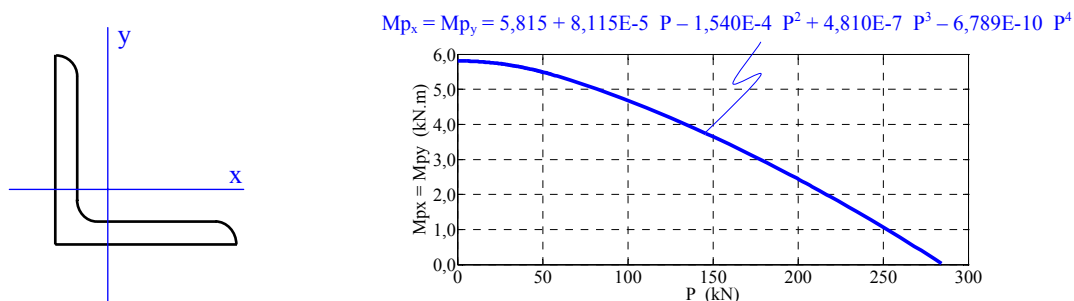


Figura C.15: Diagrama de interação  $P \times M_{px}$  (ou  $P \times M_{py}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 76 \times 76 \times 7,9$  mm.

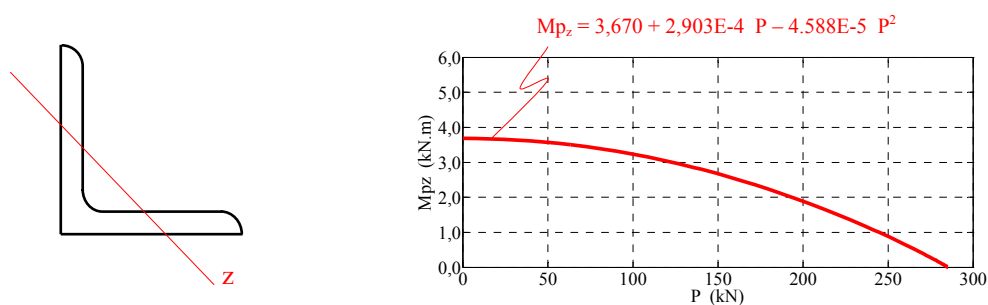


Figura C.16: Diagrama de interação  $P \times M_{pz}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 76 \times 76 \times 7,9$  mm.

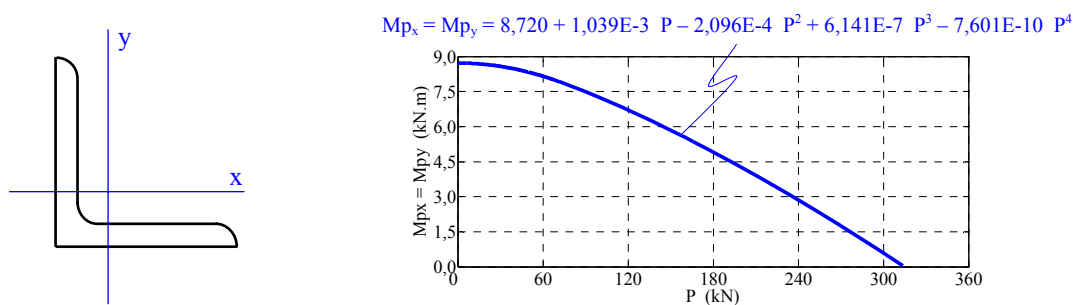


Figura C.17: Diagrama de interação  $P \times M_{p_x}$  (ou  $P \times M_{p_y}$ ) para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm.

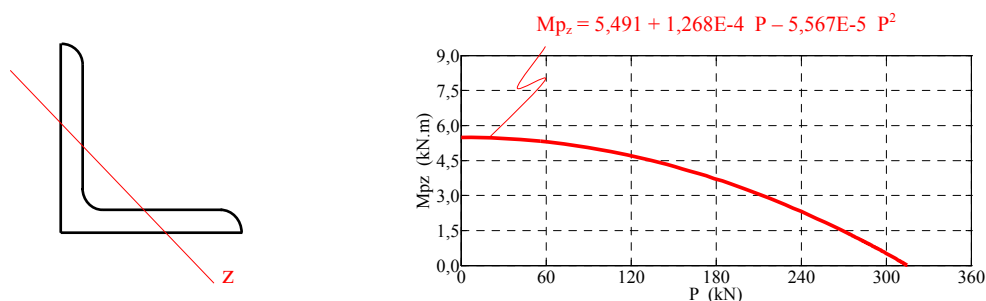


Figura C.18: Diagrama de interação  $P \times M_{p_z}$  para uma barra com seção cantoneira de abas iguais  $L 102 \times 102 \times 6,4$  mm.

### C.3. RELAÇÃO ENTRE $y_c$ E $u_i$ NAS BARRAS COMPRIMIDAS COM RÓTULA PLÁSTICA

Admitindo que  $L \cong u_i + 2 L_p$ , como mostrado na figura C.19, tem-se:

$$L = u_i + 2 \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - y_c^2} \quad (\text{C.20})$$

onde:  $L$  é a projeção sobre o eixo  $x$  do comprimento da barra deformada;

$u_i$  é o encurtamento da barra causado pelo aumento do deslocamento lateral  $y_c$ .

Ou então:

$$\left(\frac{L-u_i}{2}\right)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 - y_c^2 \quad (\text{C.21})$$

Finalmente:

$$y_c = \sqrt{\left(\frac{L}{2}\right)^2 - \left(\frac{L-u_i}{2}\right)^2} \quad (\text{C.22})$$

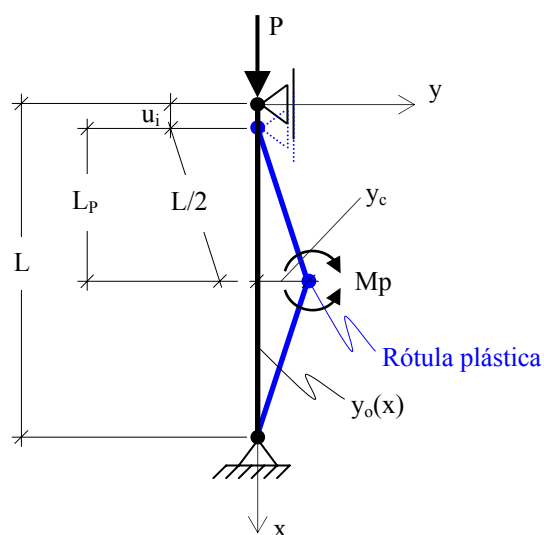


Figura C.19: Barra comprimida birrotulada com uma rótula plástica na seção central.

**ANEXO D – VALORES DOS ESFORÇOS NAS BARRAS DAS TORRES  
“1”, “2” e “2A” NOS ENSAIOS DE PROTÓTIPO E NA ANÁLISE  
ESTÁTICA COM CARREGAMENTO APLICADO**



## ANEXO D

Neste anexo são apresentados os valores dos esforços nas barras obtidos nos ensaios de protótipo e na análise estática de todos os modelos das torres “1”, “2” e “2A” com carregamento aplicado, isto é, com as oito hipóteses de carga (ou casos de carregamento) e todos os níveis de carregamento mencionados no capítulo 6. Os modelos mecânicos para a análise estática dessas torres estão descritos no capítulo 5 e detalhados no capítulo 7.

Todos estes resultados são colocados na forma de gráficos e apresentados nas figuras D.1 a D.27 para a torre “1”, nas figuras D.28 a D.54 para a torre “2” e nas figuras D.55 a D.81 para a torre “2A” e estão disponíveis no CD que acompanha este trabalho.

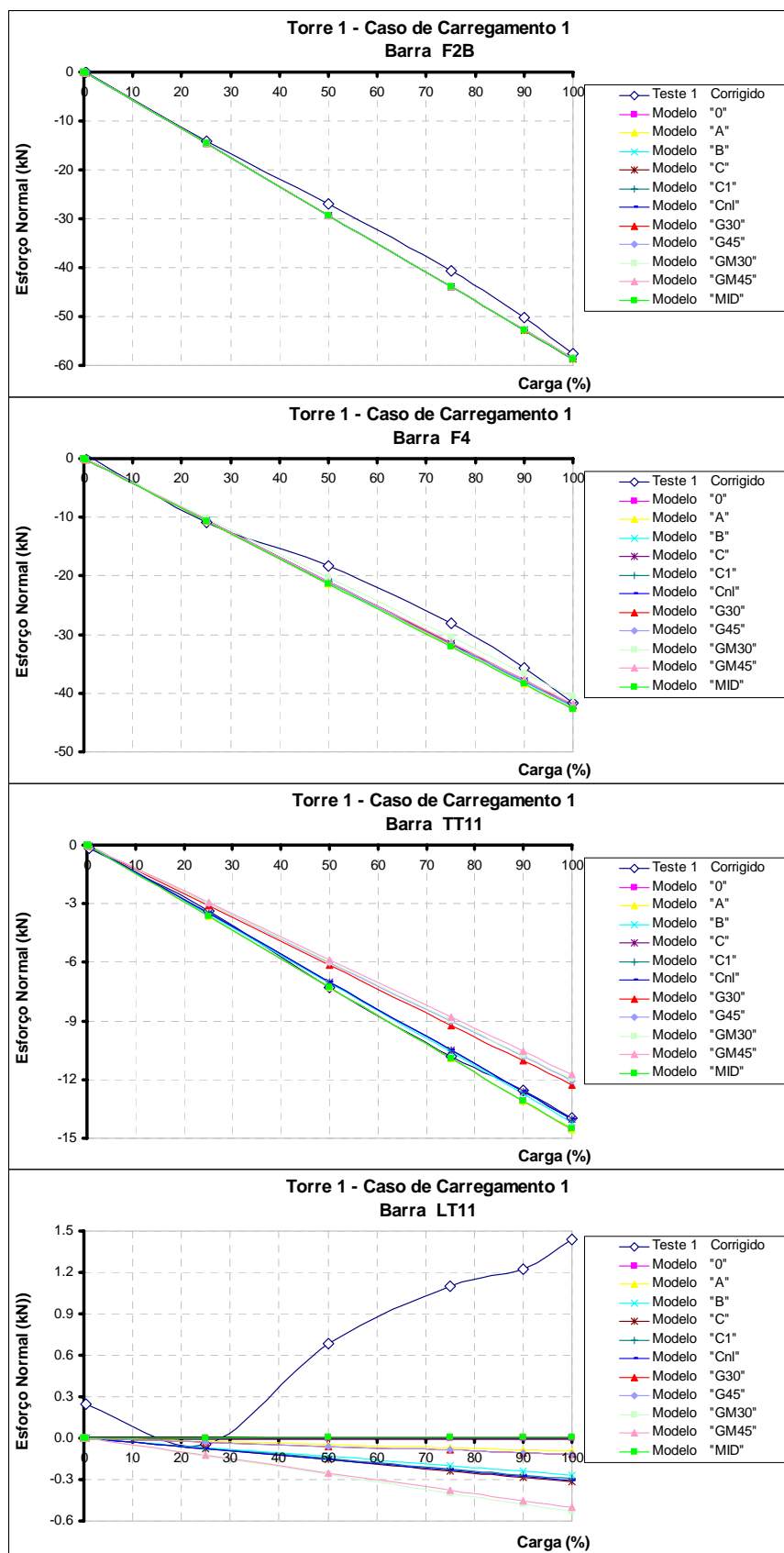


Figura D.1: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "1" (Teste 1).

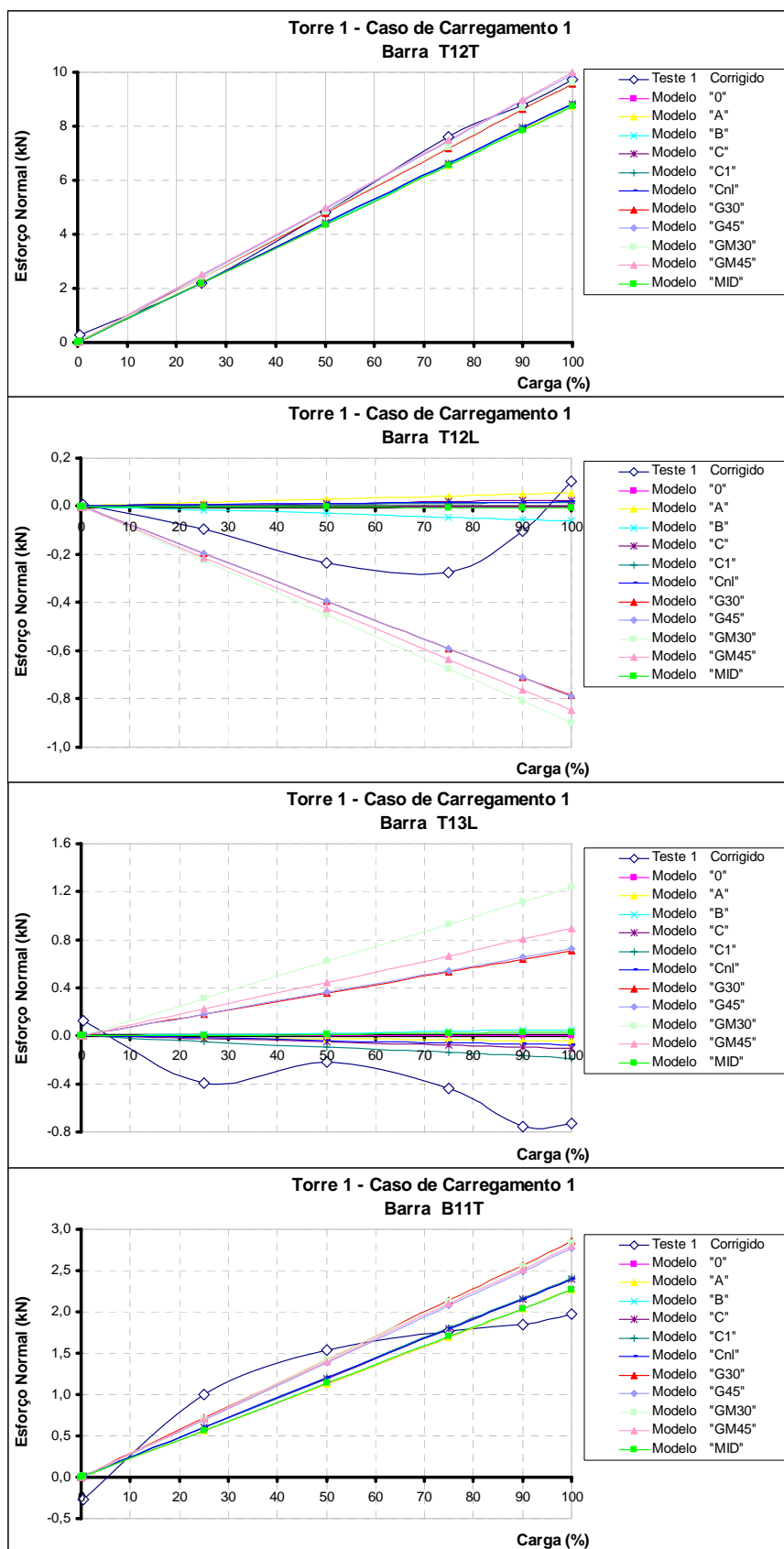


Figura D.2: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

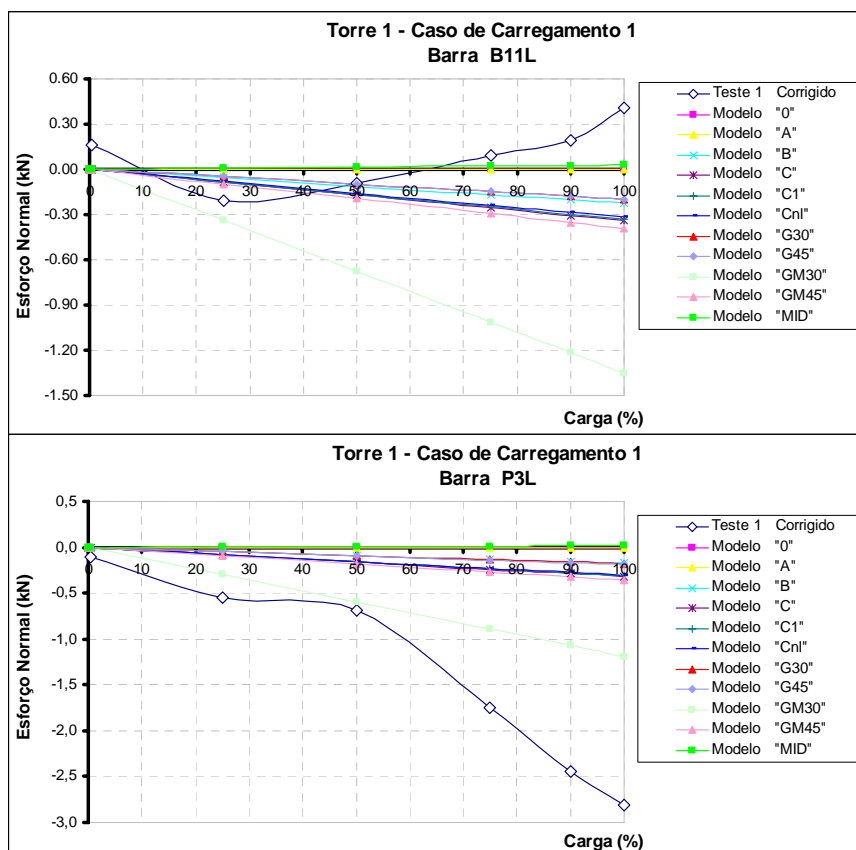


Figura D.3: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

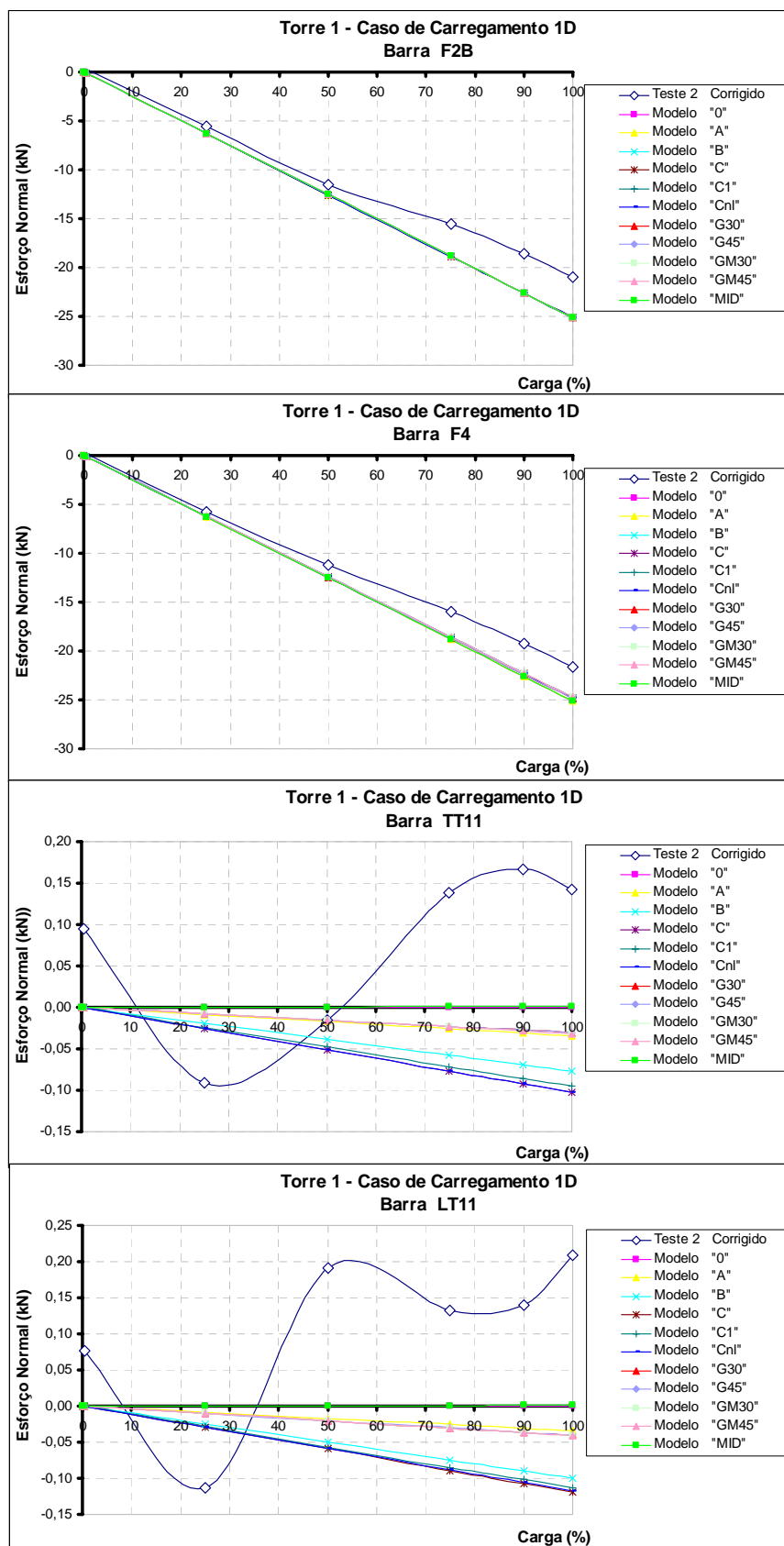


Figura D.4: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "1D" (Teste 2).

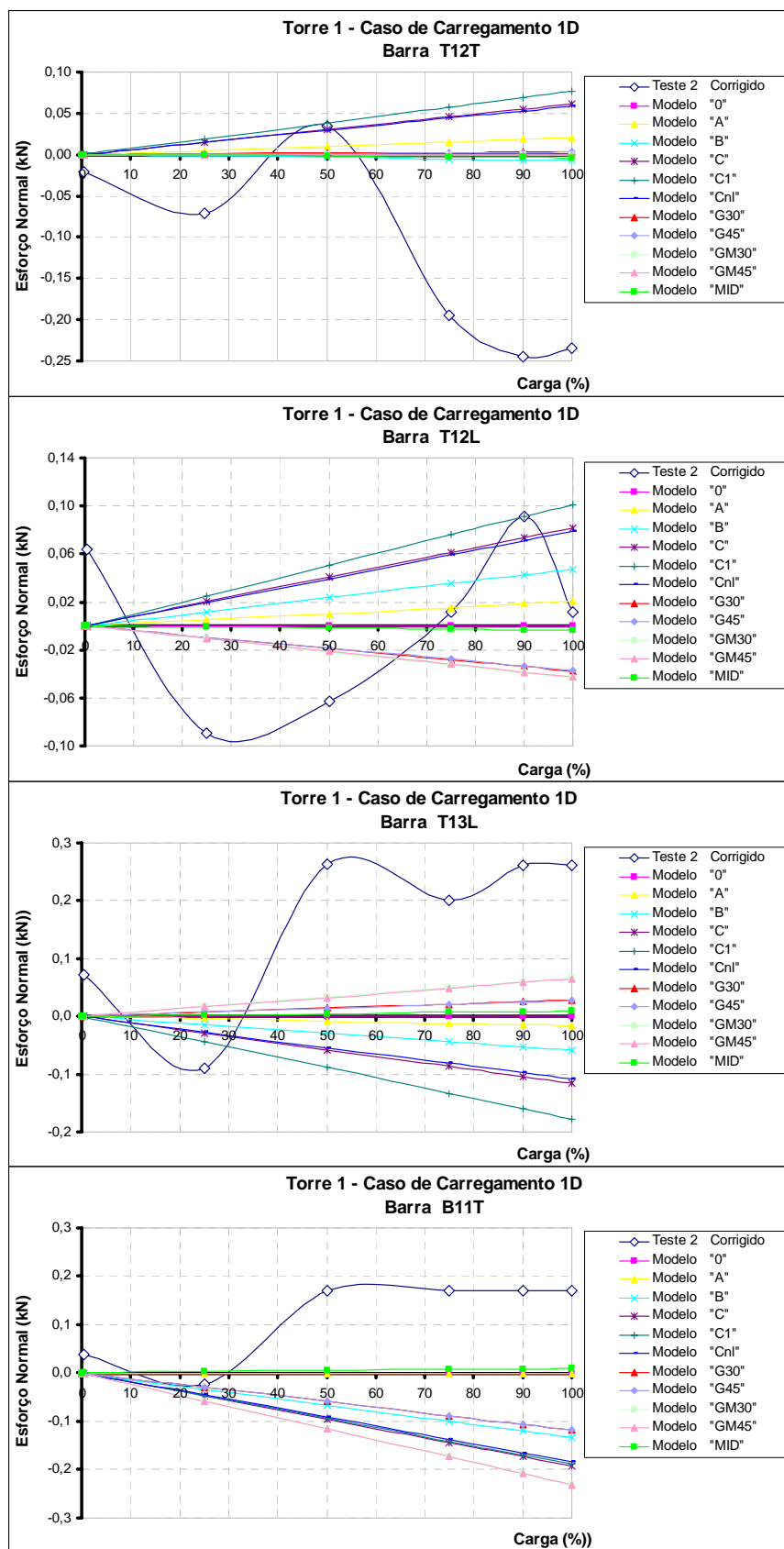


Figura D.5: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre "1" para o caso de carregamento "1D" (Teste 2).

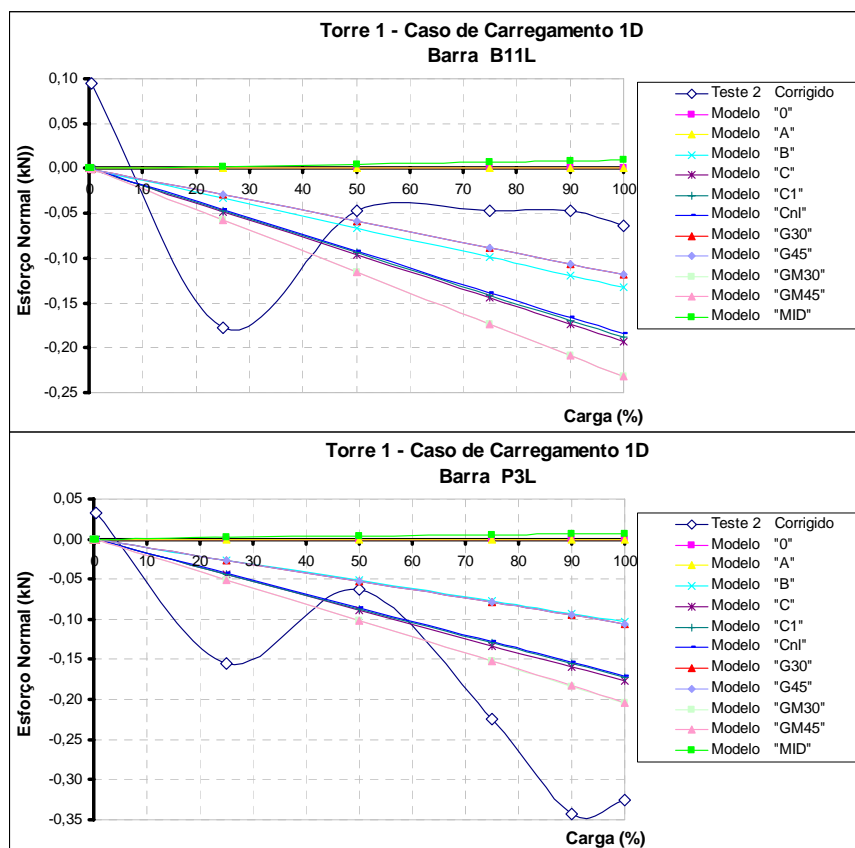


Figura D.6: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “1D” (Teste 2).

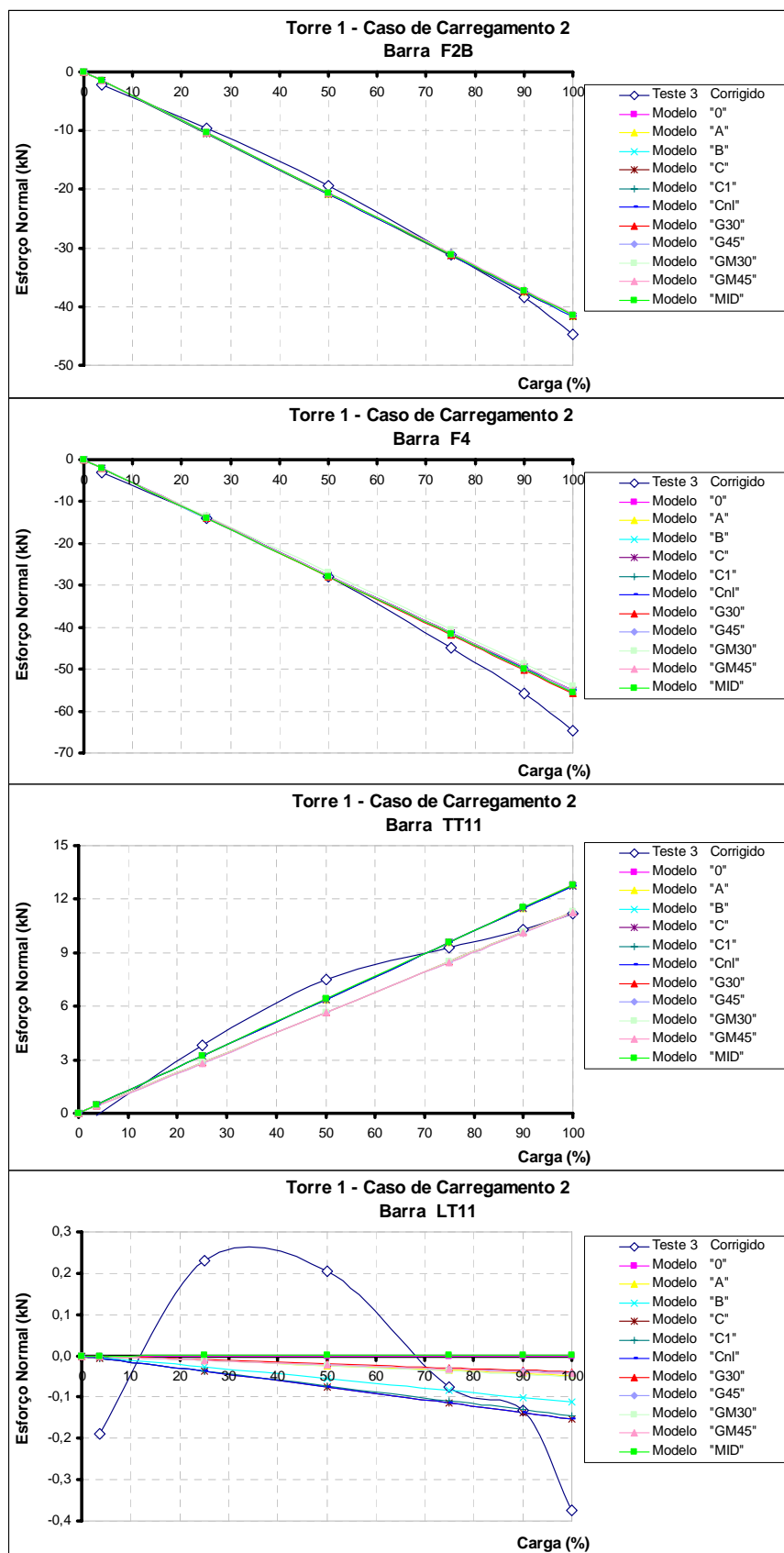


Figura D.7: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre “1” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).



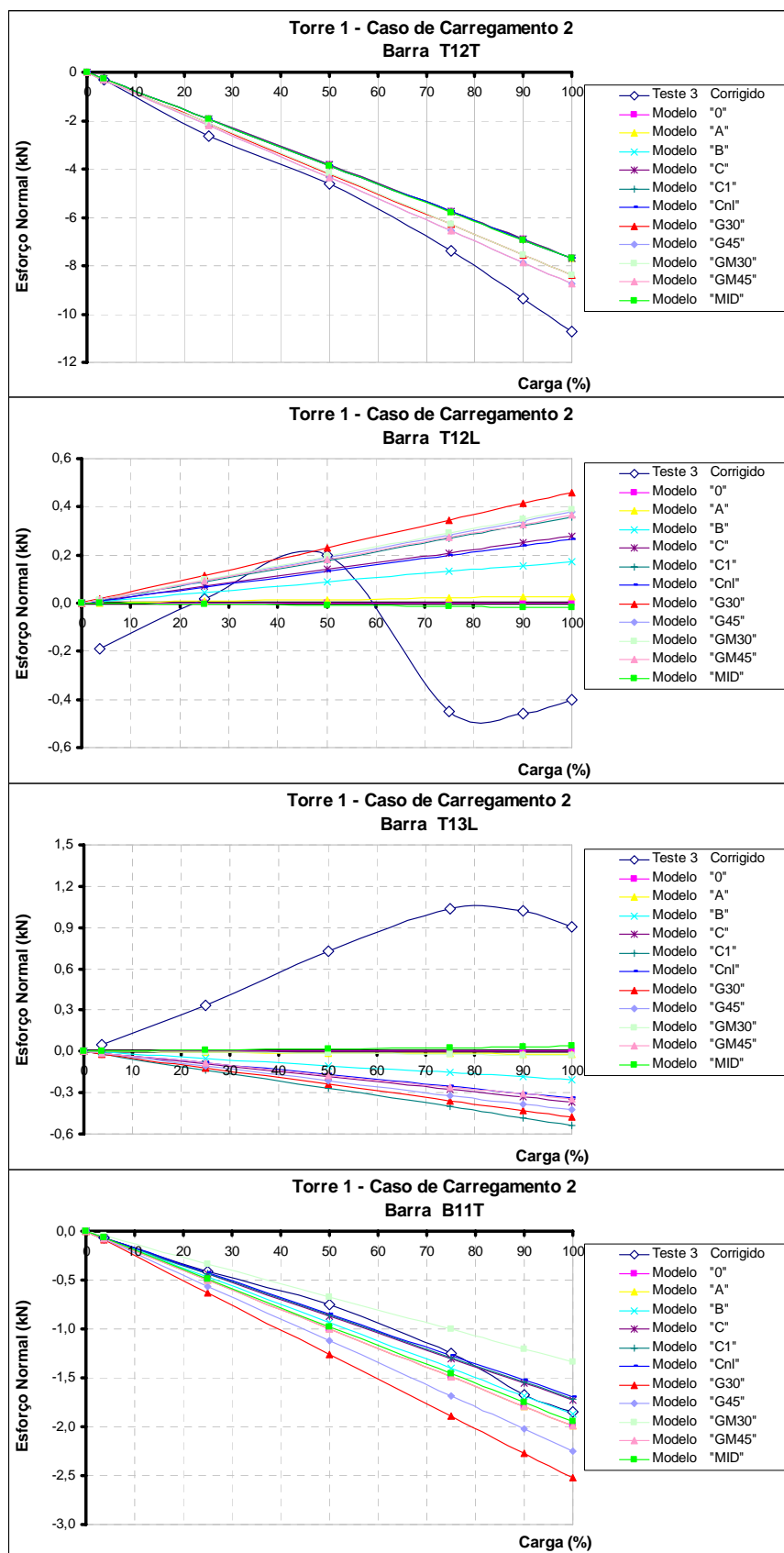


Figura D.8: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).

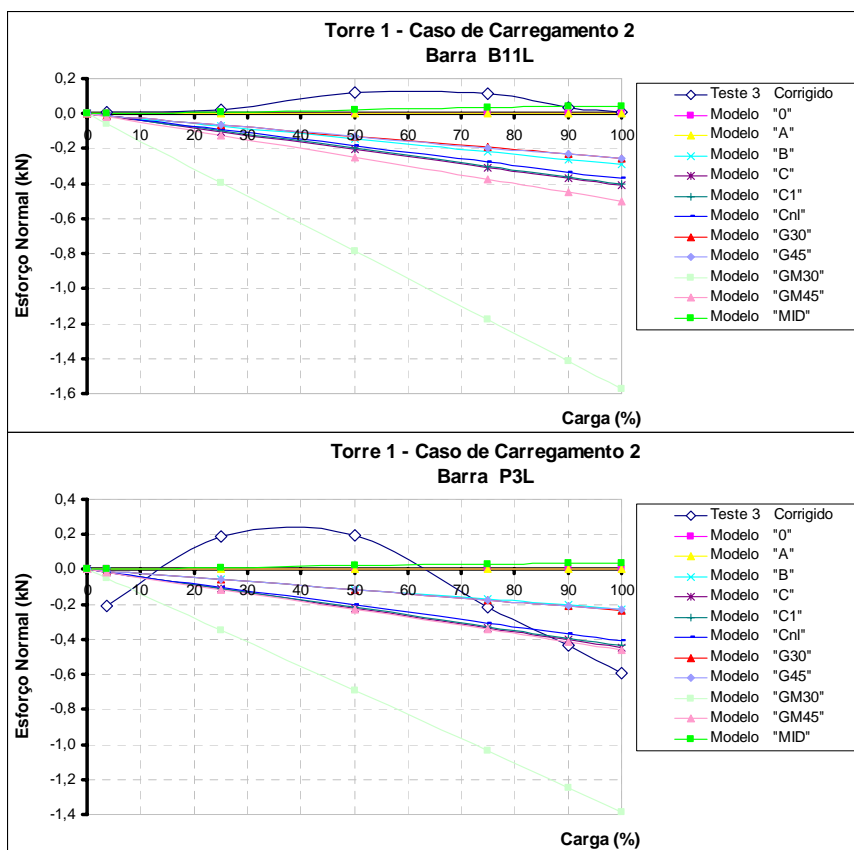


Figura D.9: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre "1" para o caso de carregamento "2" (Teste 3).

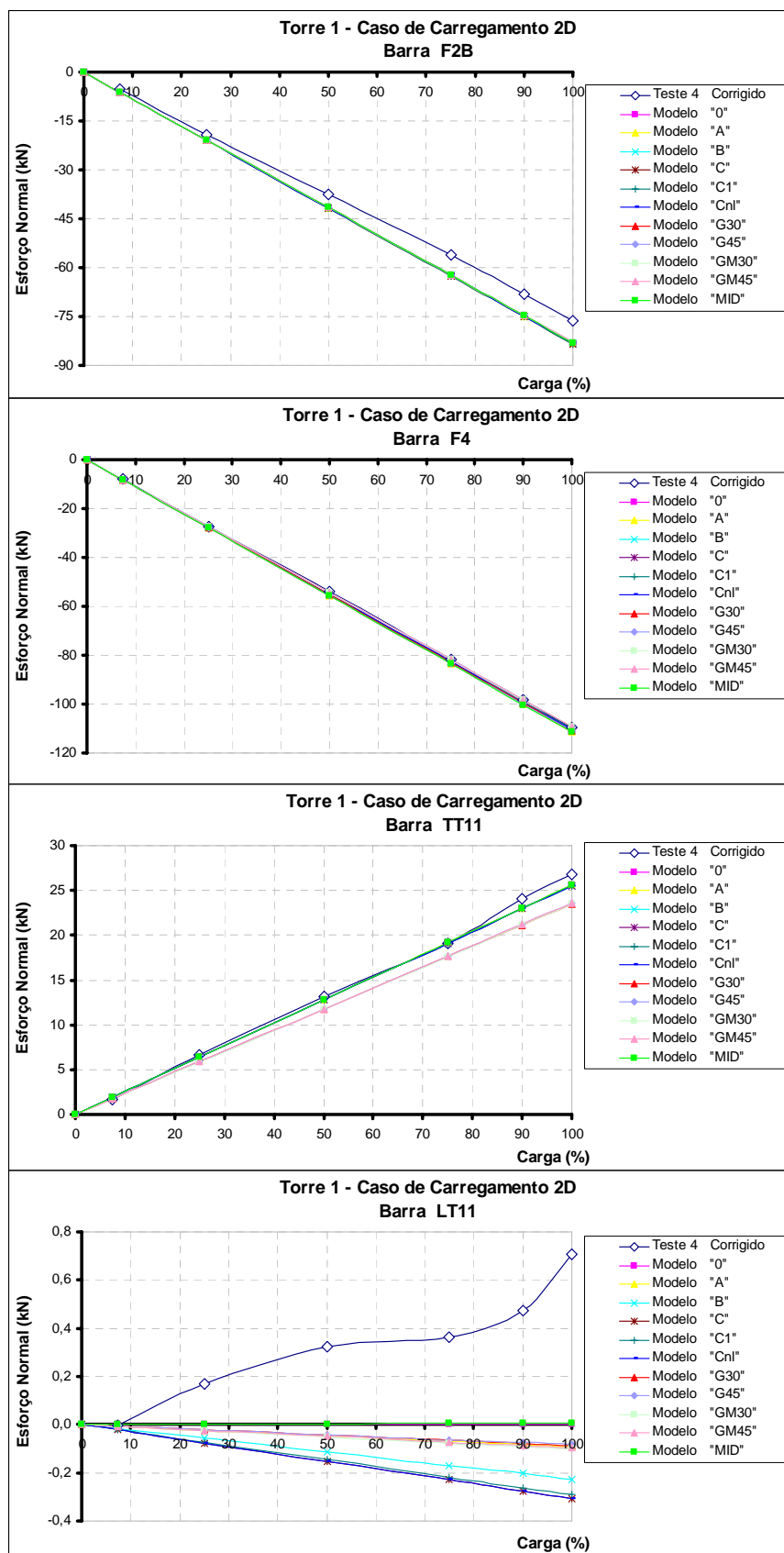


Figura D.10: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "2D" (Teste 4).

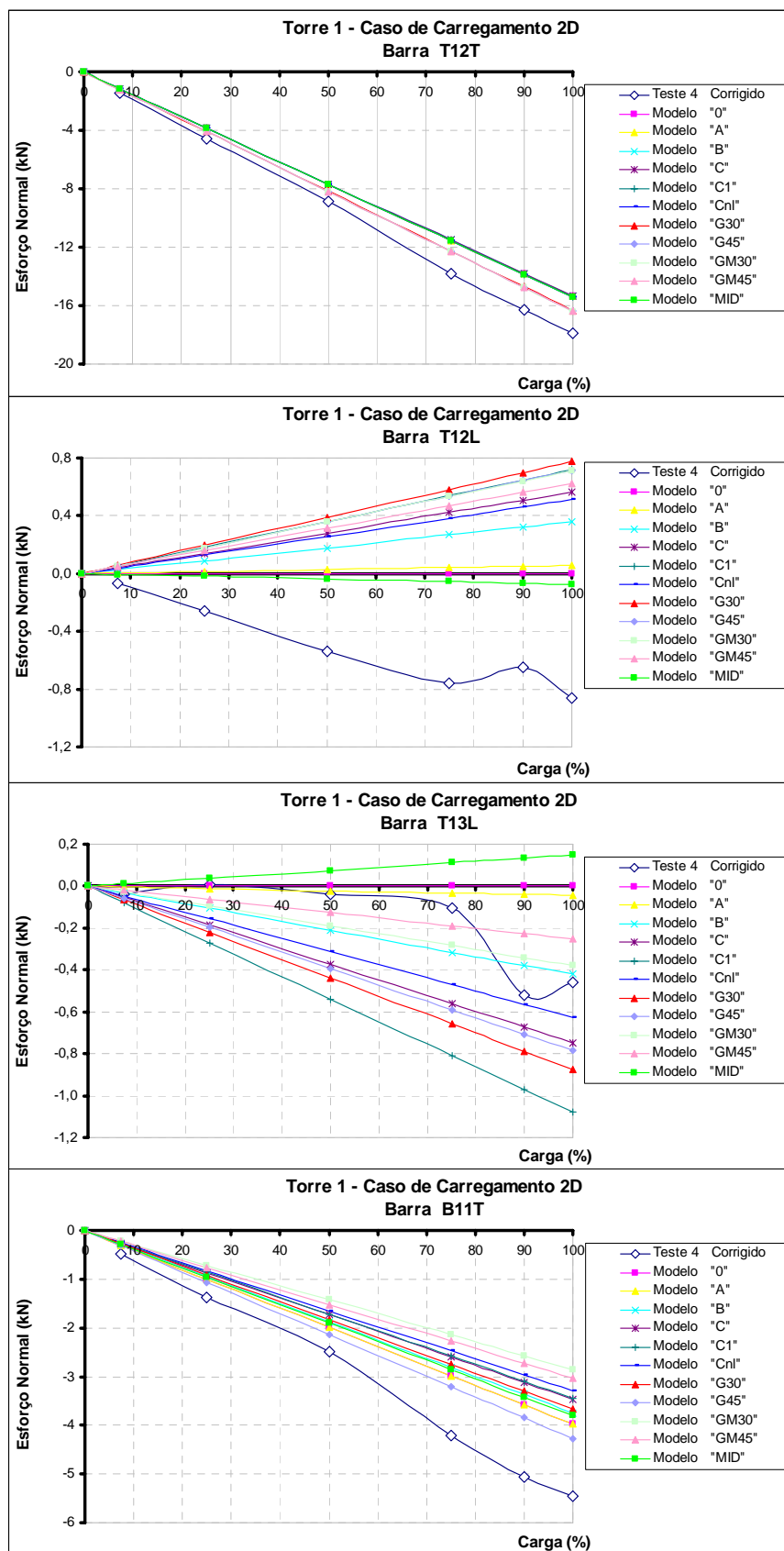


Figura D.11: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

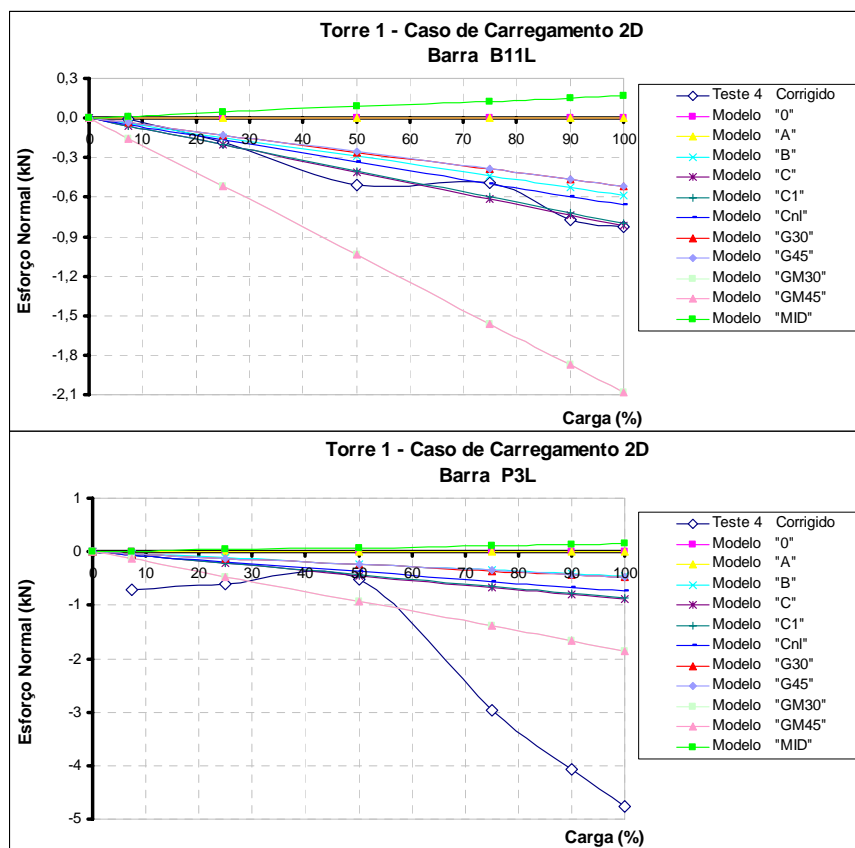


Figura D.12: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

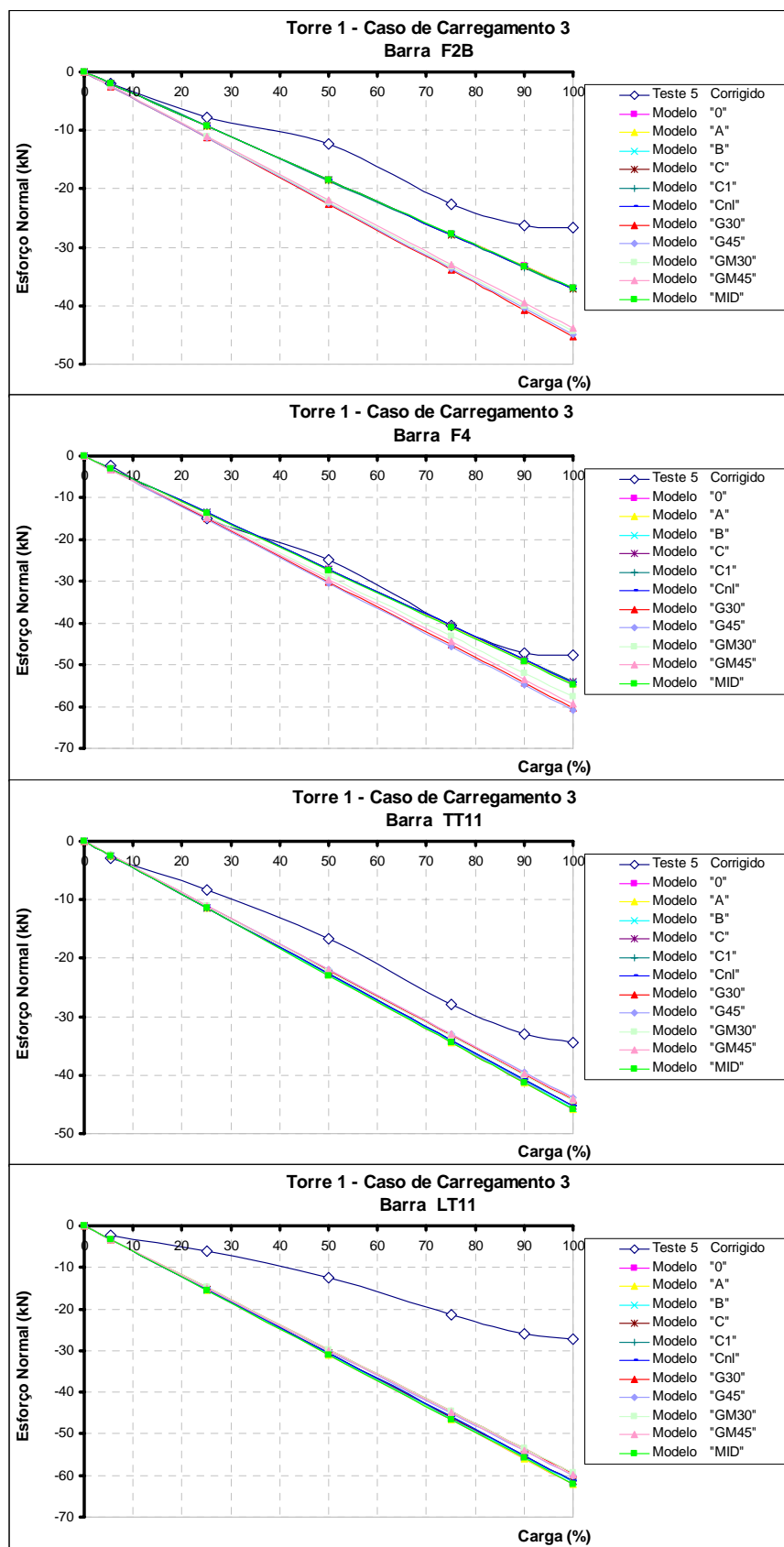


Figura D.13: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "3" (Teste 5).

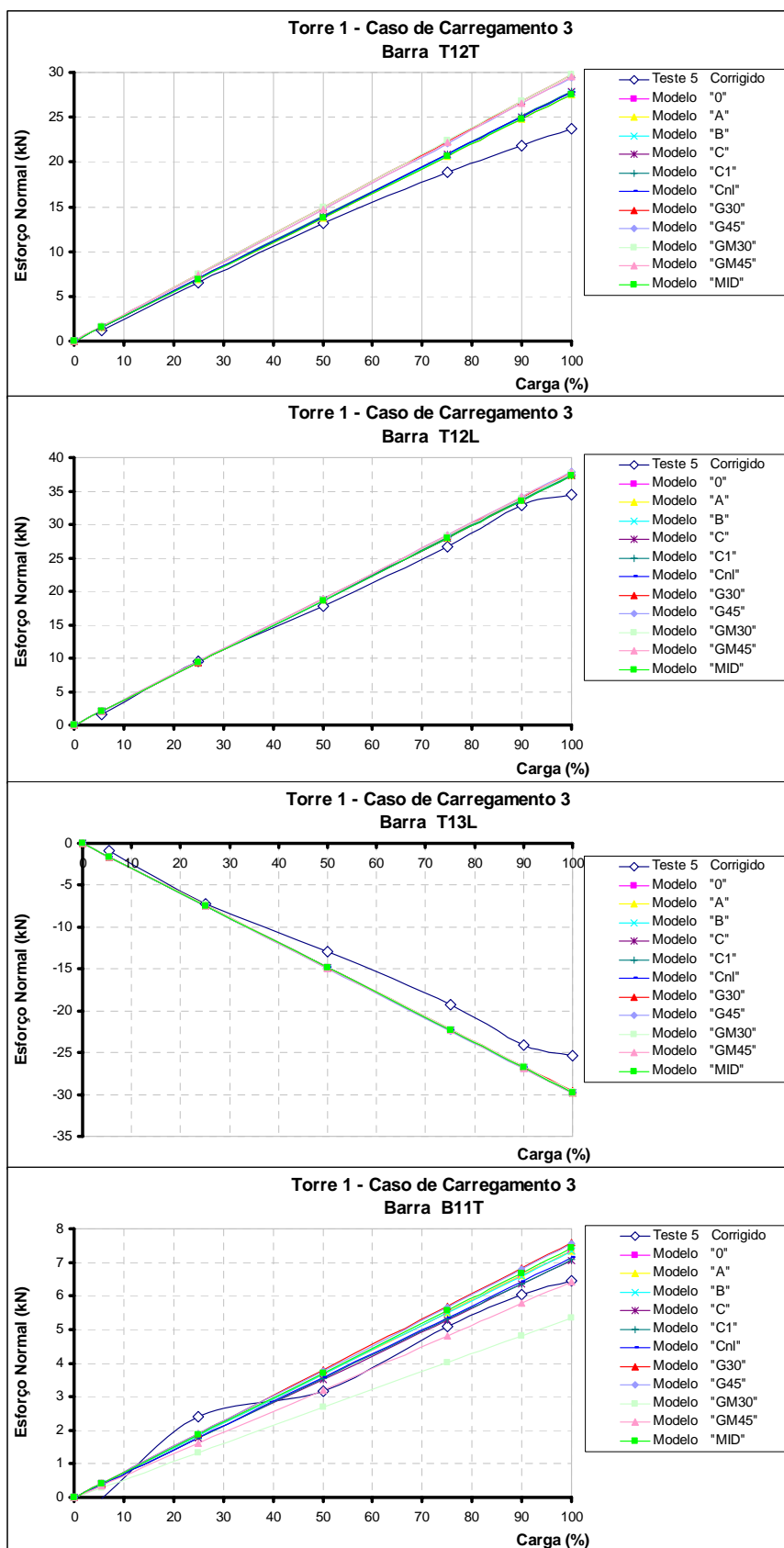


Figura D.14: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

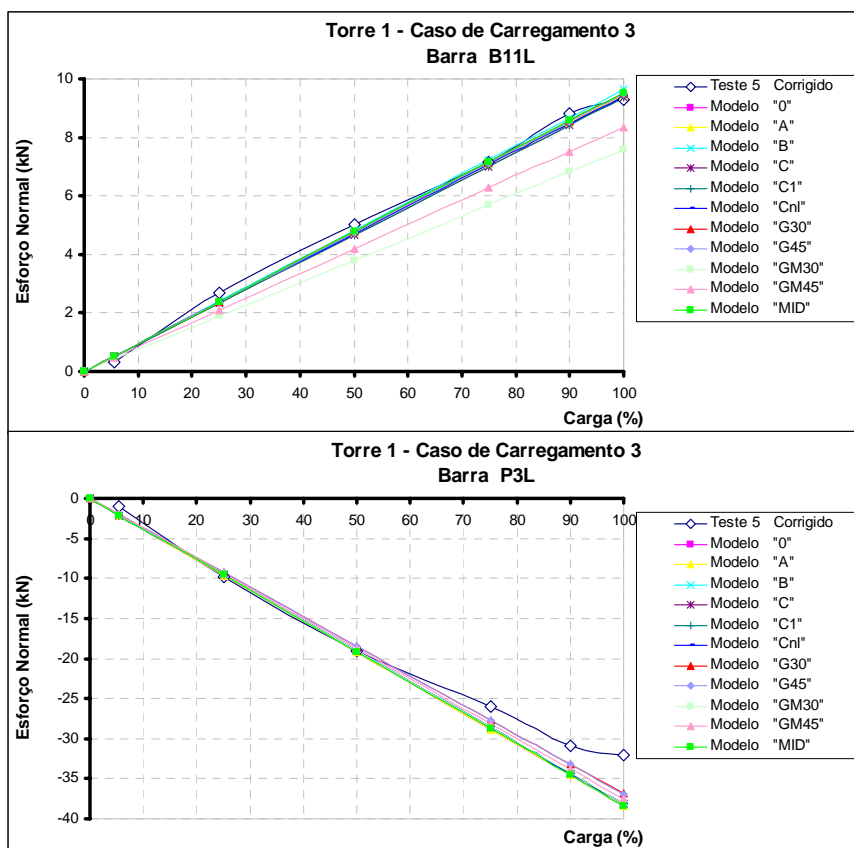


Figura D.15: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre "1" para o caso de carregamento "3" (Teste 5).



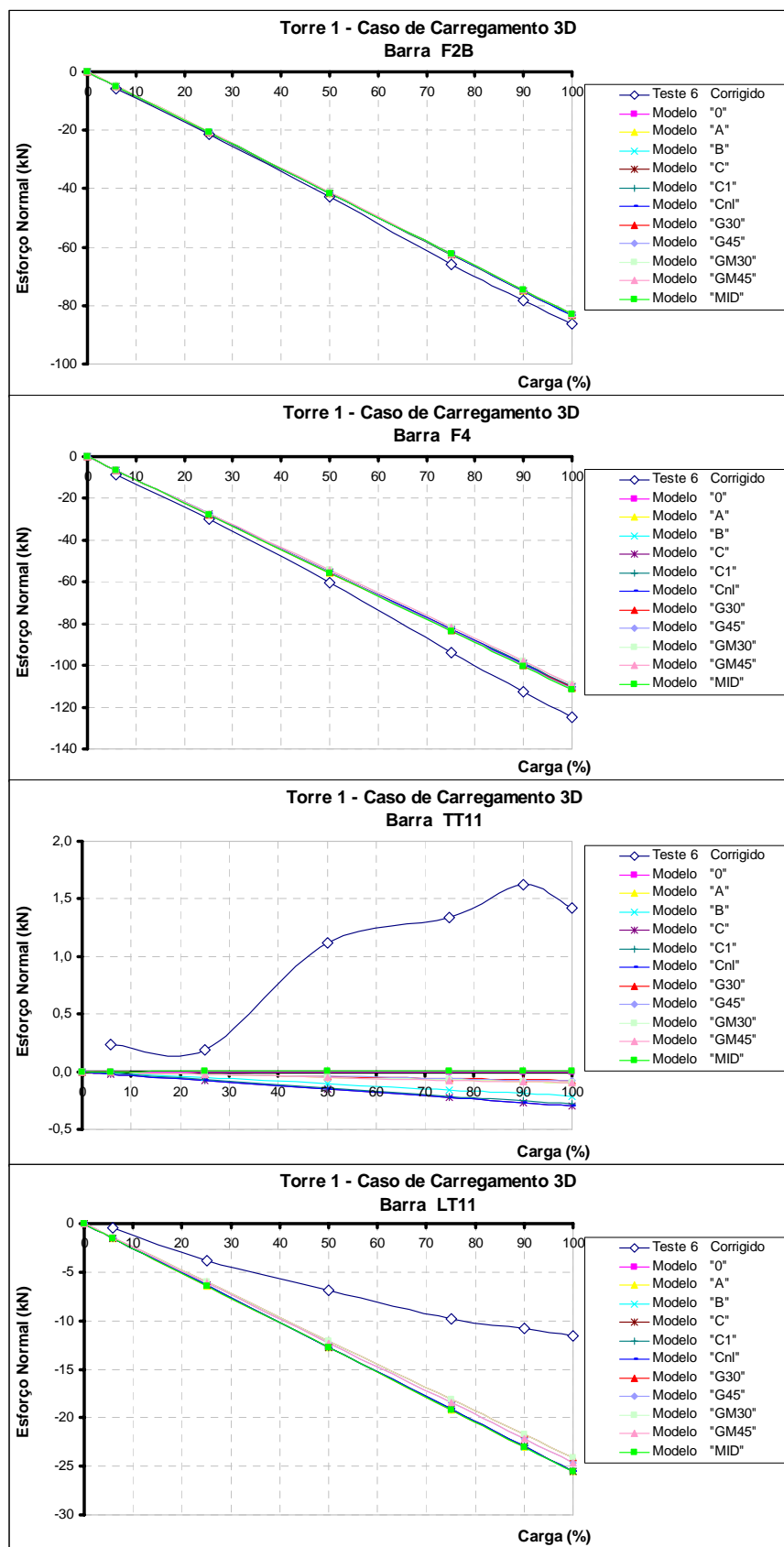


Figura D.16: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre “1” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

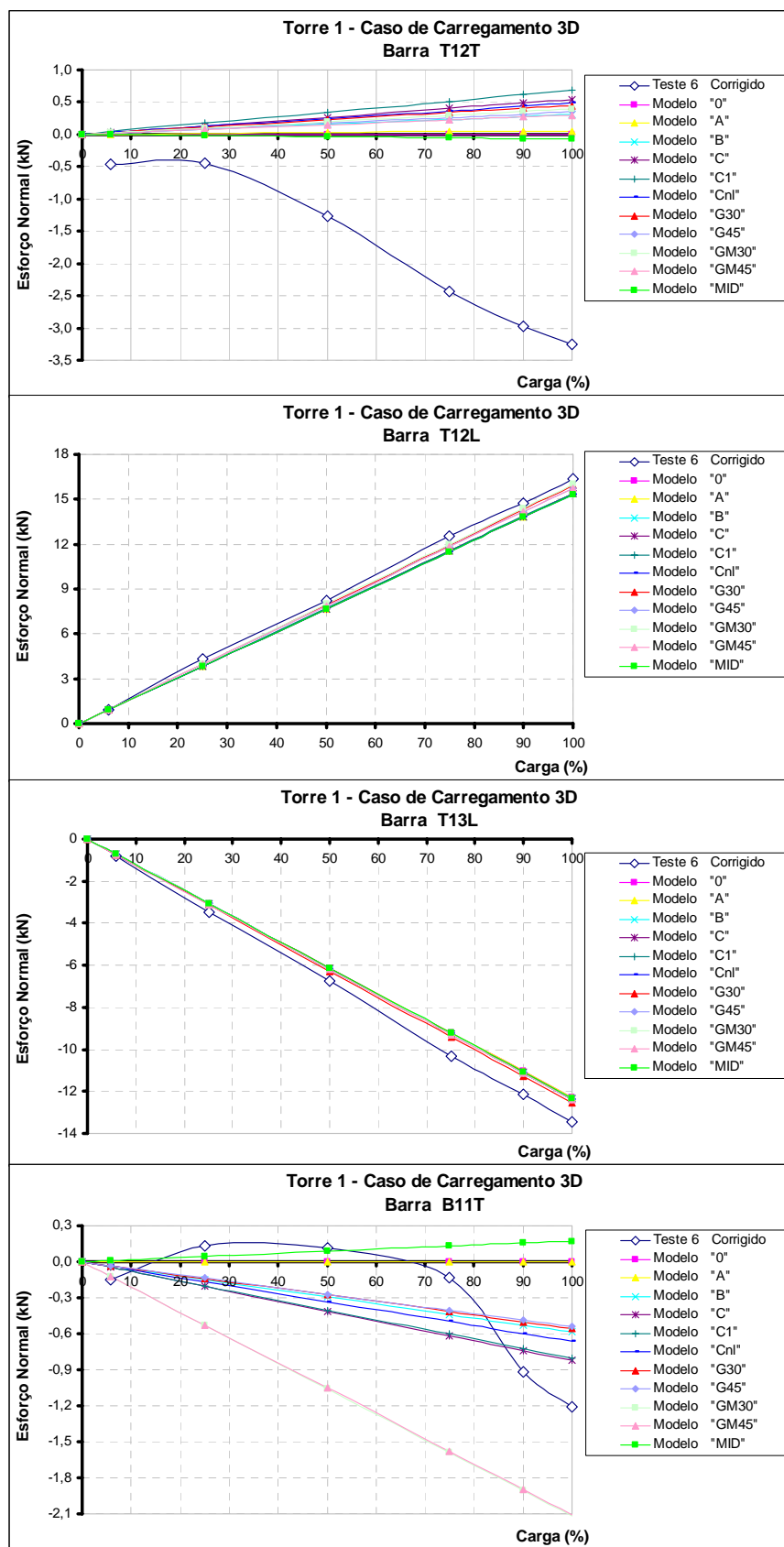


Figura D.17: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre "1" para o caso de carregamento "3D" (Teste 6).

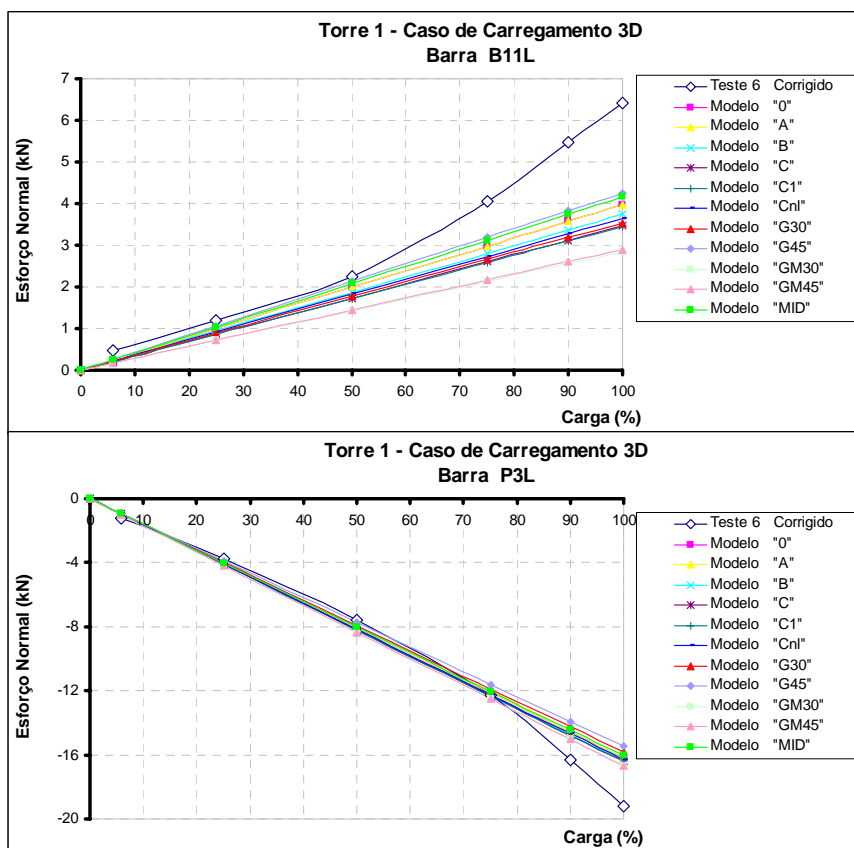


Figura D.18: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

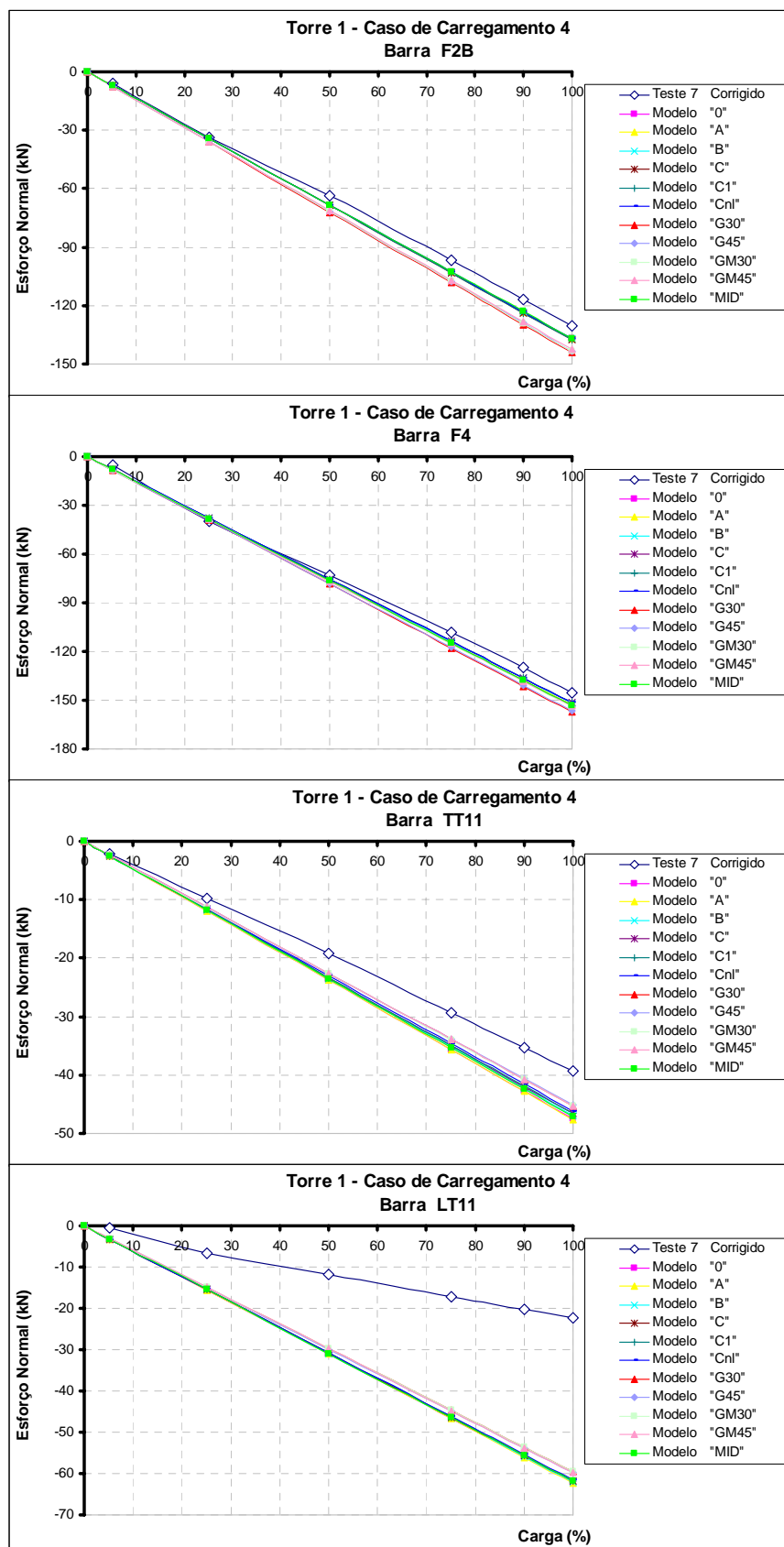


Figura D.19: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "4" (Teste 7).

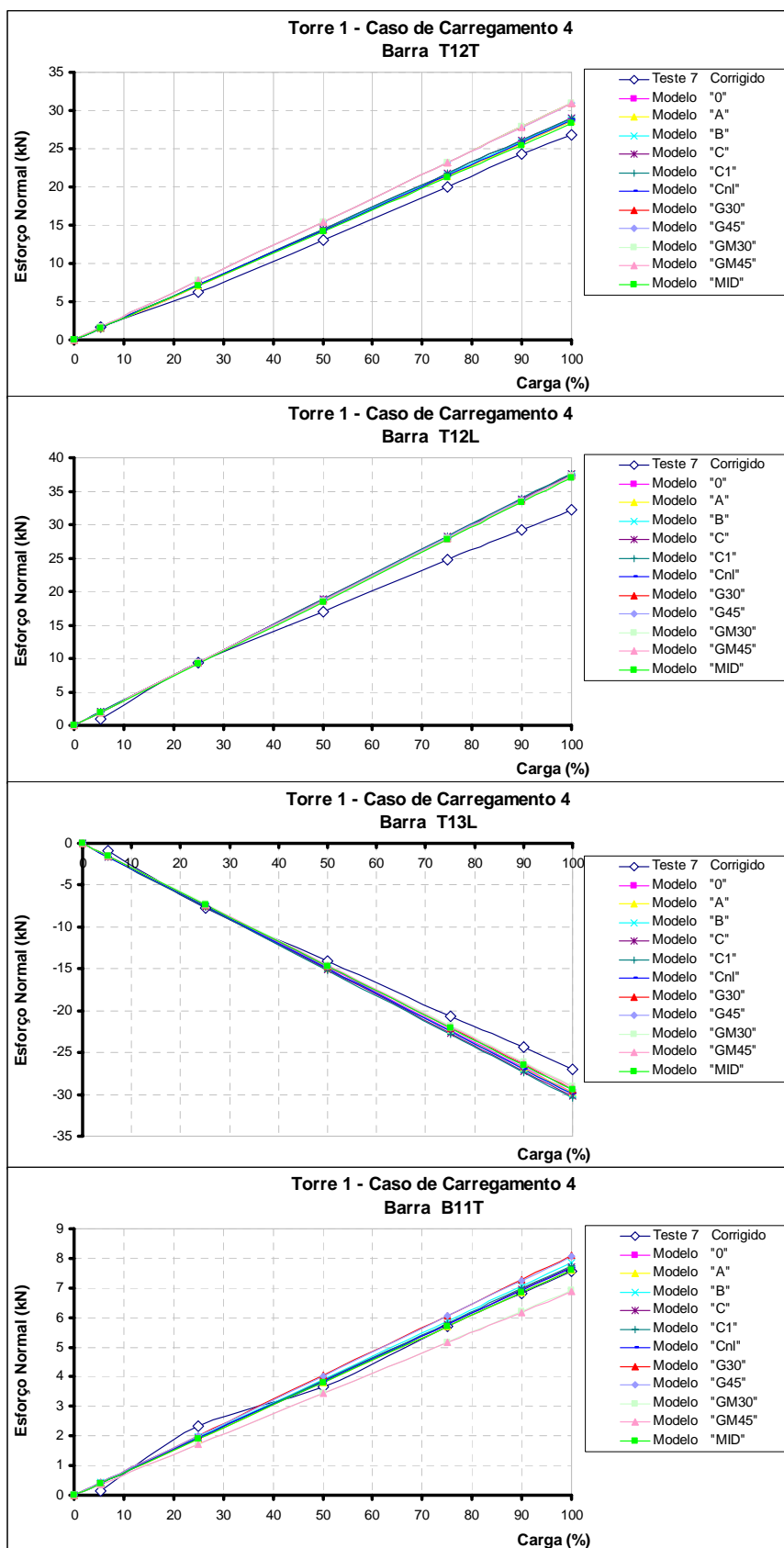


Figura D.20: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).

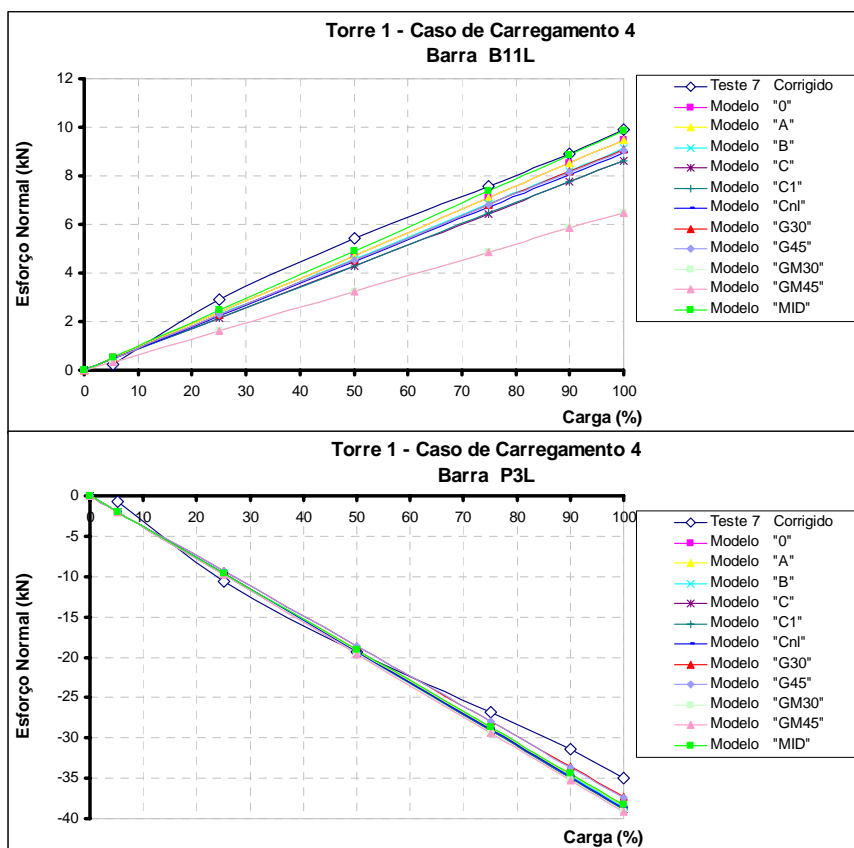


Figura D.21: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).

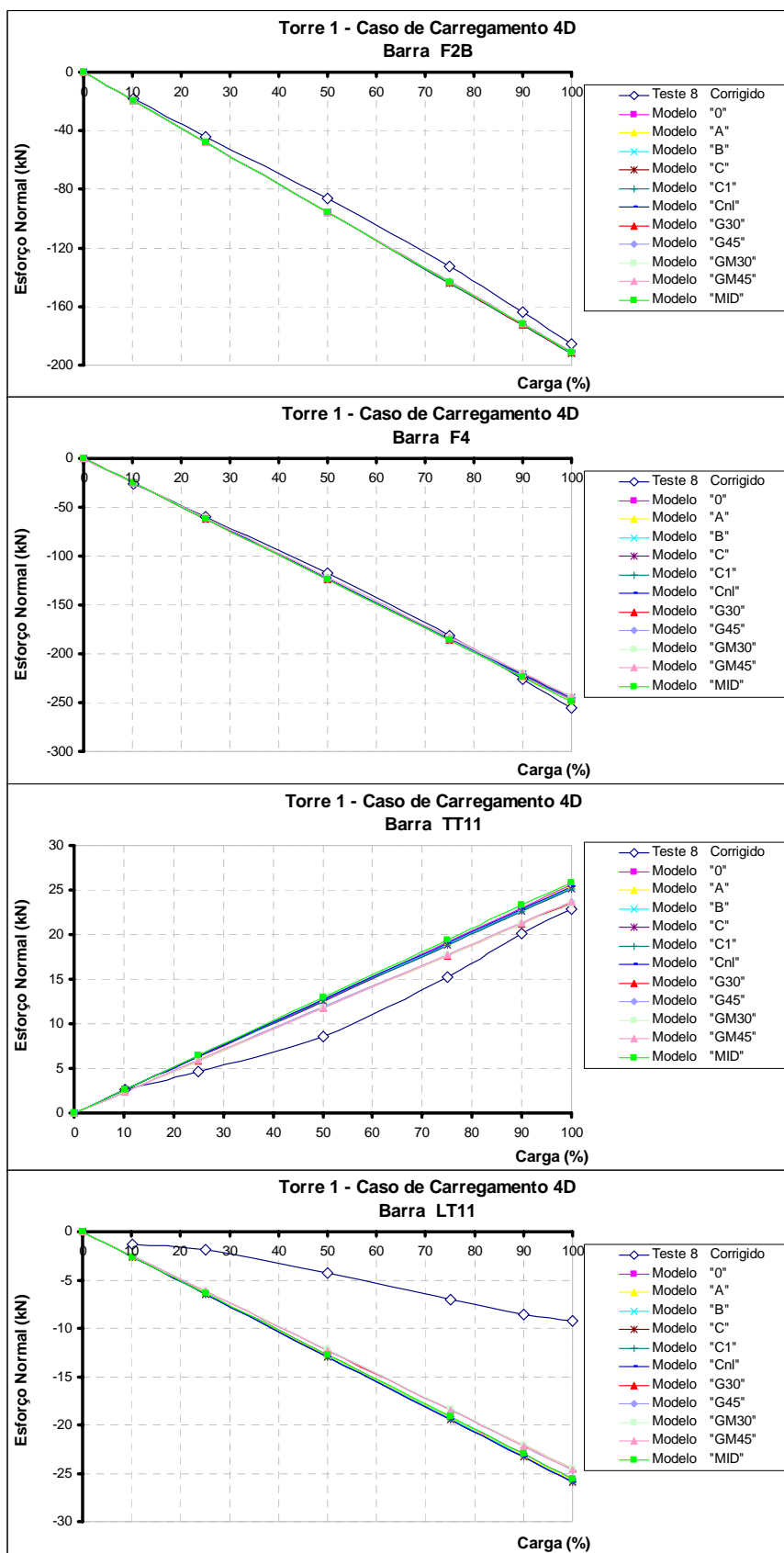


Figura D.22: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre "1" para o caso de carregamento "4D" (Teste 8).

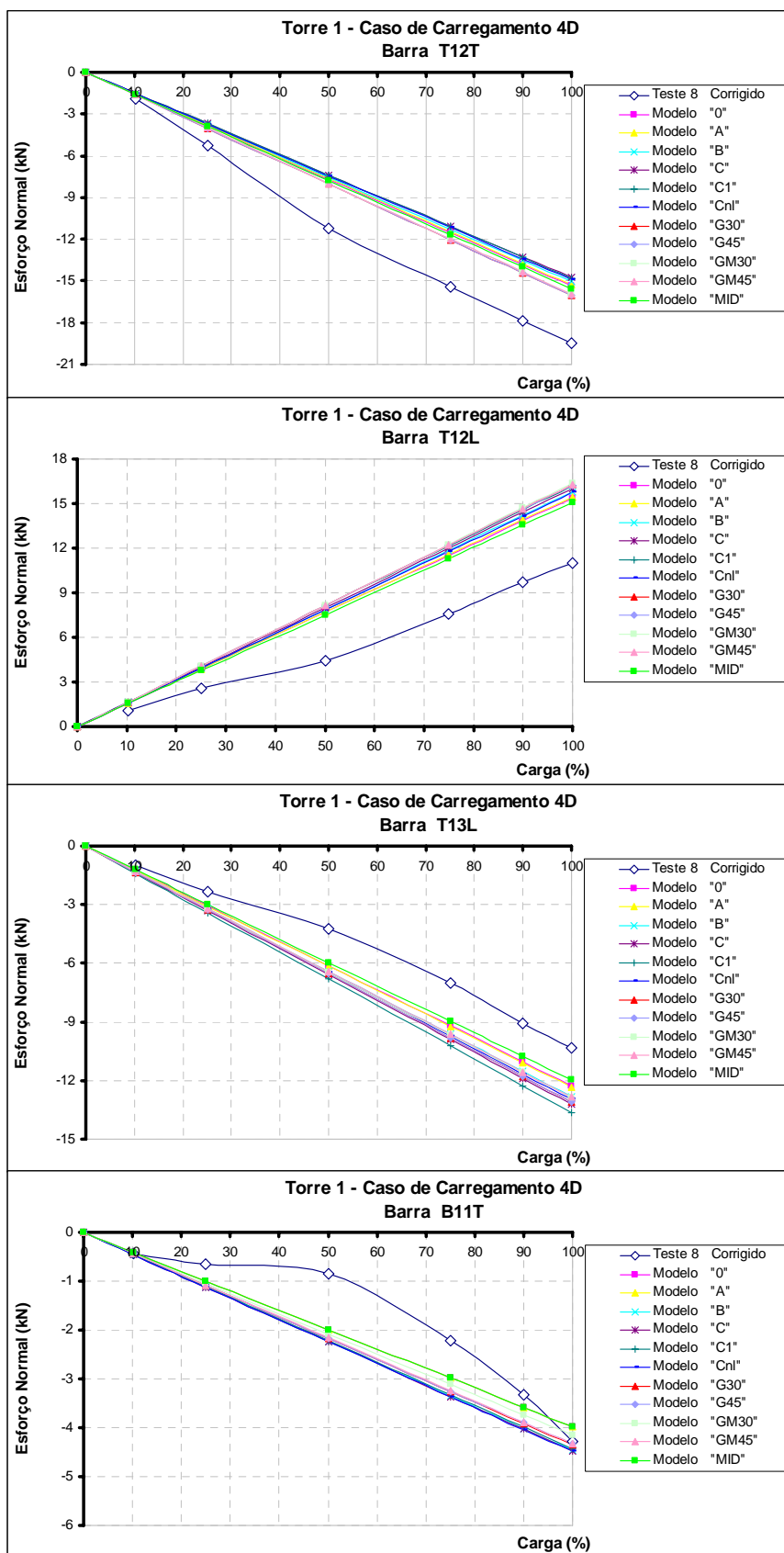


Figura D.23: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre "1" para o caso de carregamento "4D" (Teste 8).



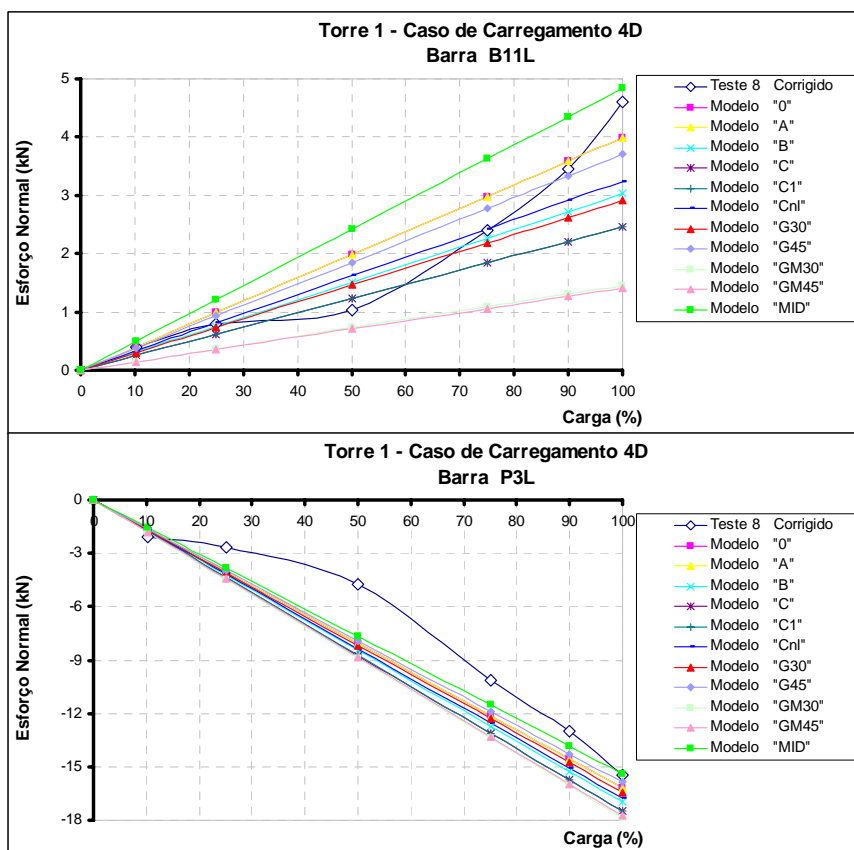


Figura D.24: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

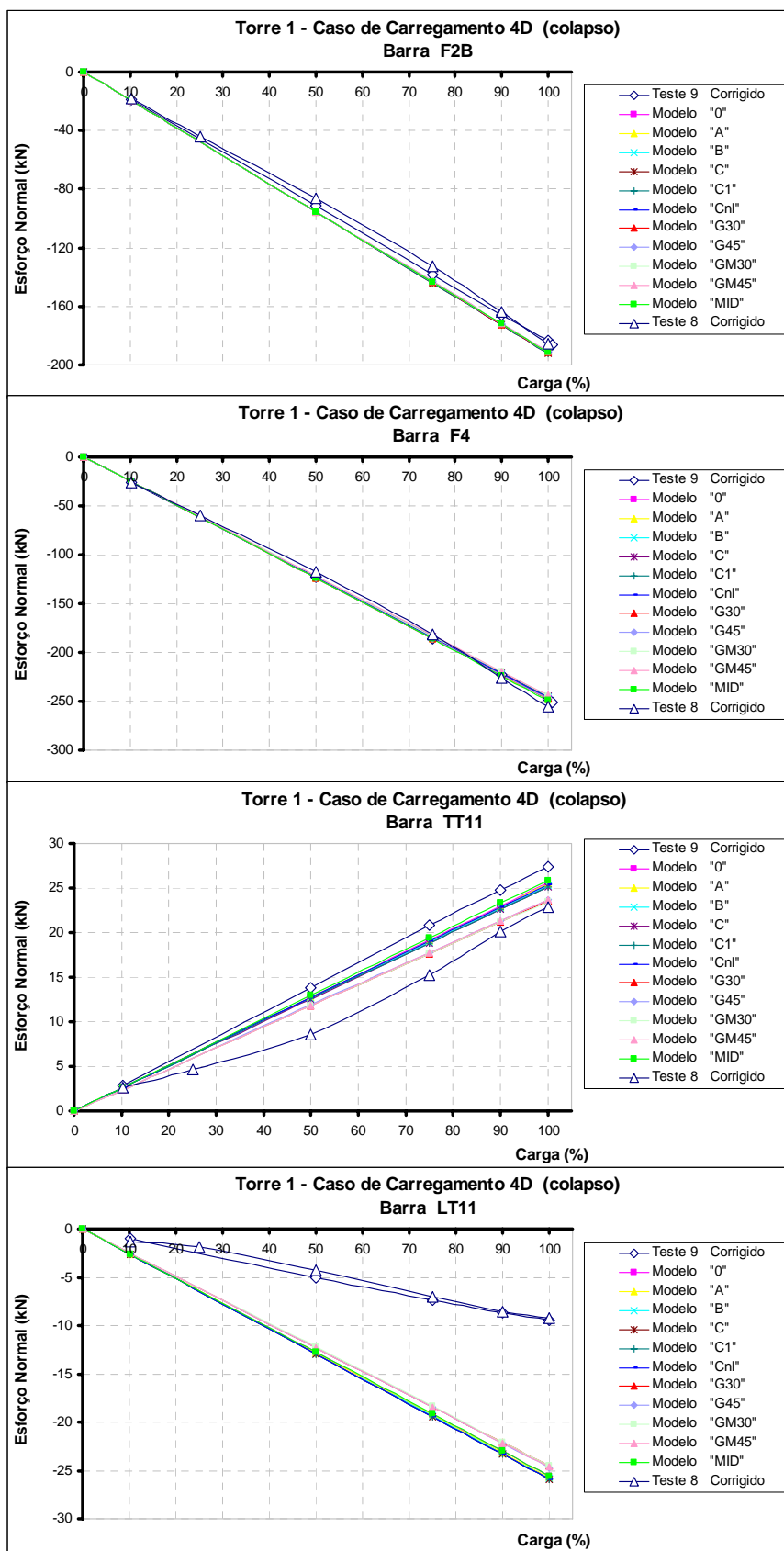


Figura D.25: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, TT11 e LT11 da torre “1” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

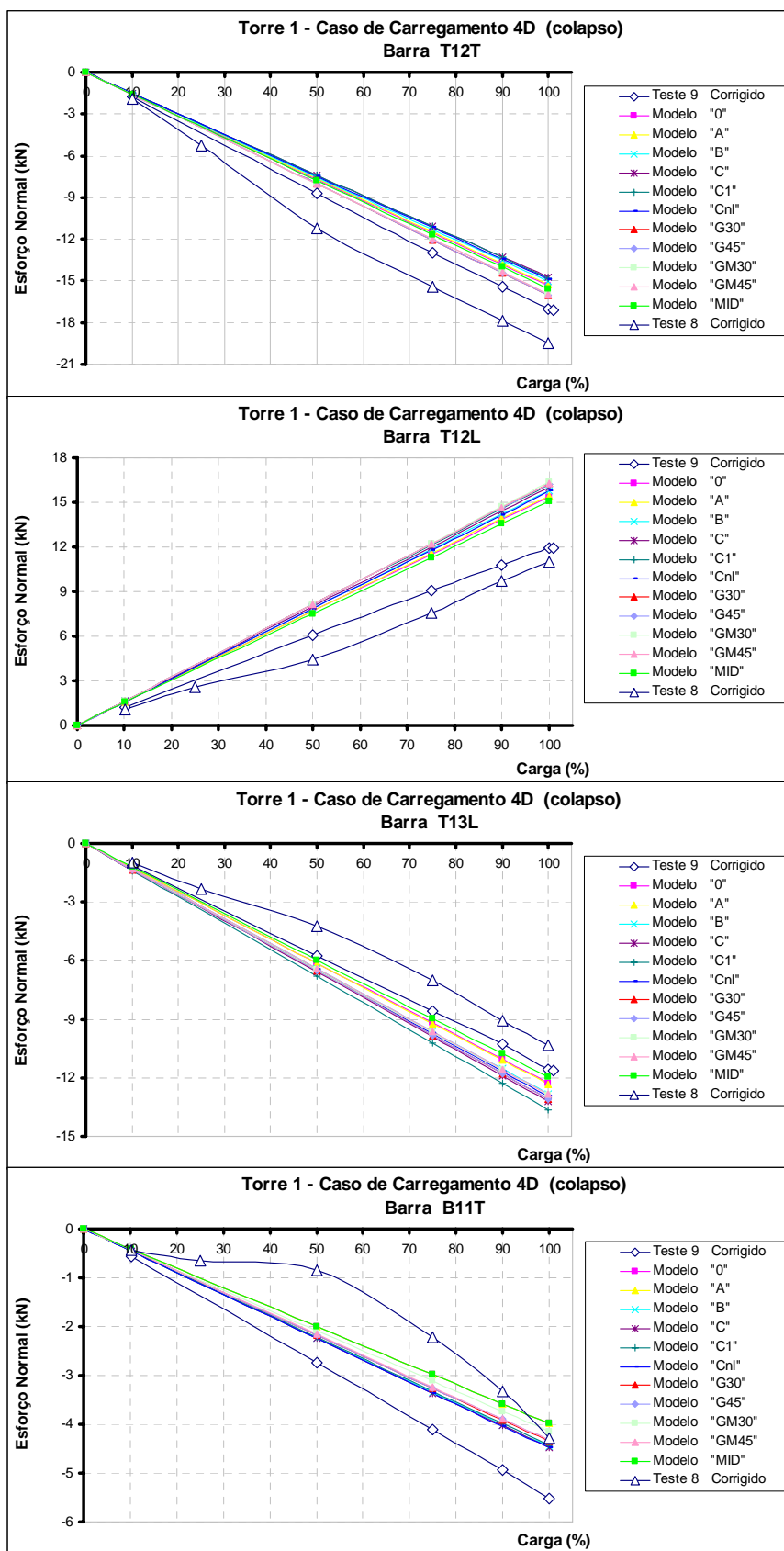


Figura D.26: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “1” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

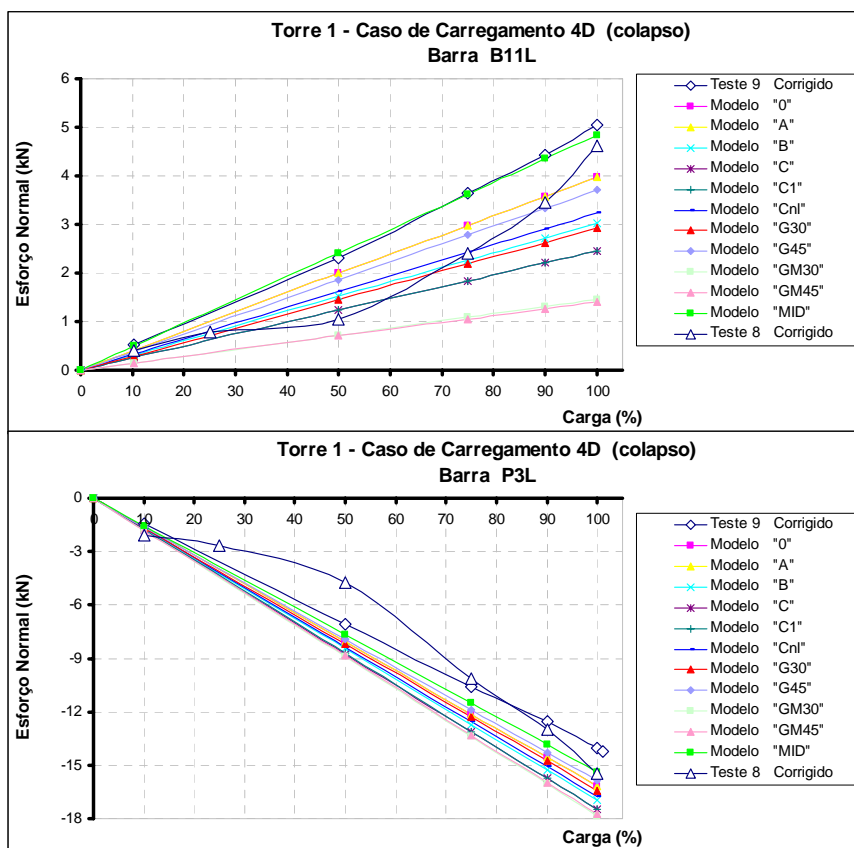


Figura D.27: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “1” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

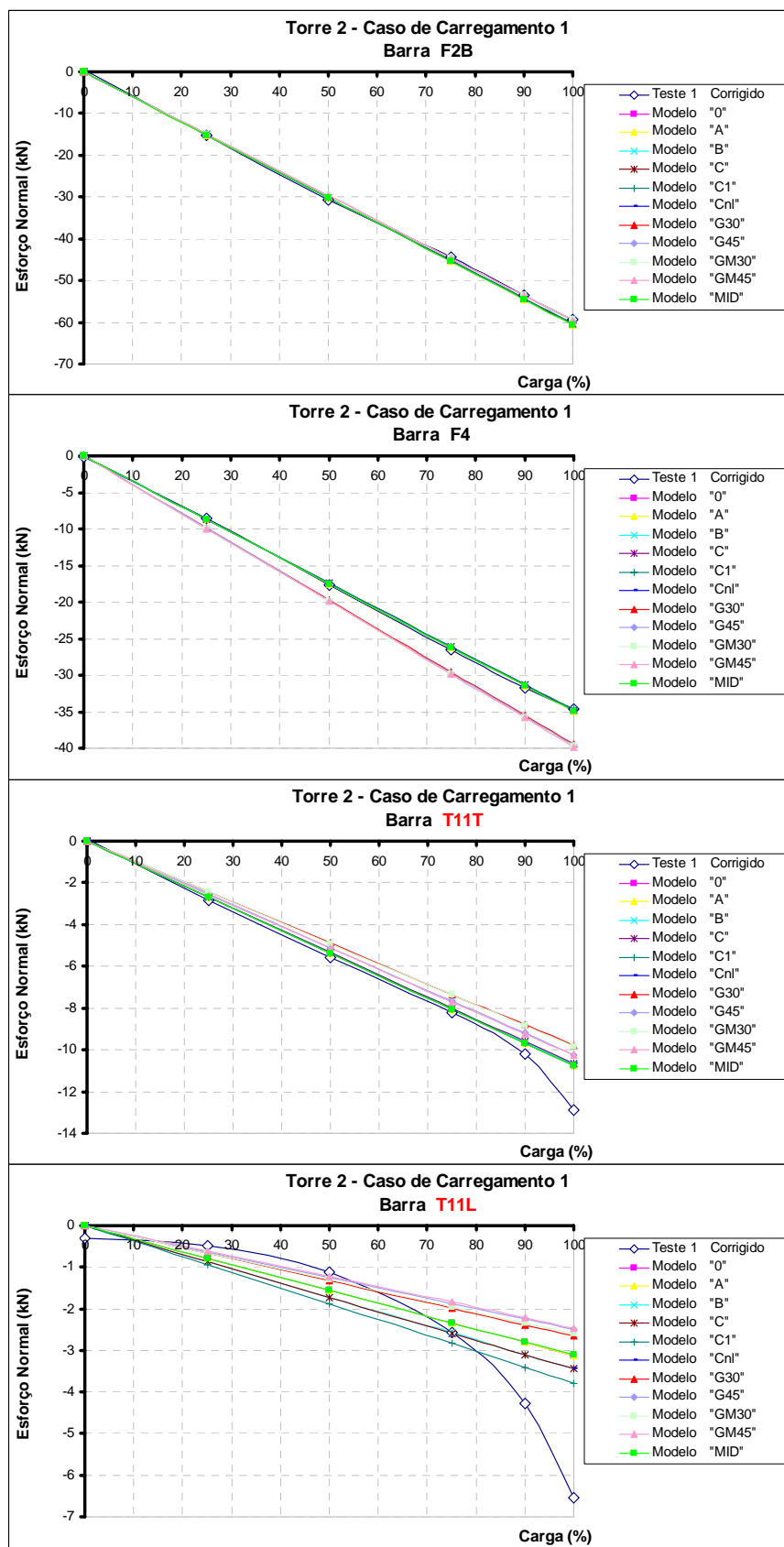


Figura D.28: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

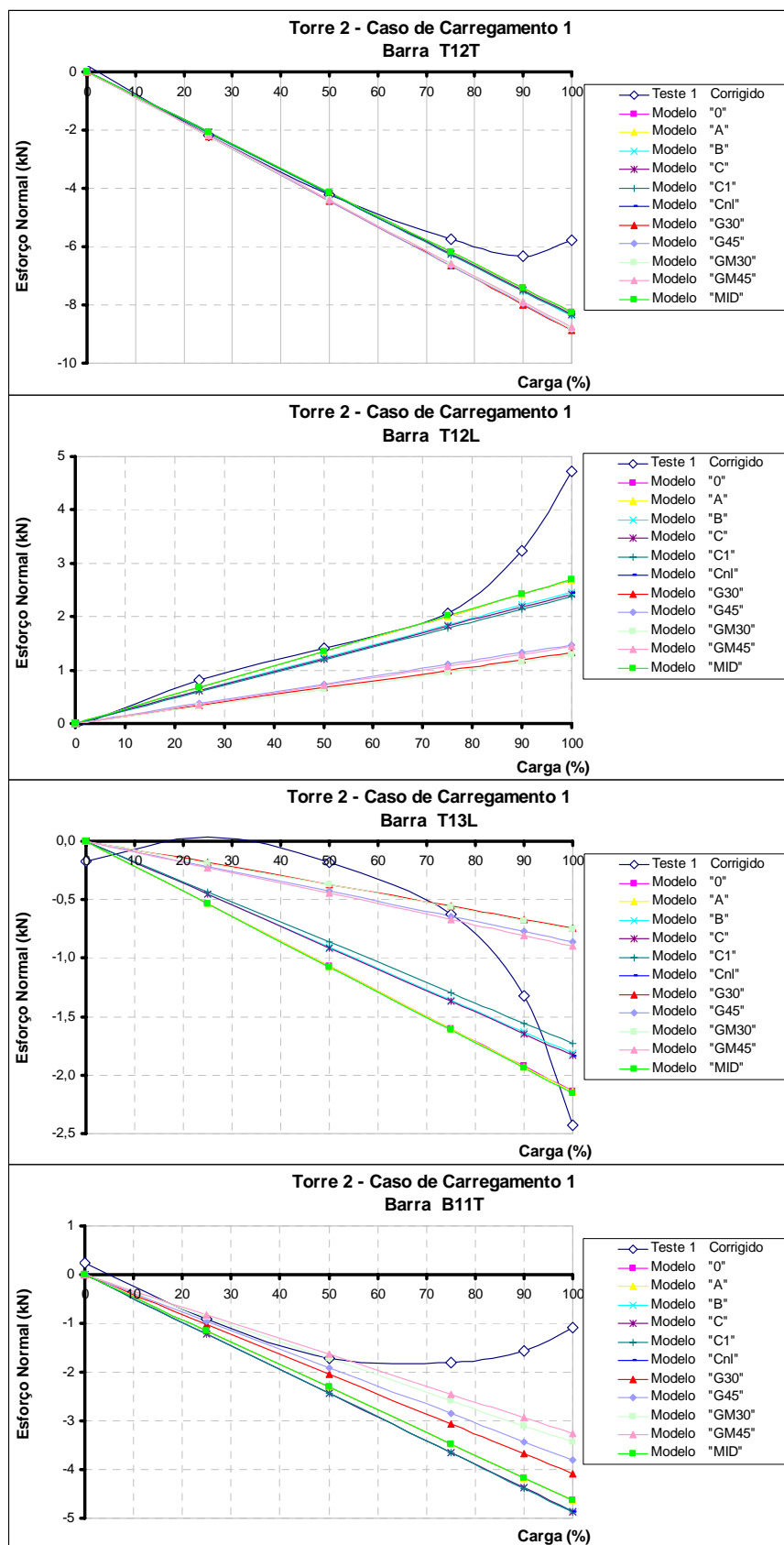


Figura D.29: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

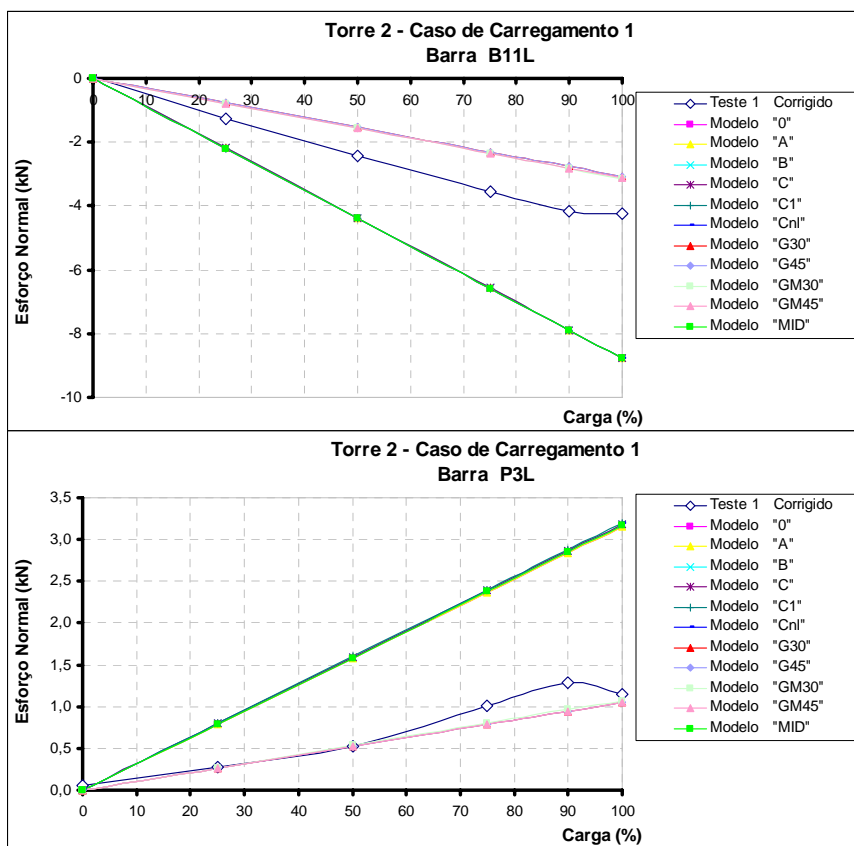


Figura D.30: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

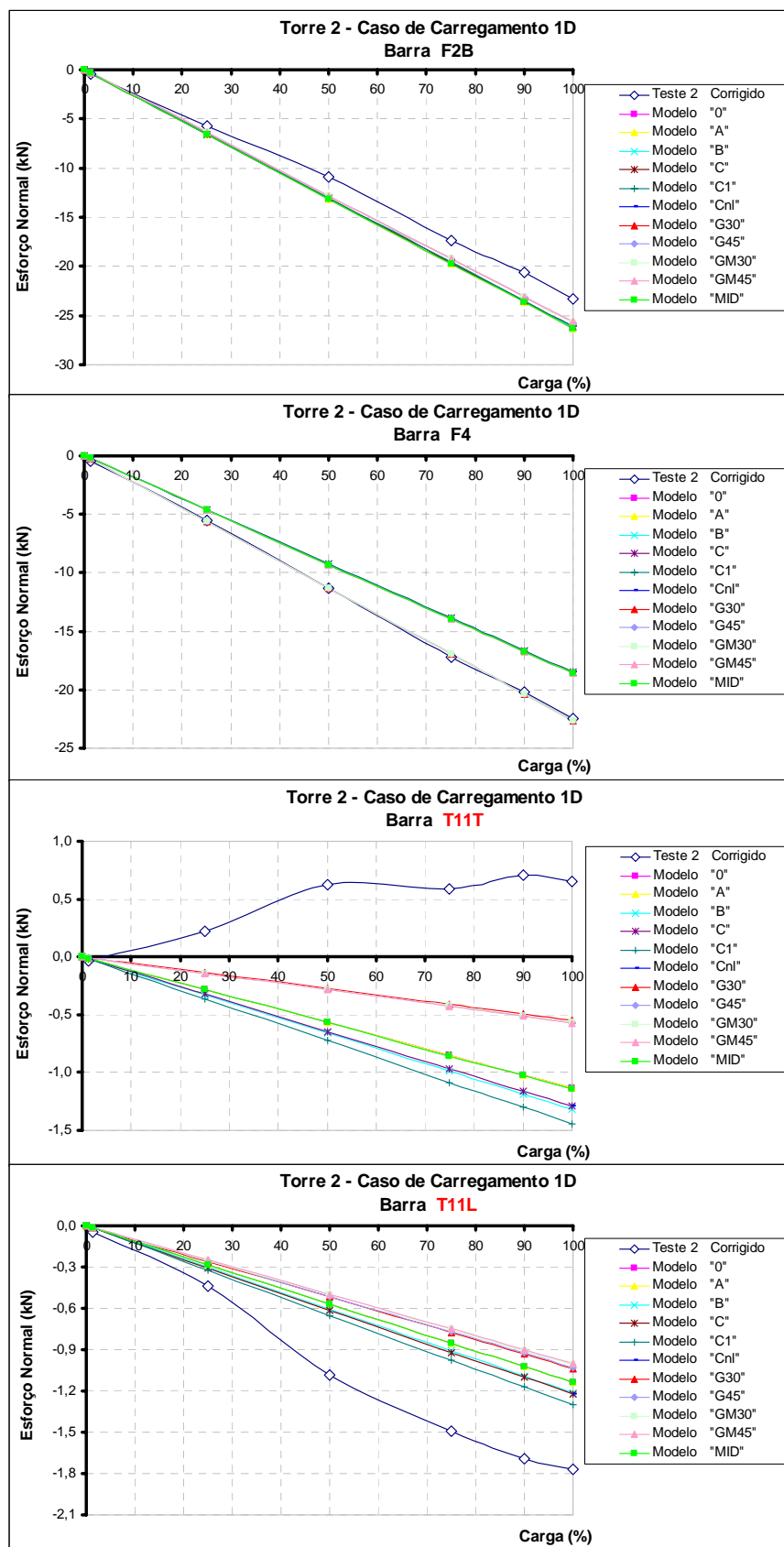


Figura D.31: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “1D” (Teste 2).



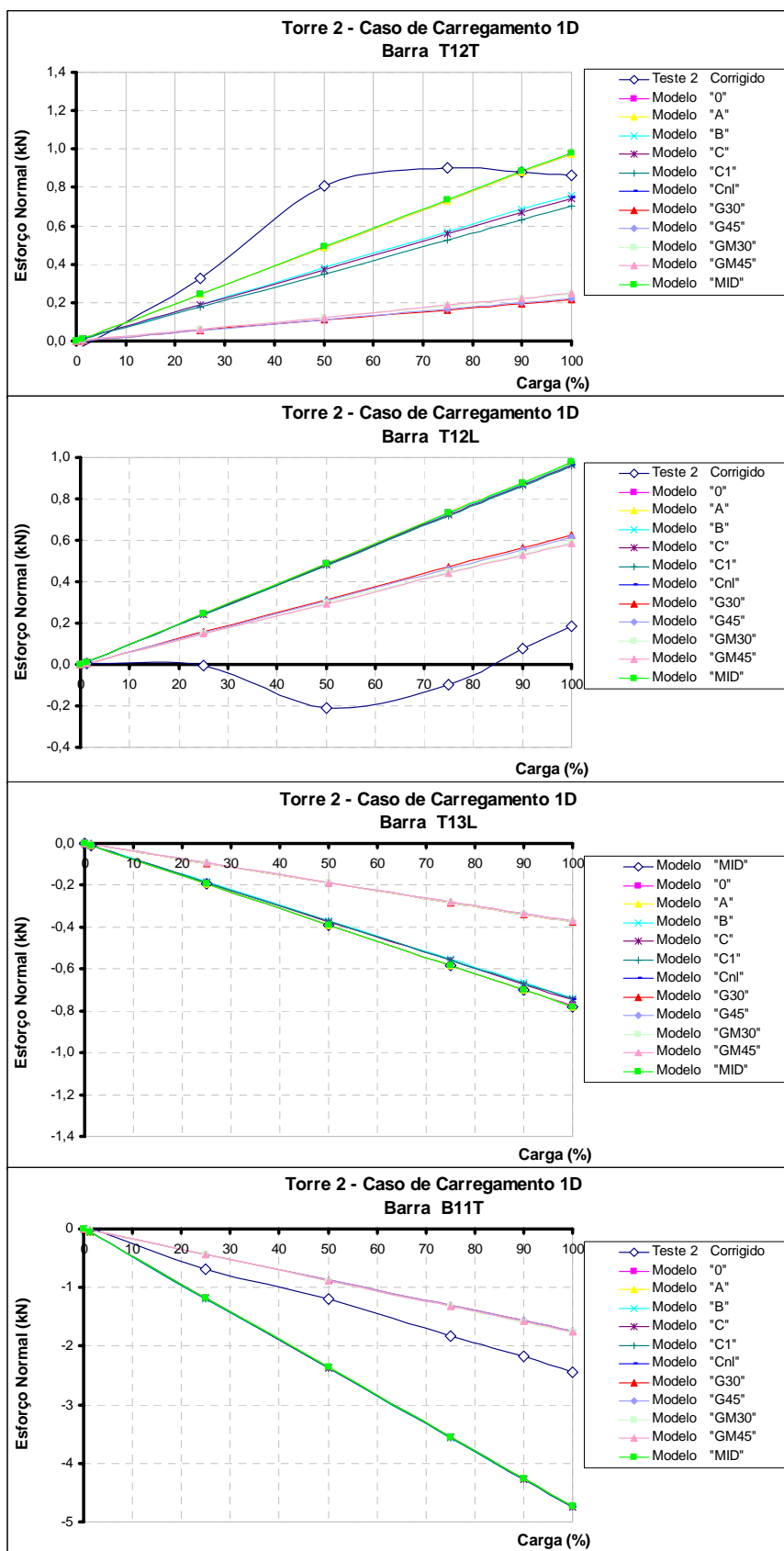


Figura D.32: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “1D” (Teste 2).

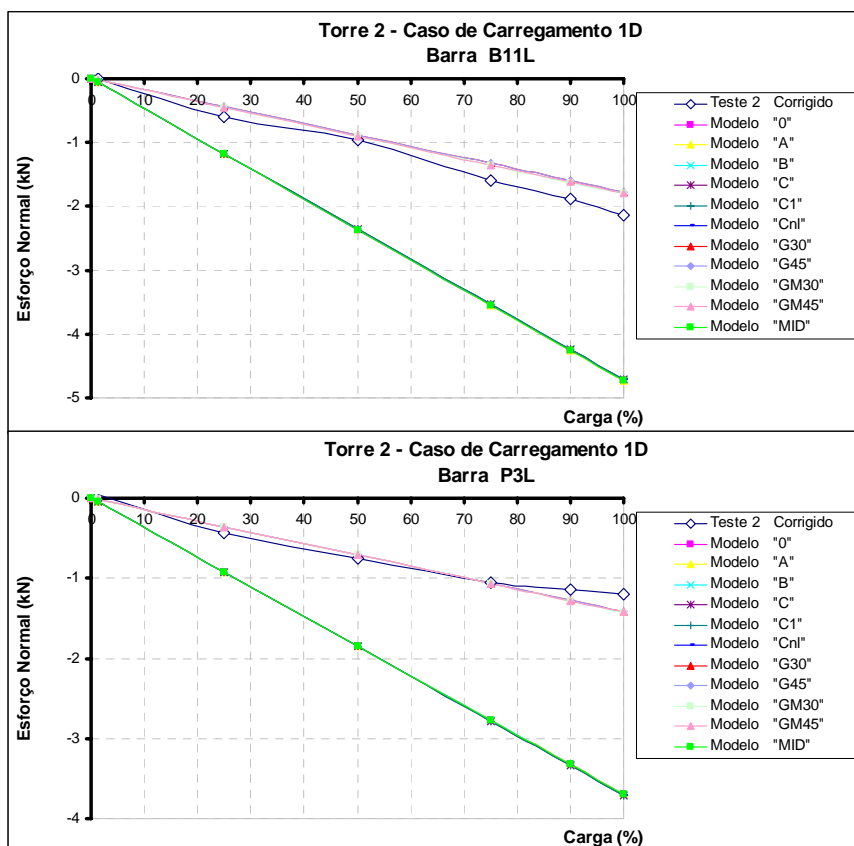


Figura D.33: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “1D” (Teste 2).

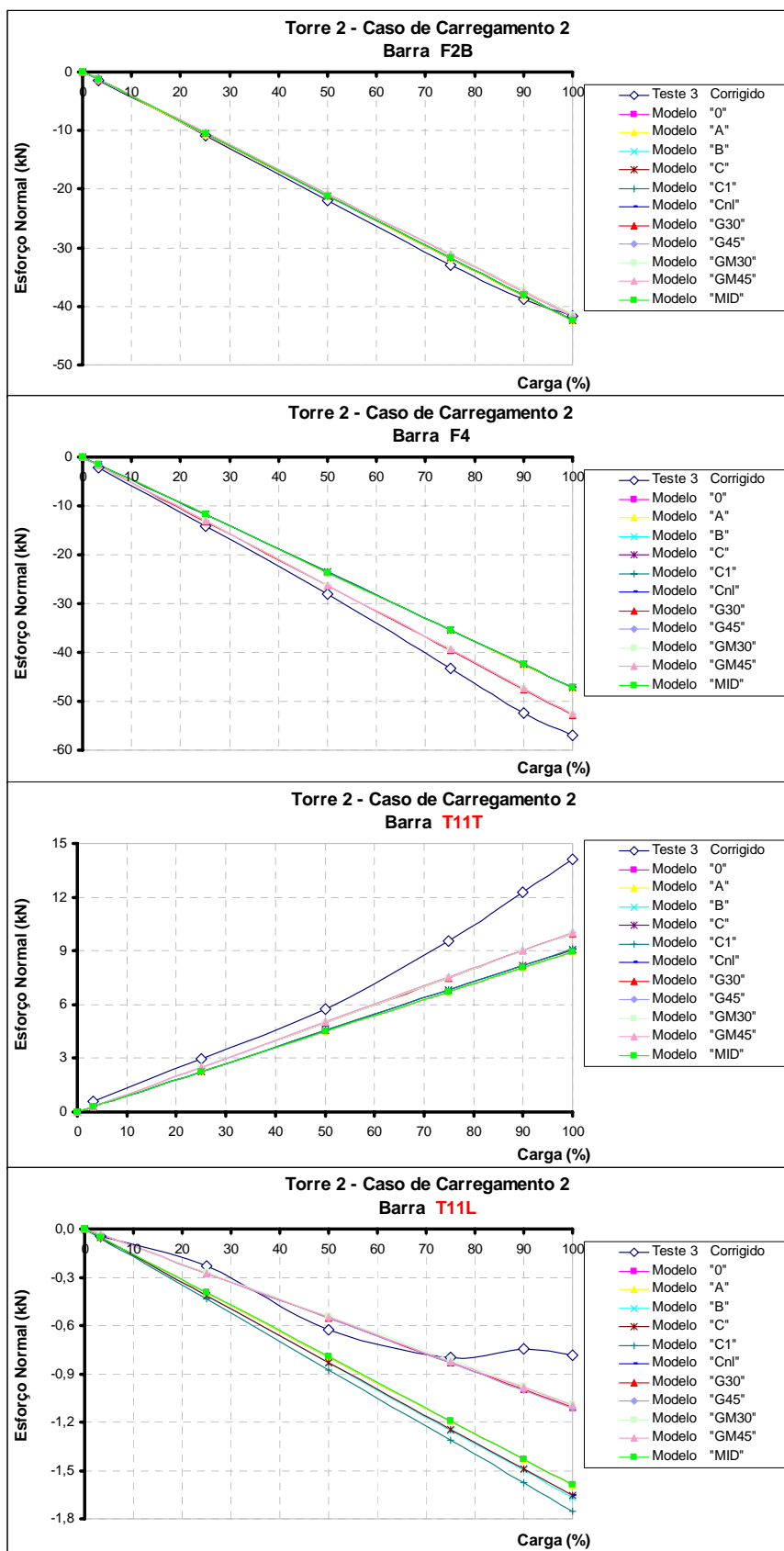


Figura D.34: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).

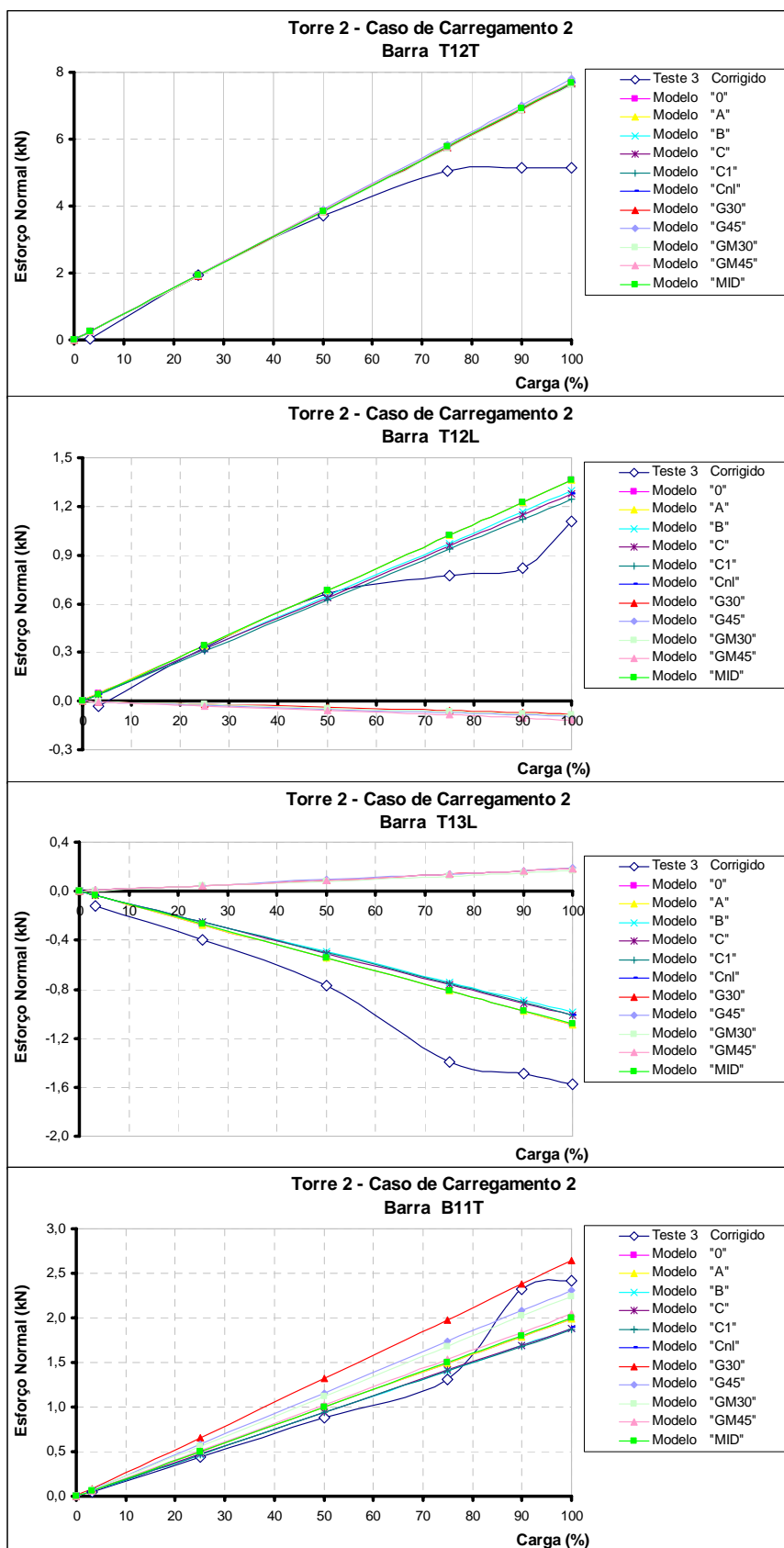


Figura D.35: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).

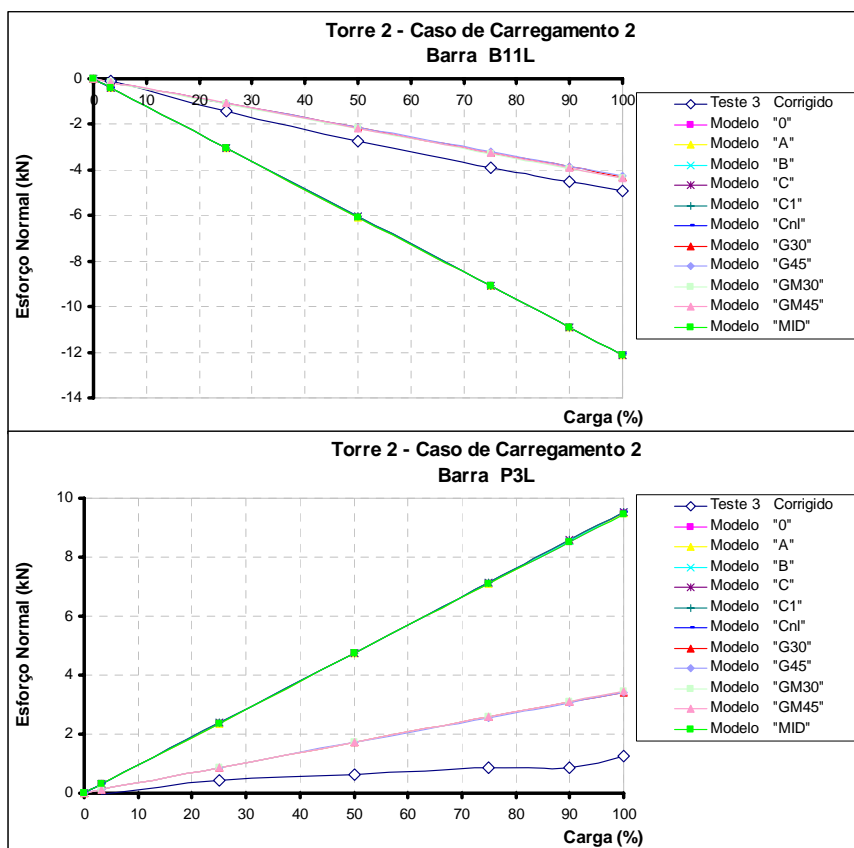


Figura D.36: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).

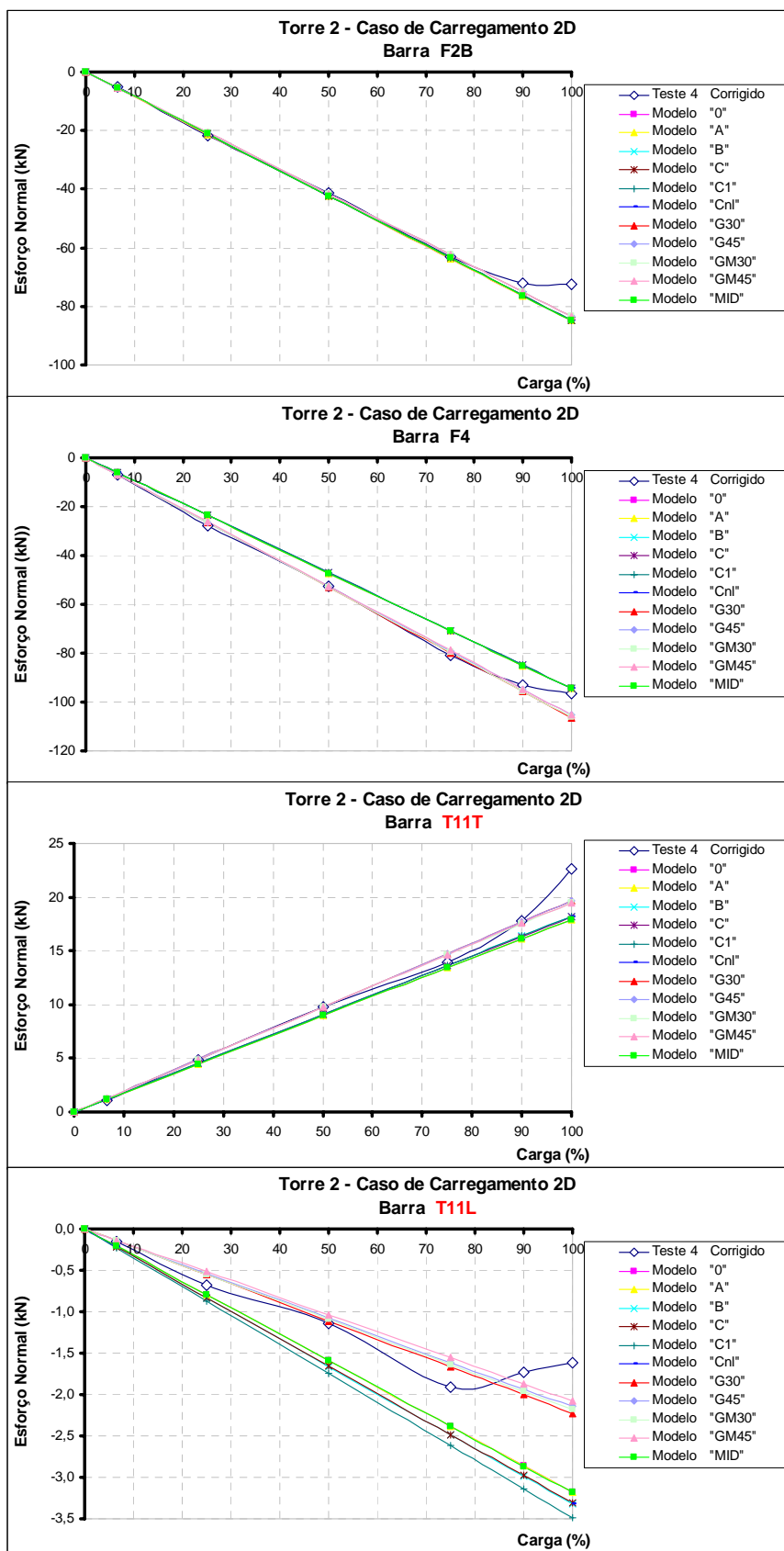


Figura D.37: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

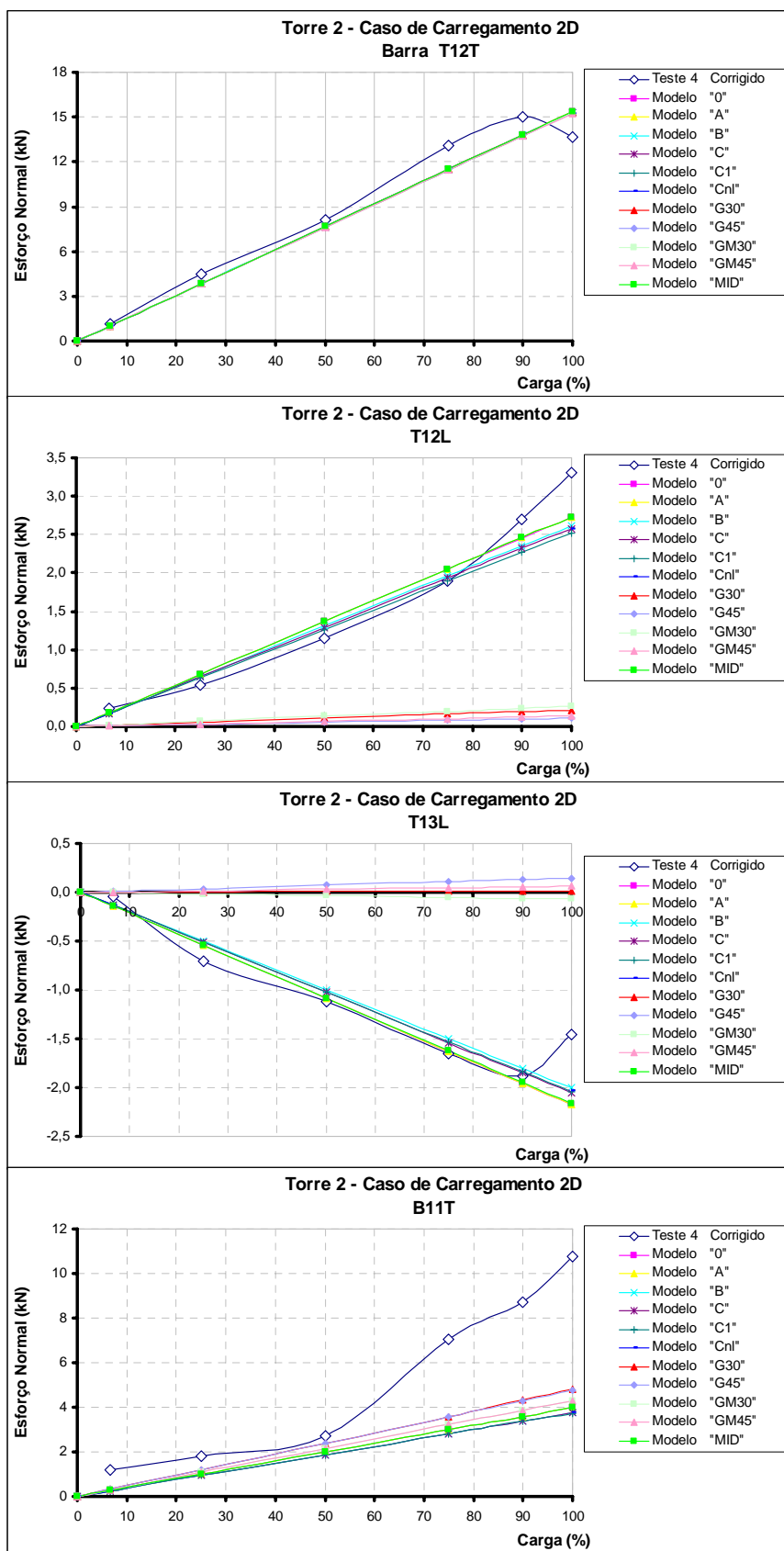


Figura D.38: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

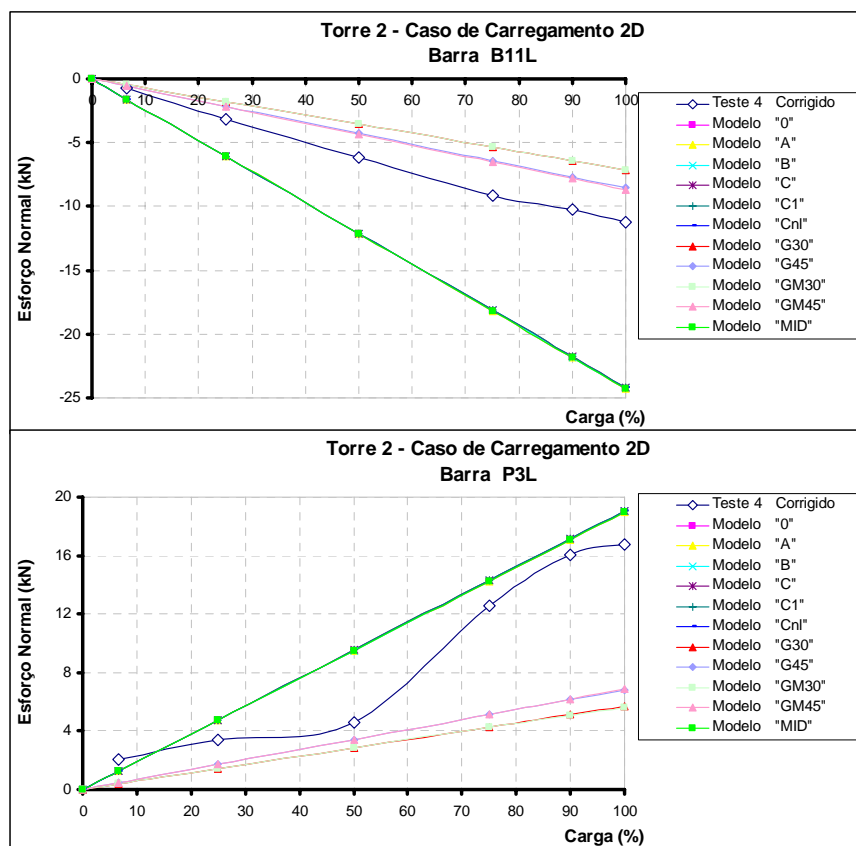


Figura D.39: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).



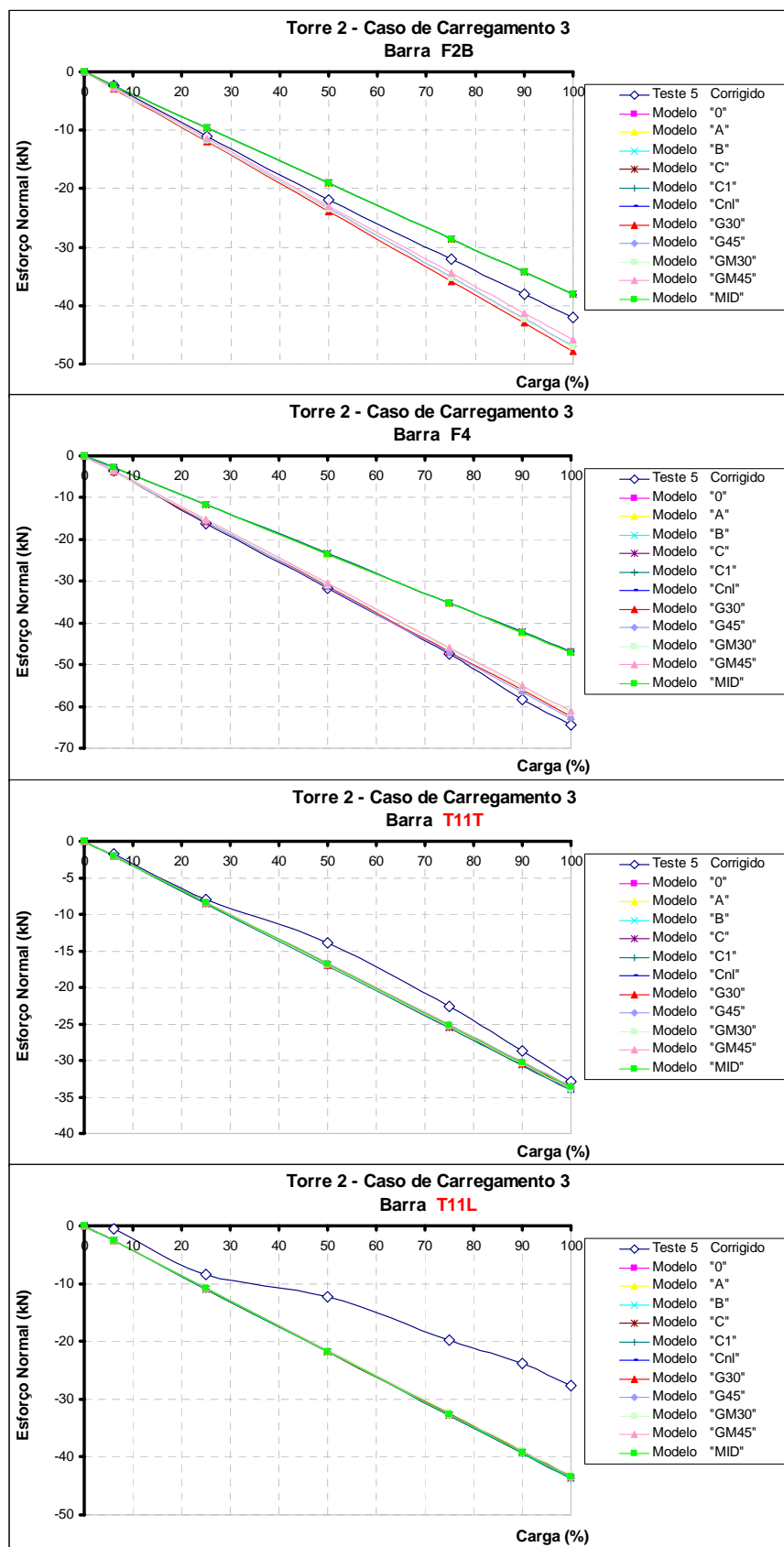


Figura D.40: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

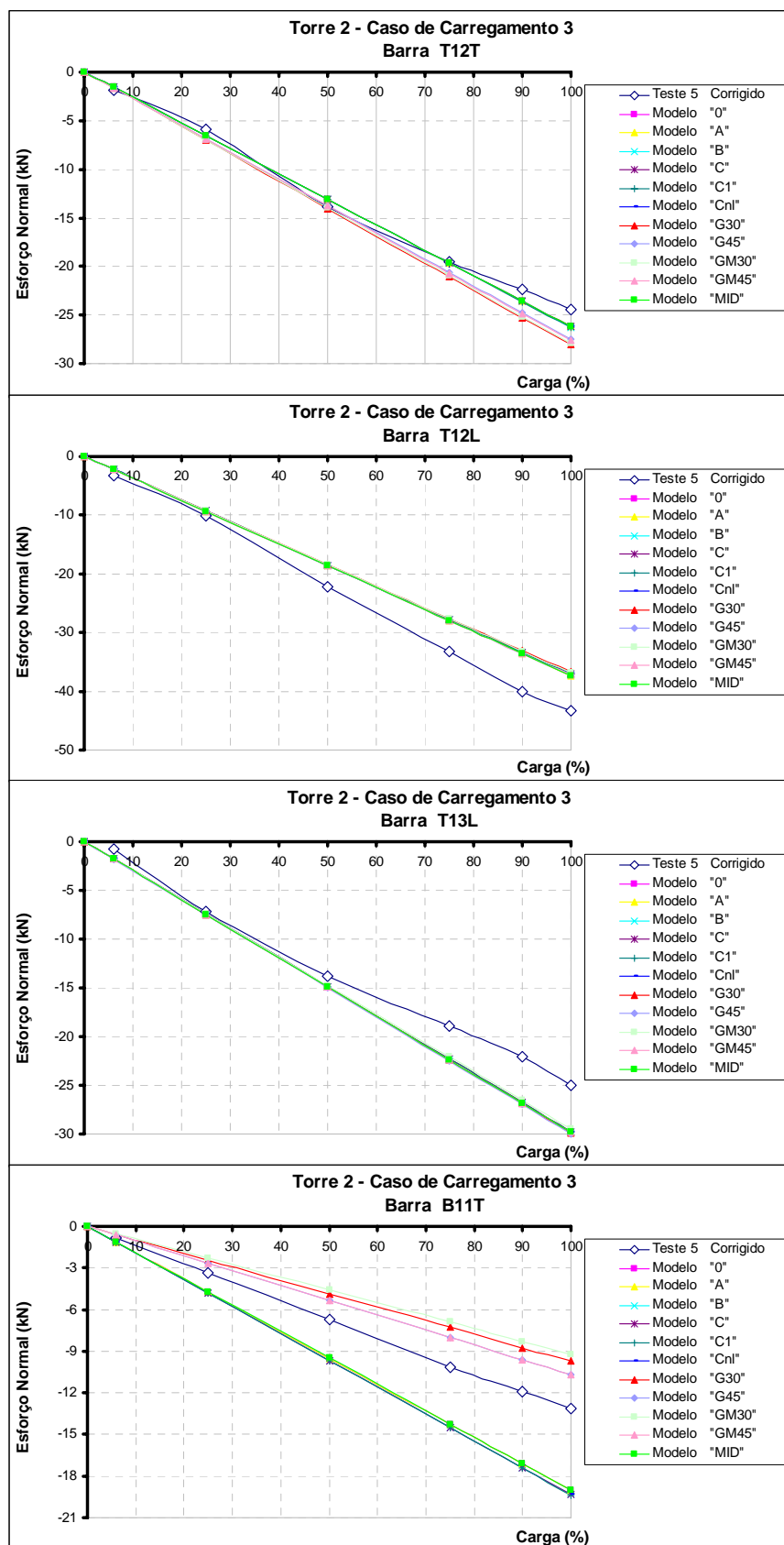


Figura D.41: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

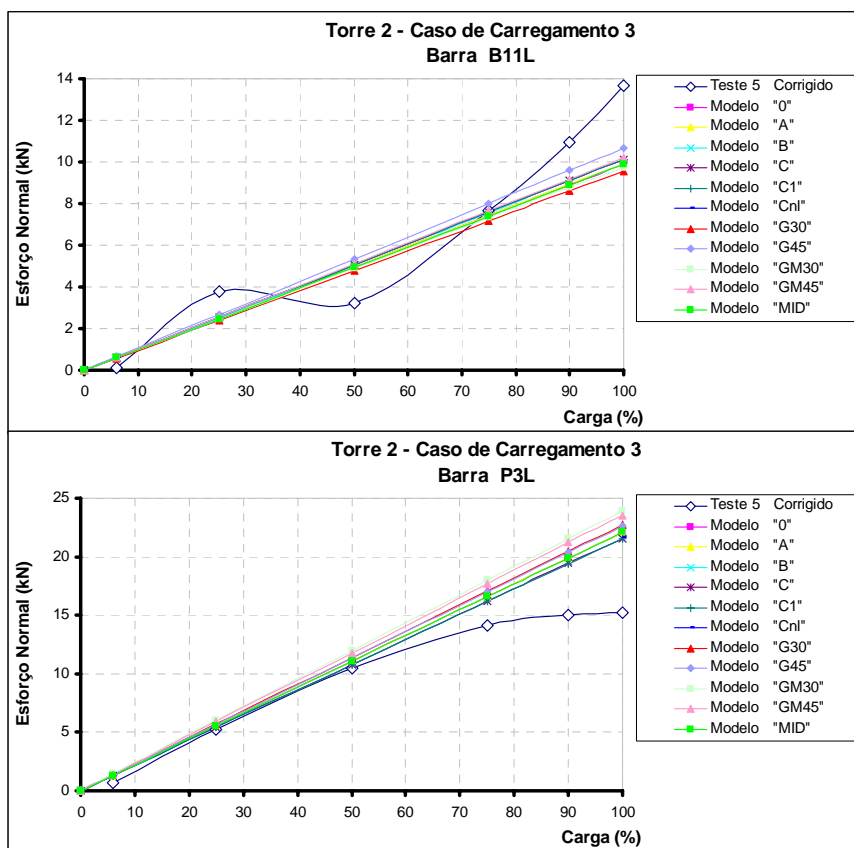


Figura D.42: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

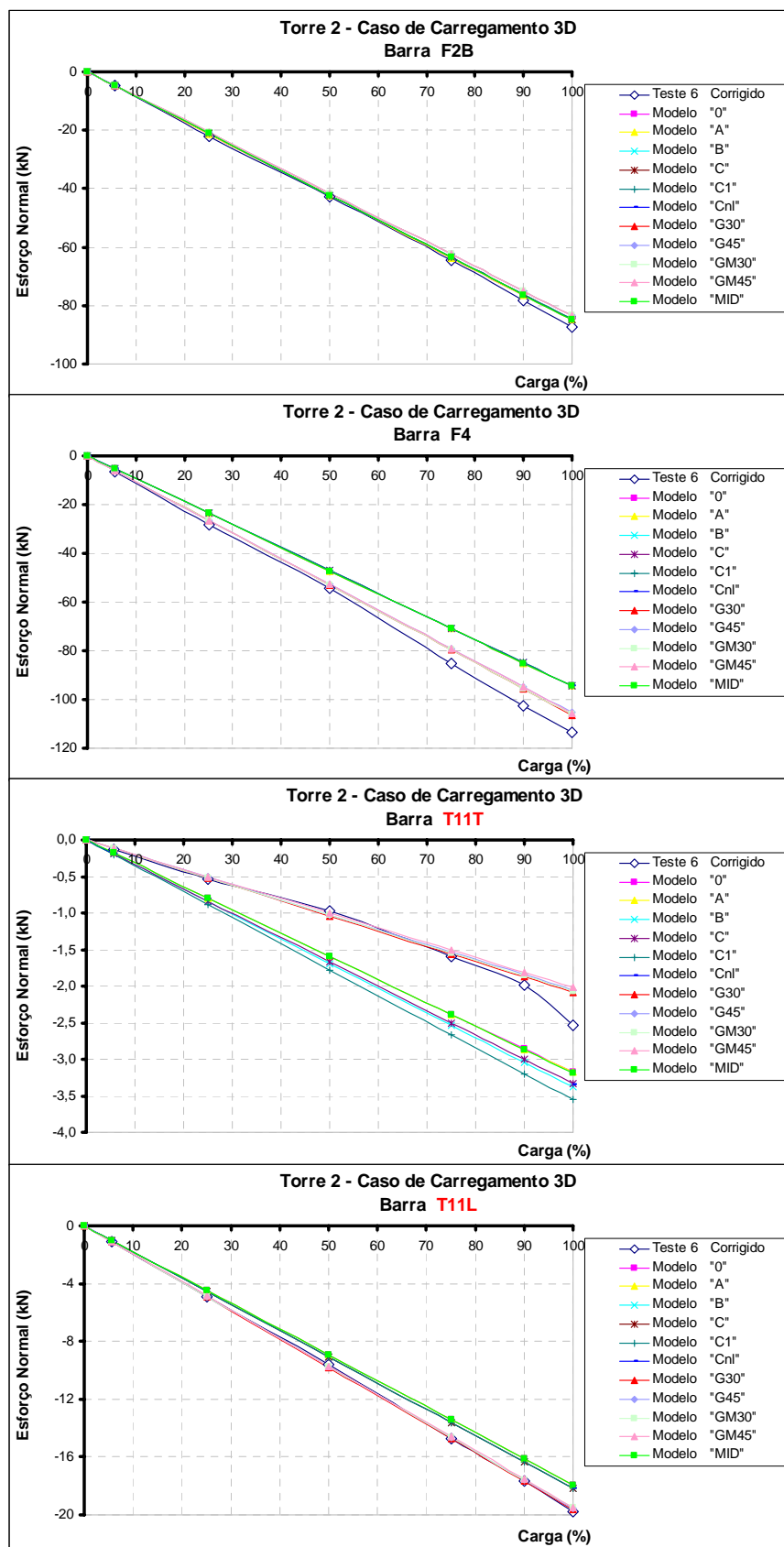


Figura D.43: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

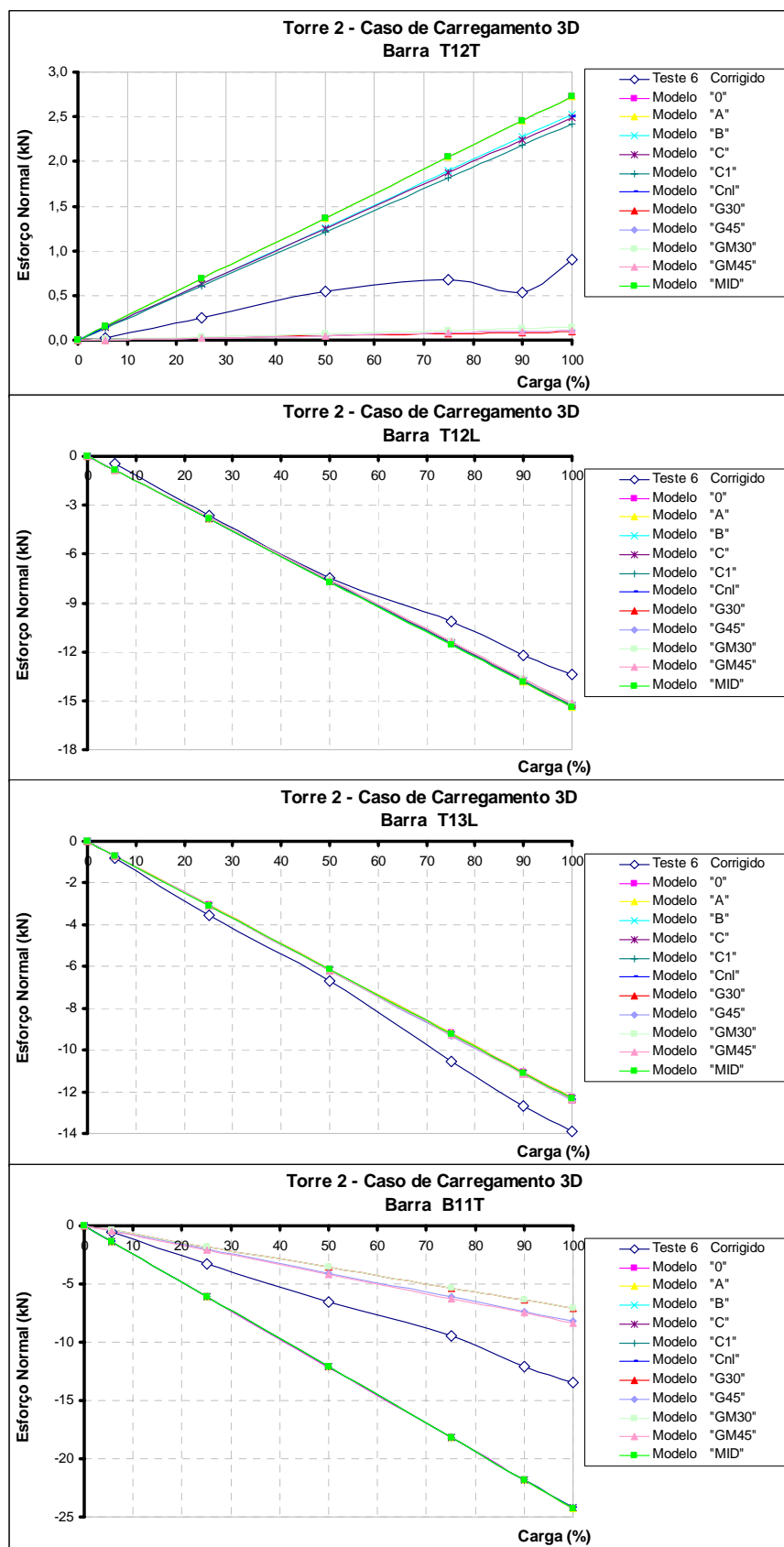


Figura D.44: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

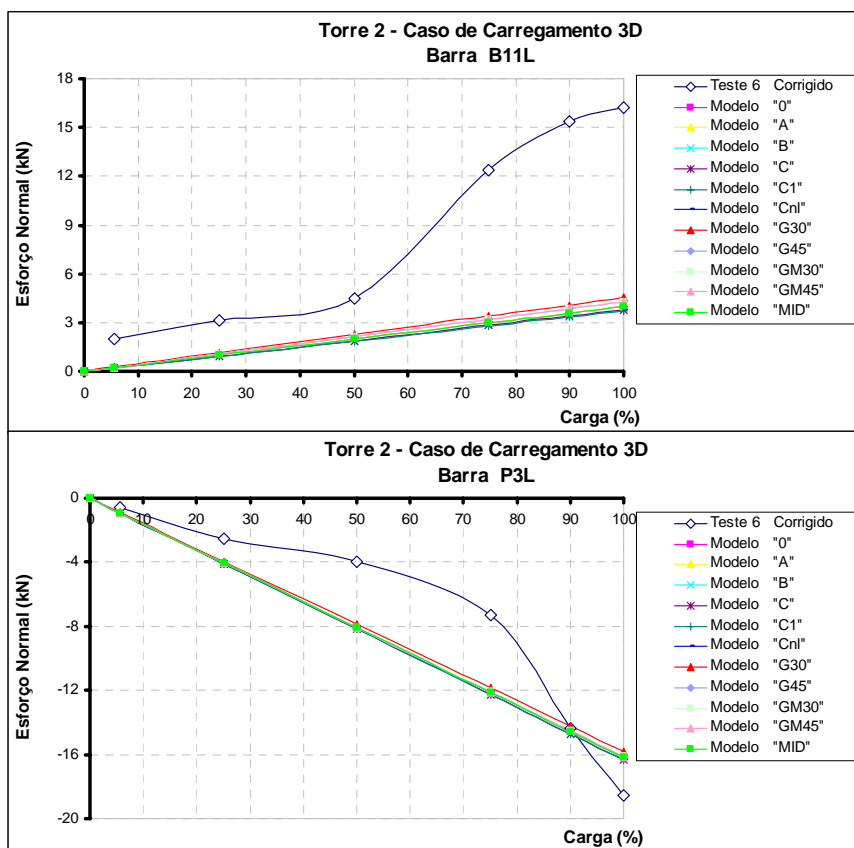


Figura D.45: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

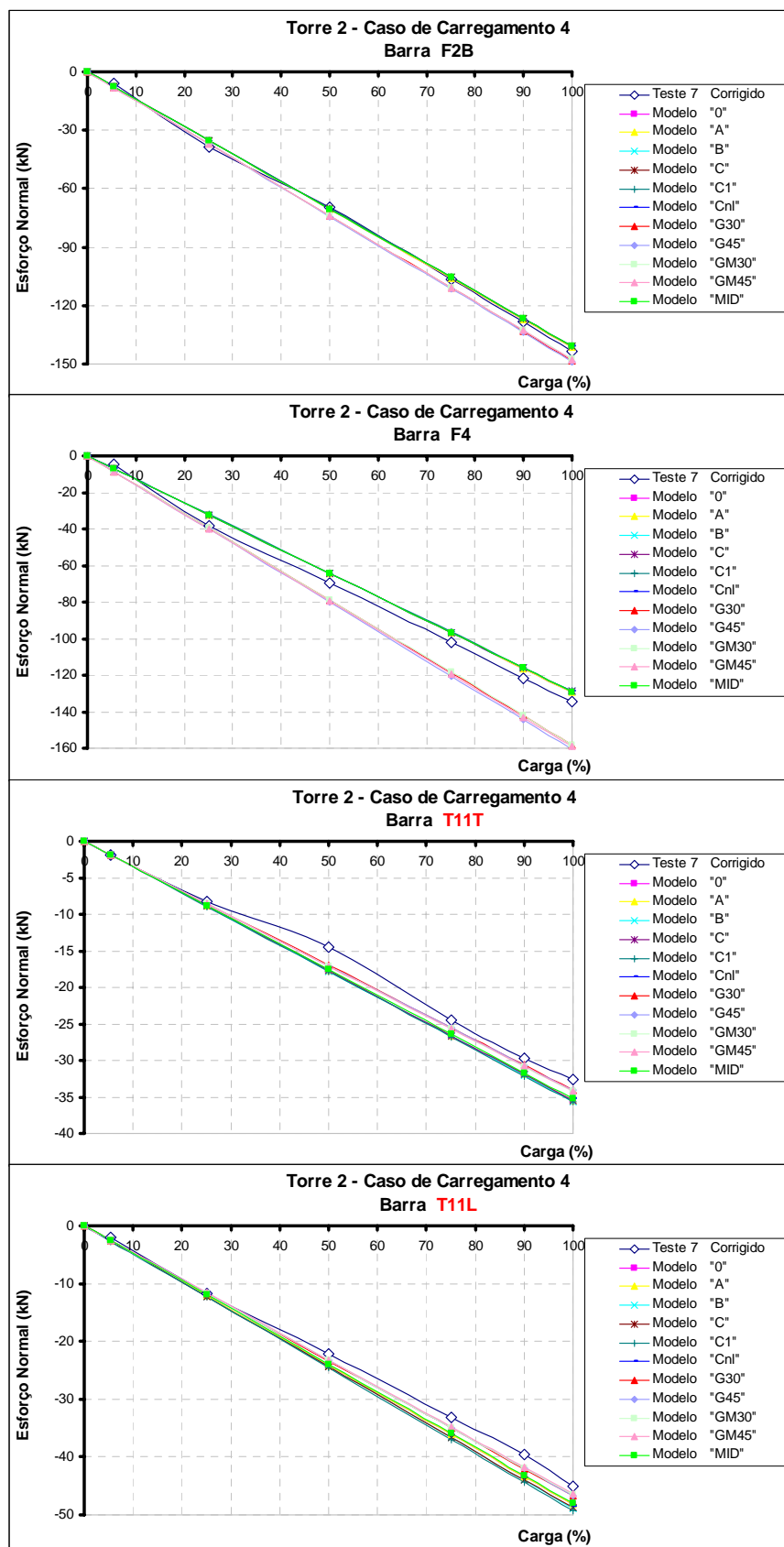


Figura D.46: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2" para o caso de carregamento "4" (Teste 7).

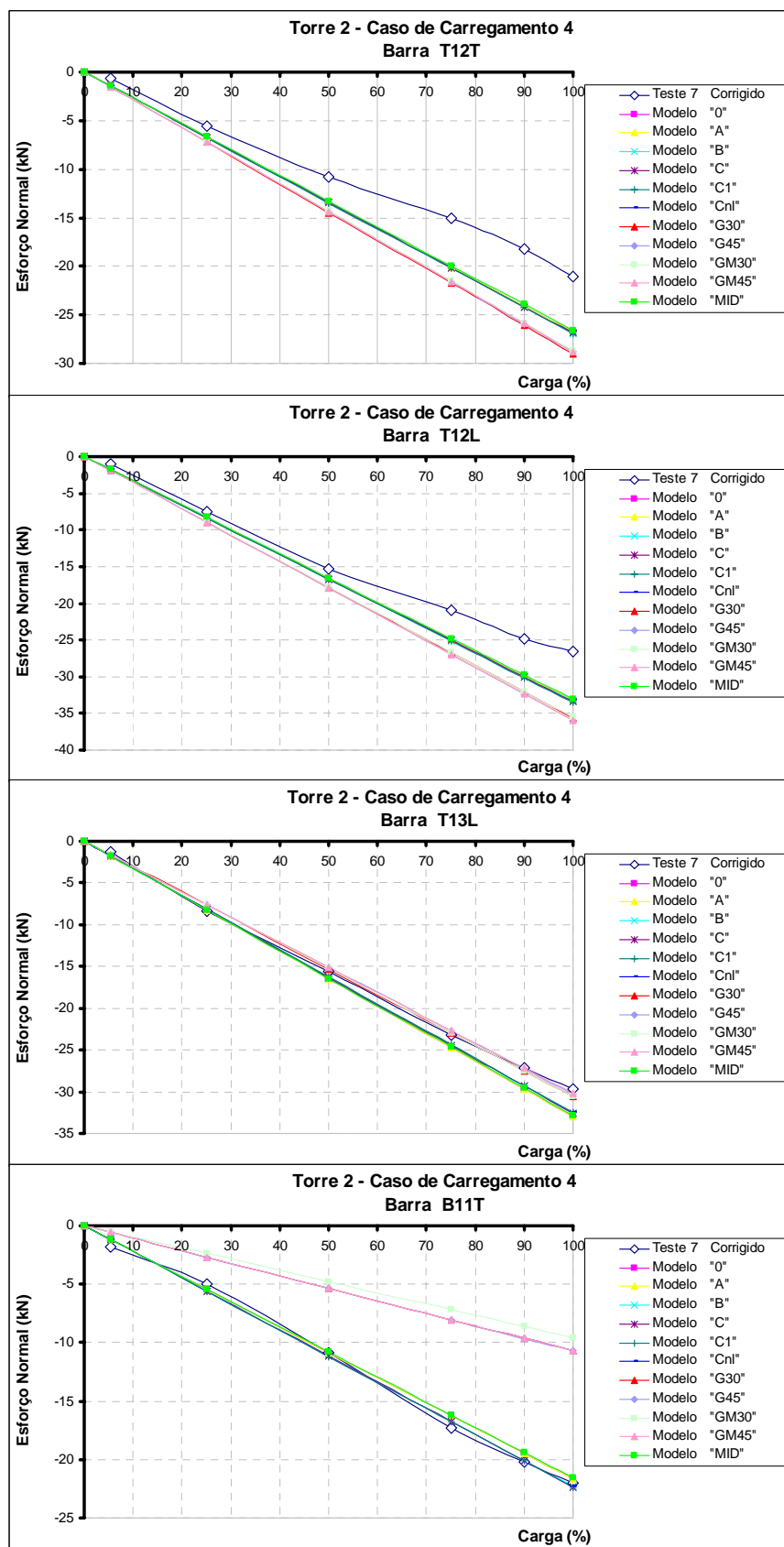


Figura D.47: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).



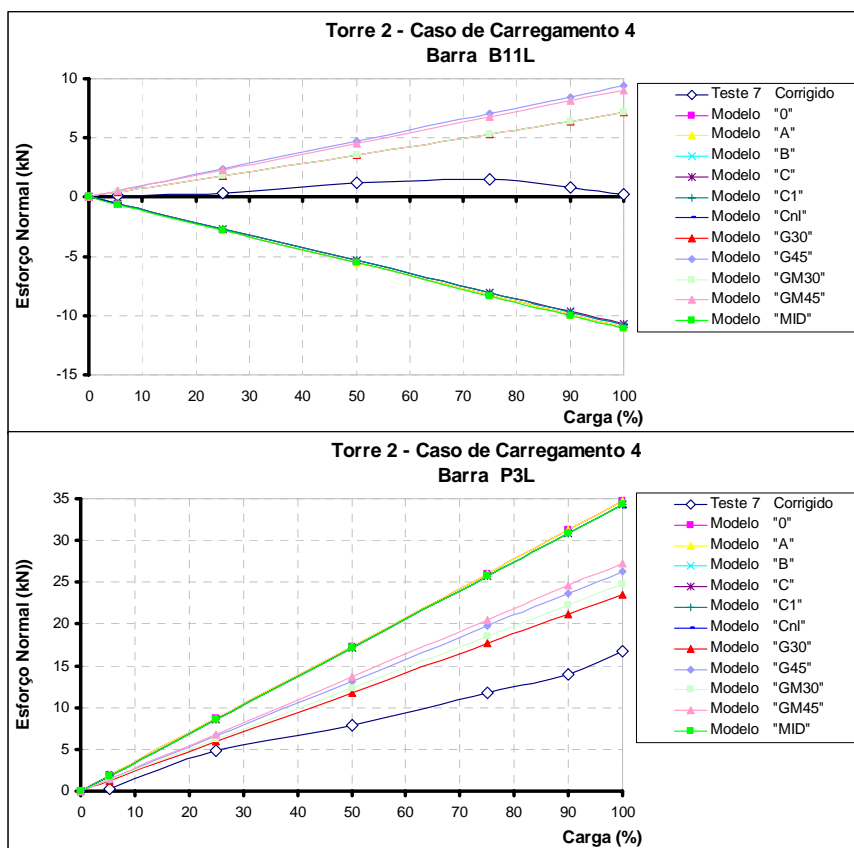


Figura D.48: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).

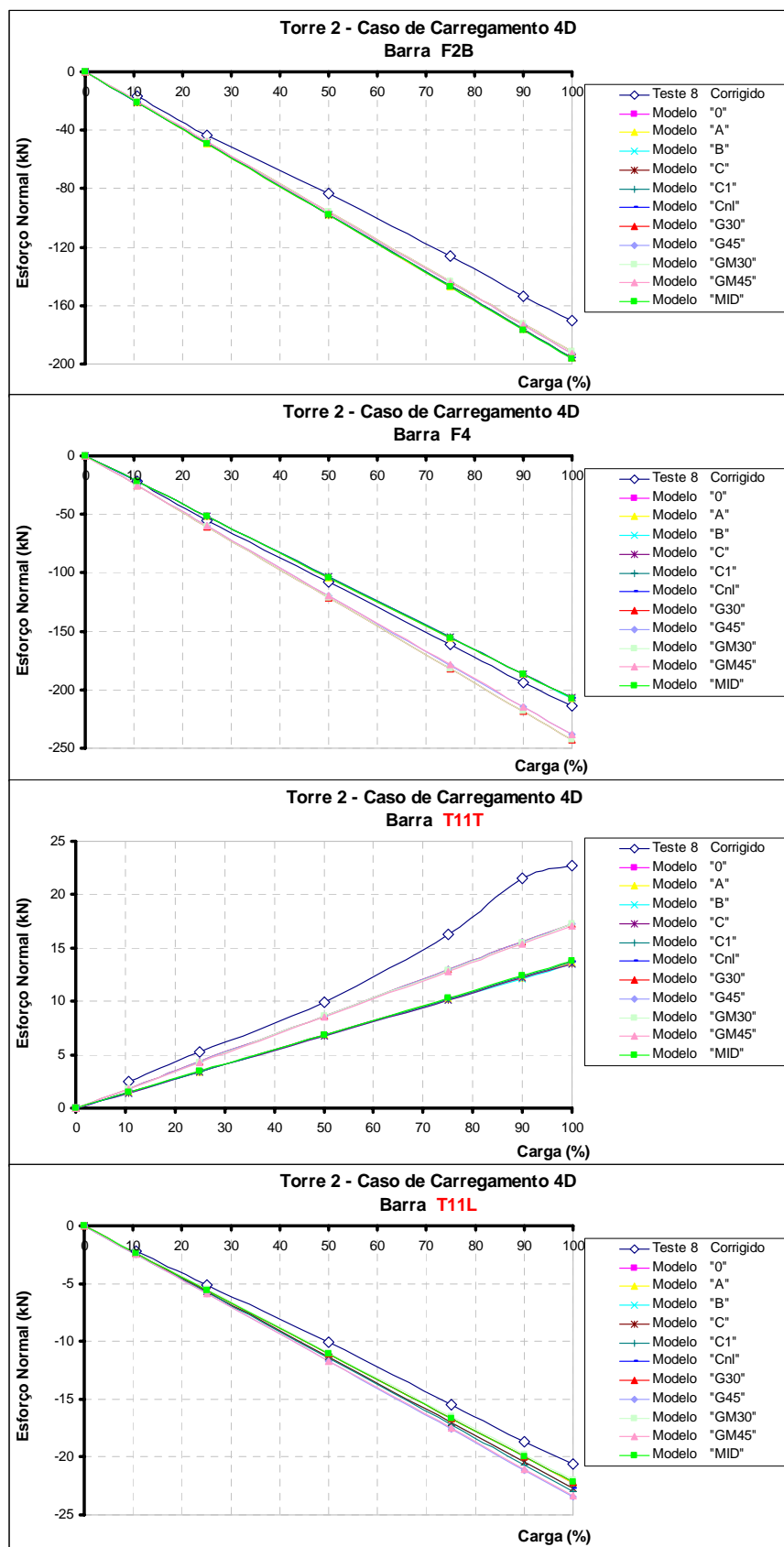


Figura D.49: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

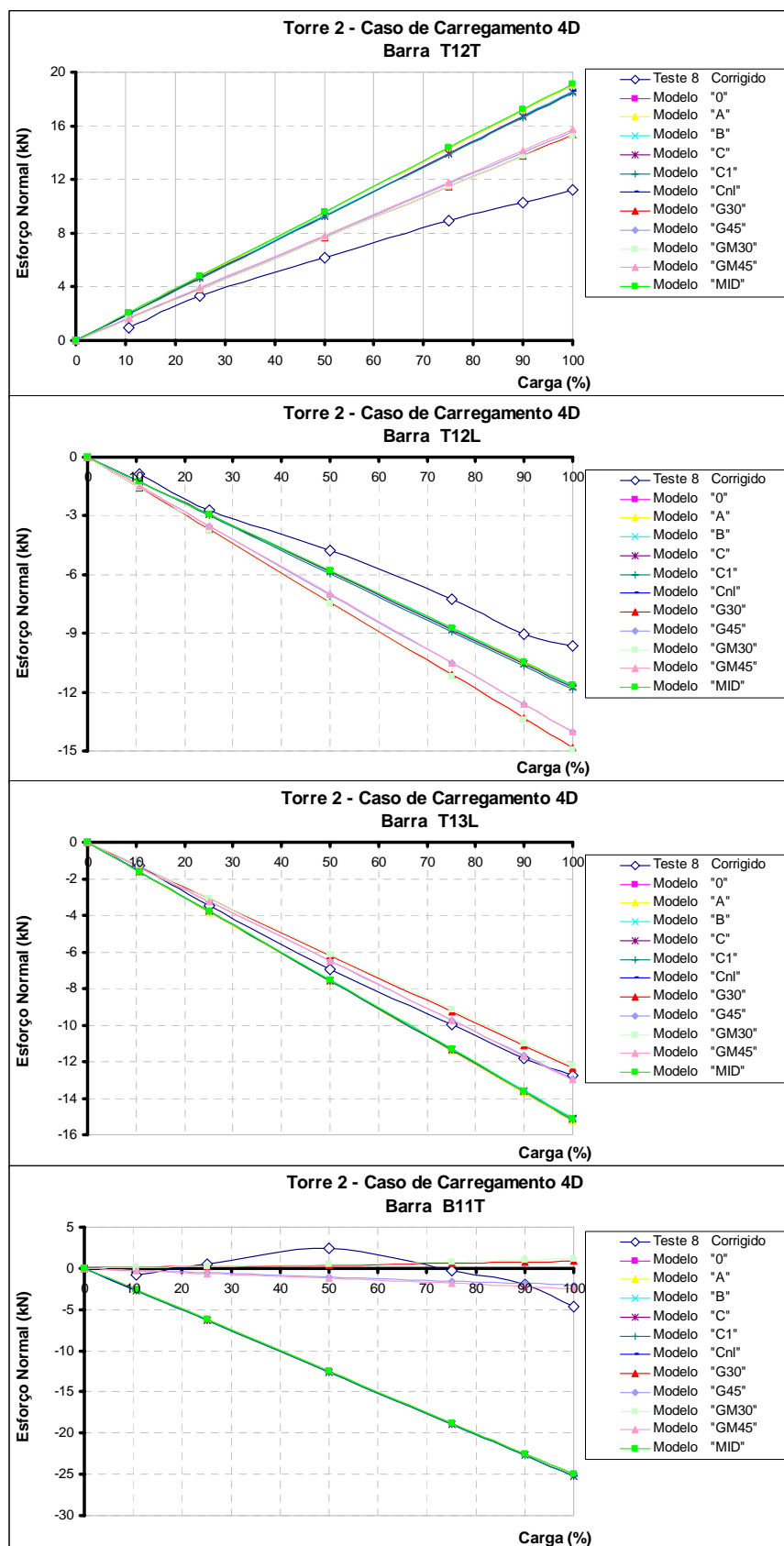


Figura D.50: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

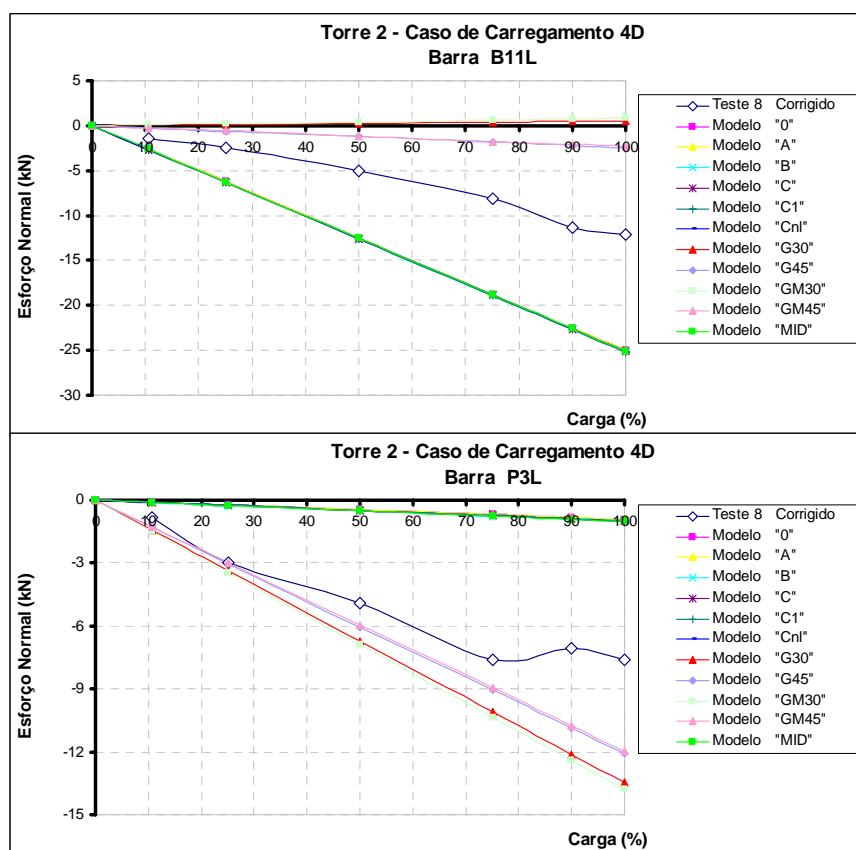


Figura D.51: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

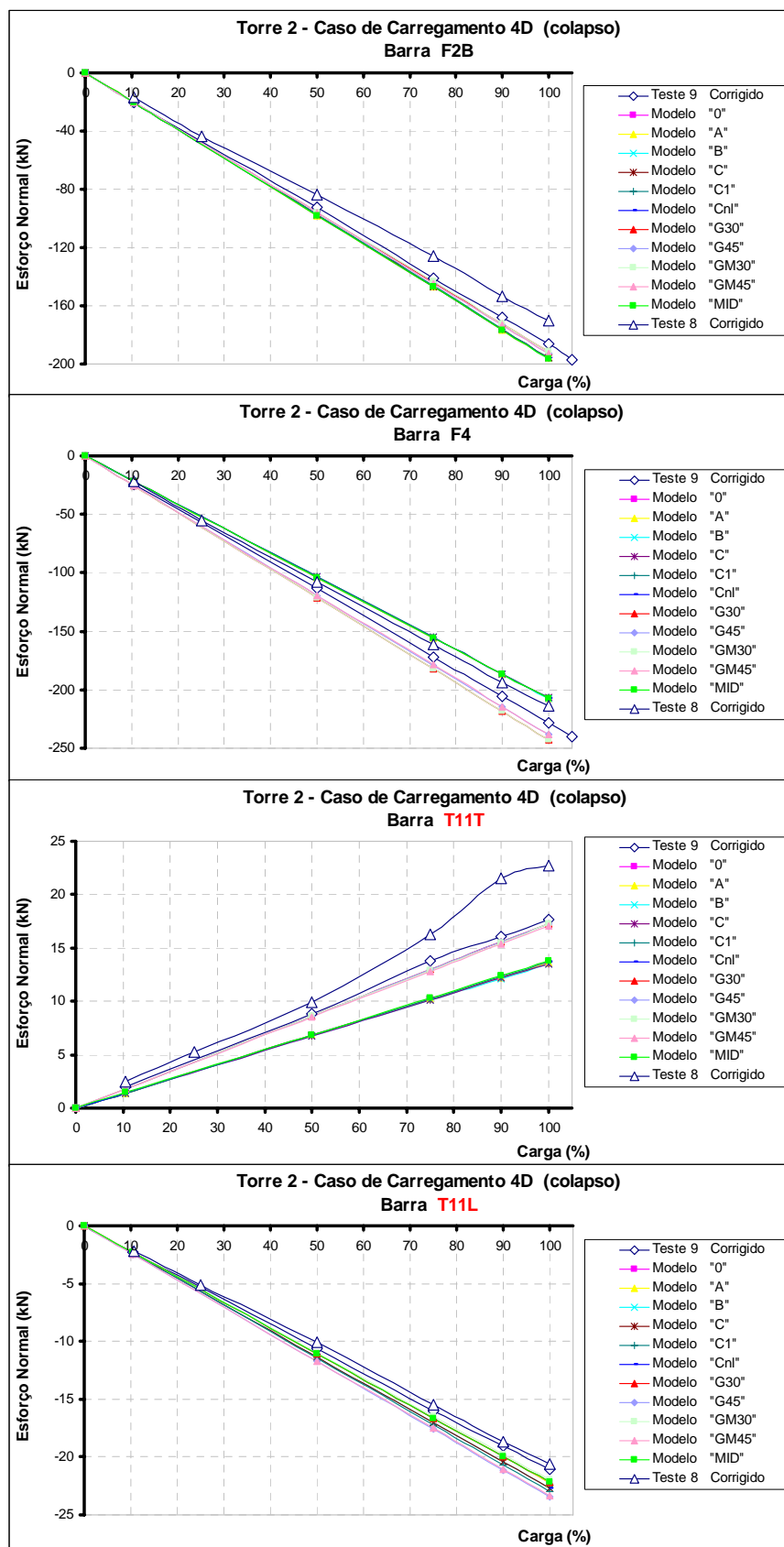


Figura D.52: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

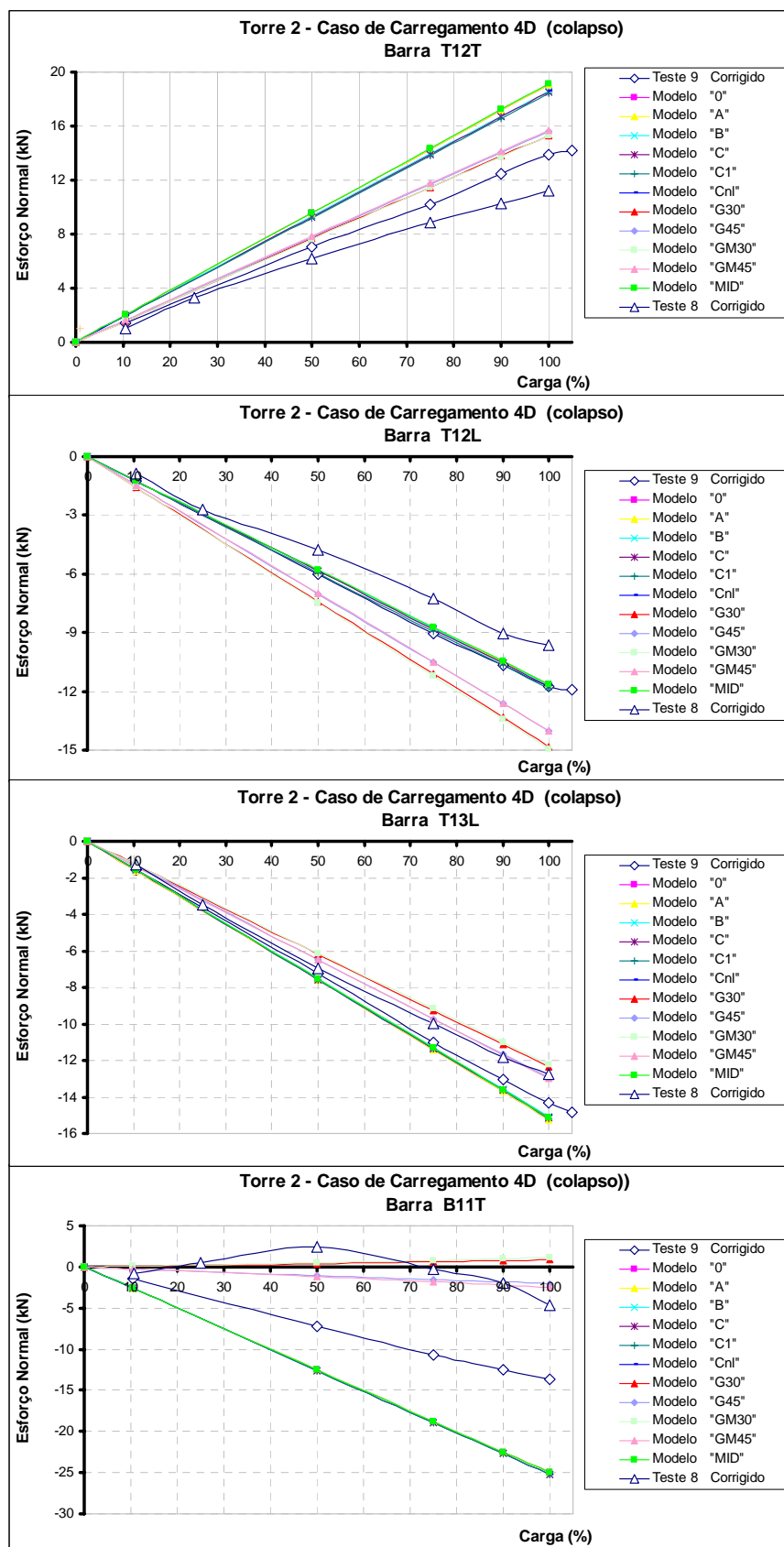


Figura D.53: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

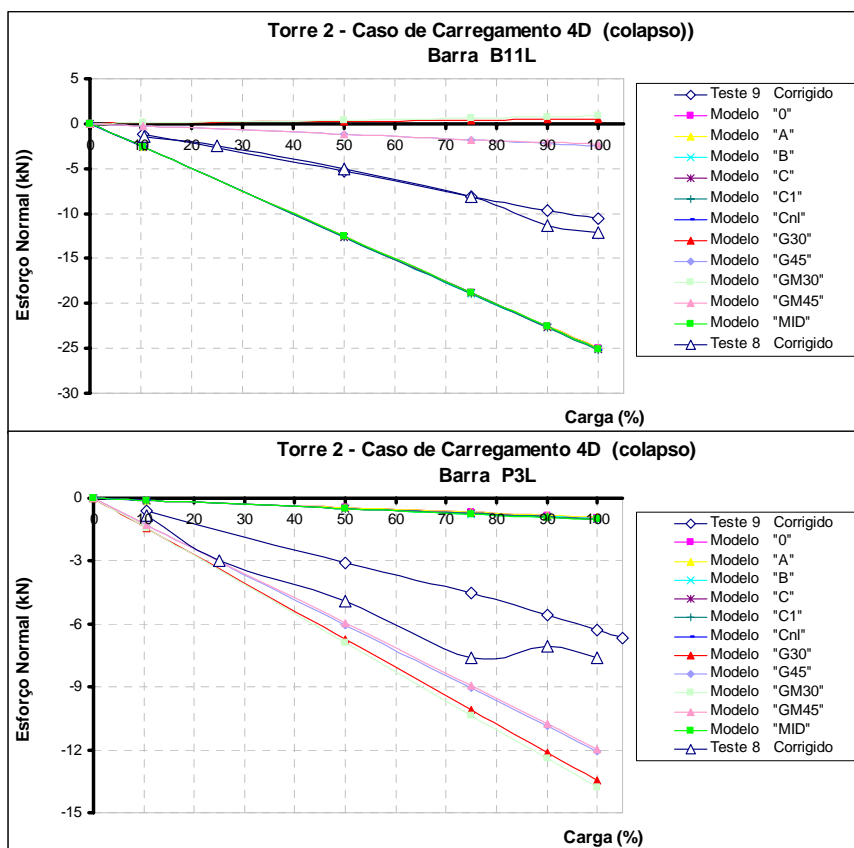


Figura D.54: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

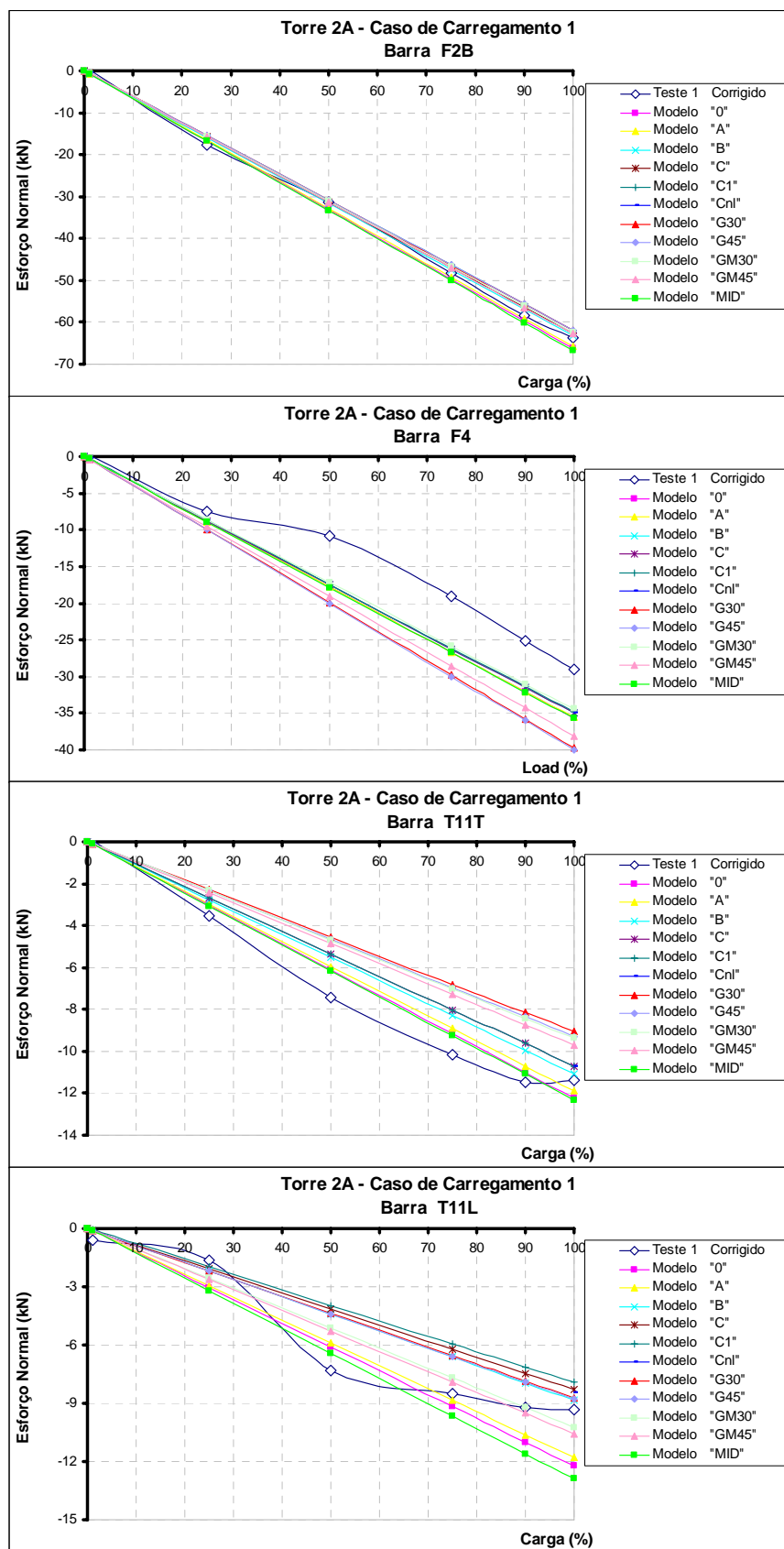


Figura D.55: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).



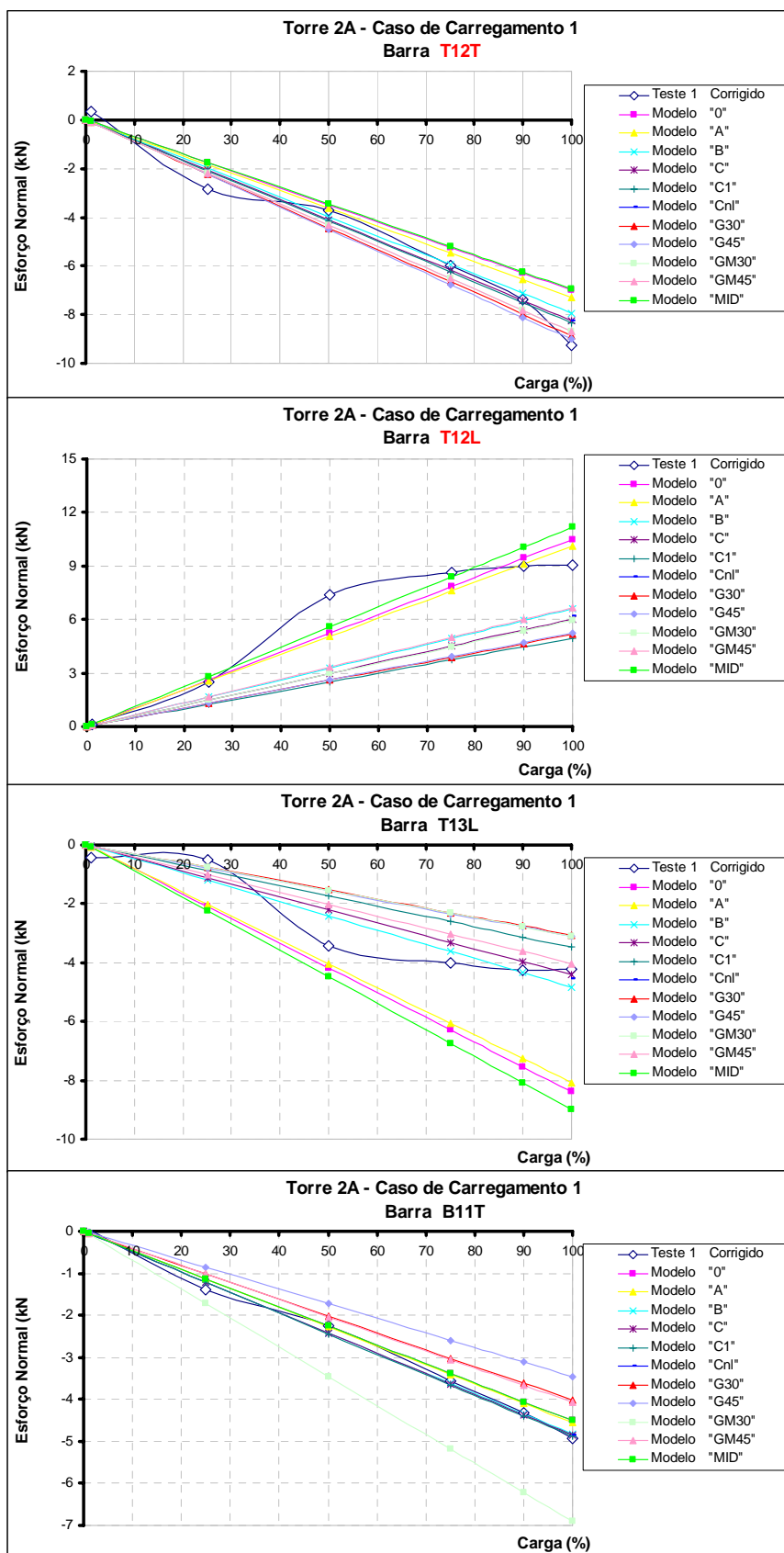


Figura D.56: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “1” (Teste 1).

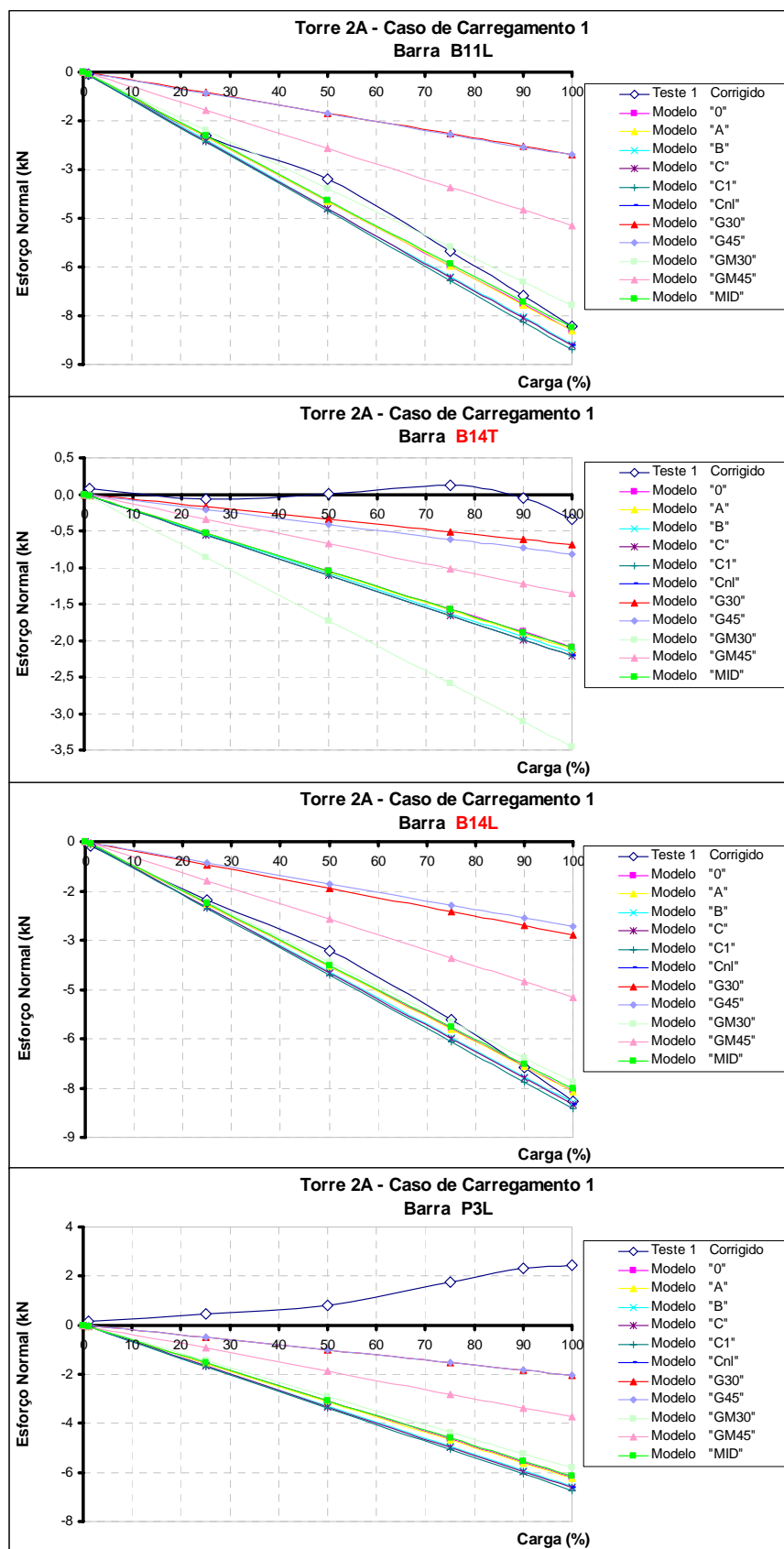


Figura D.57: Esforços normais (kN) nas barras B11L, B14T, B14L e P3L da torre "2A" para o caso de carregamento "1" (Teste 1).

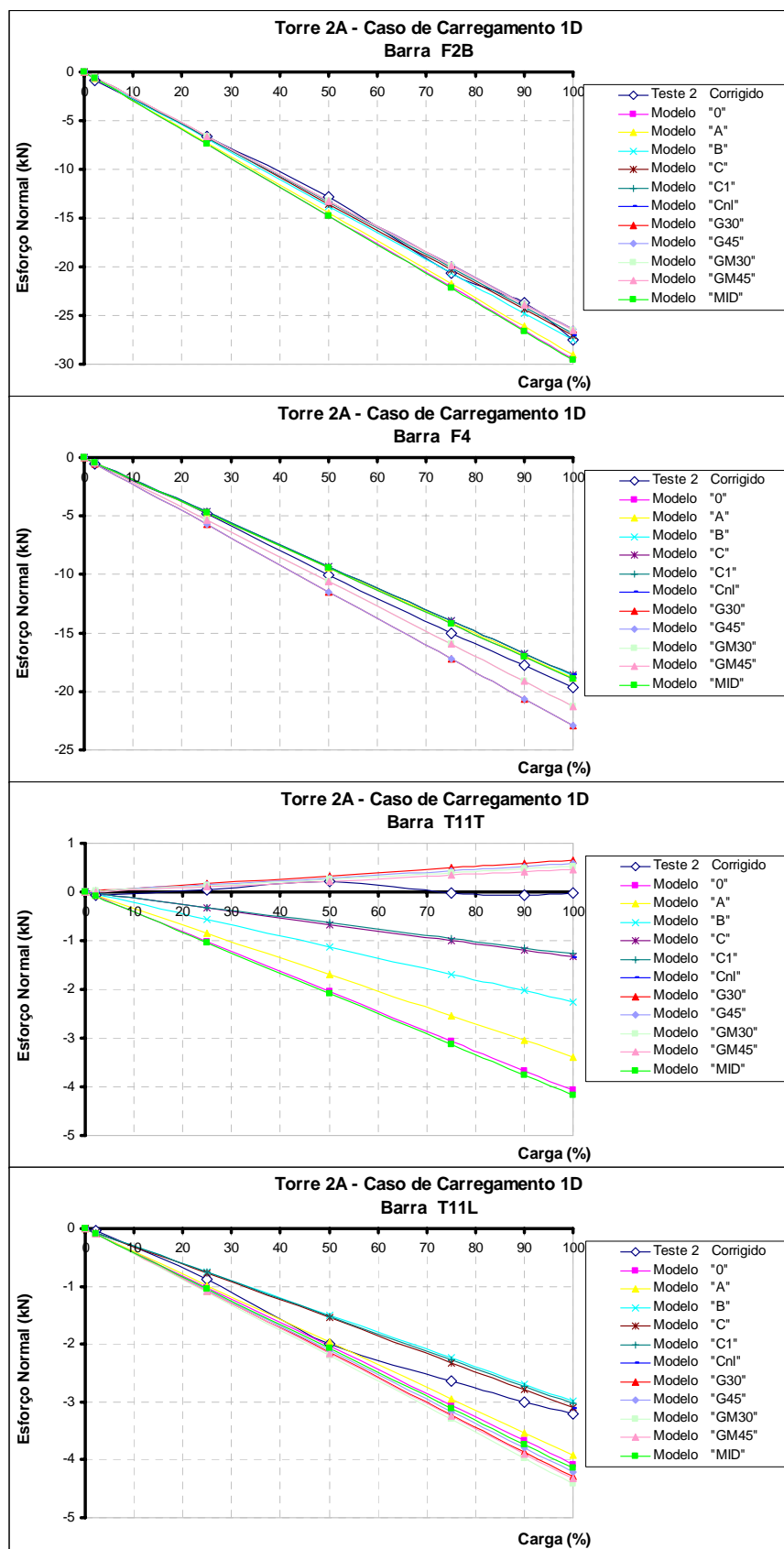


Figura D.58: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2A" para o caso de carregamento "1D" (Teste 2).

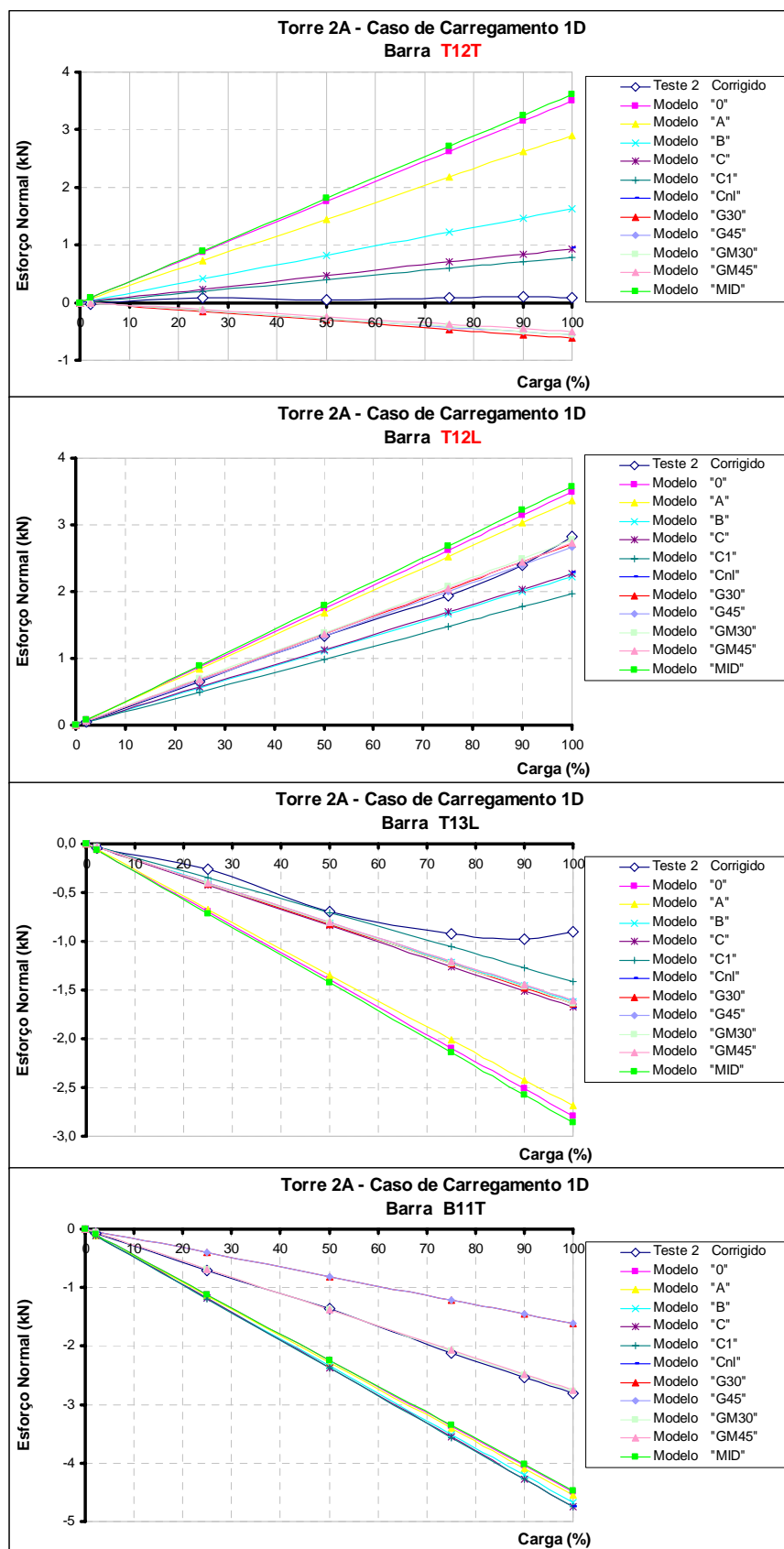


Figura D.59: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “1D” (Teste 2).

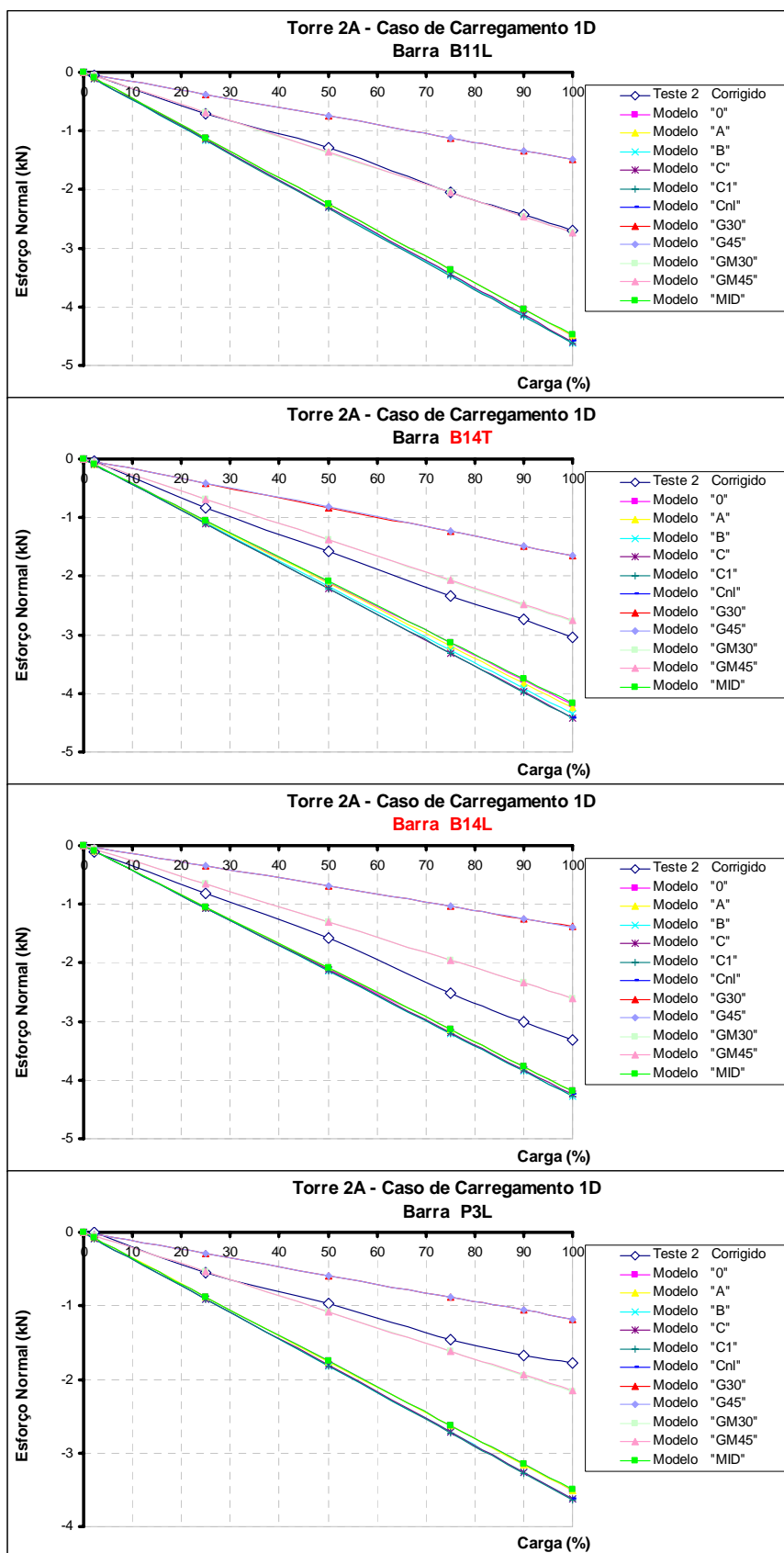


Figura D.60: Esforços normais (kN) nas barras B11L, B14T, B14L e P3L da torre "2A" para o caso de carregamento "1D" (Teste 2).

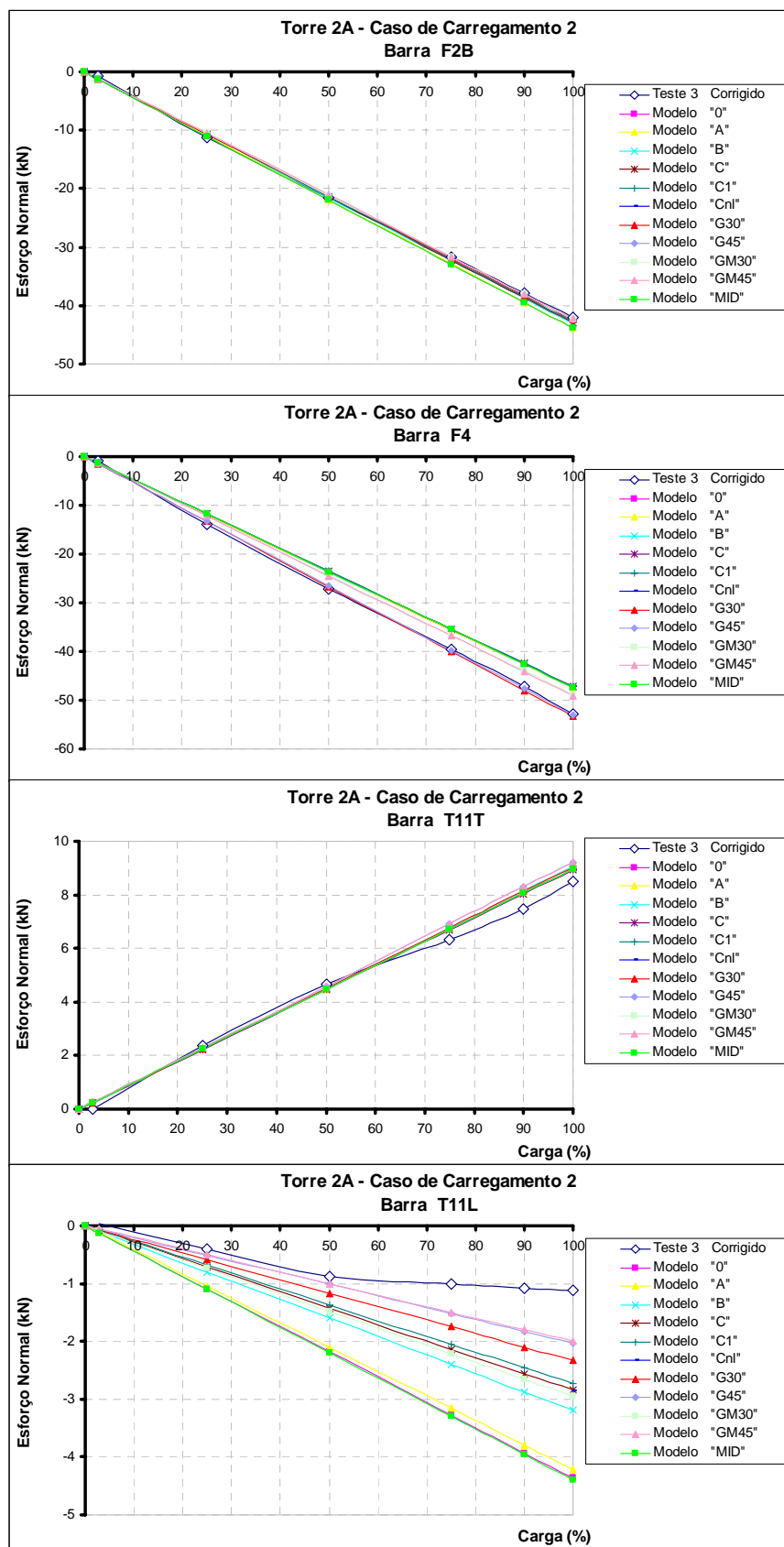


Figura D.61: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2A" para o caso de carregamento "2" (Teste 3).

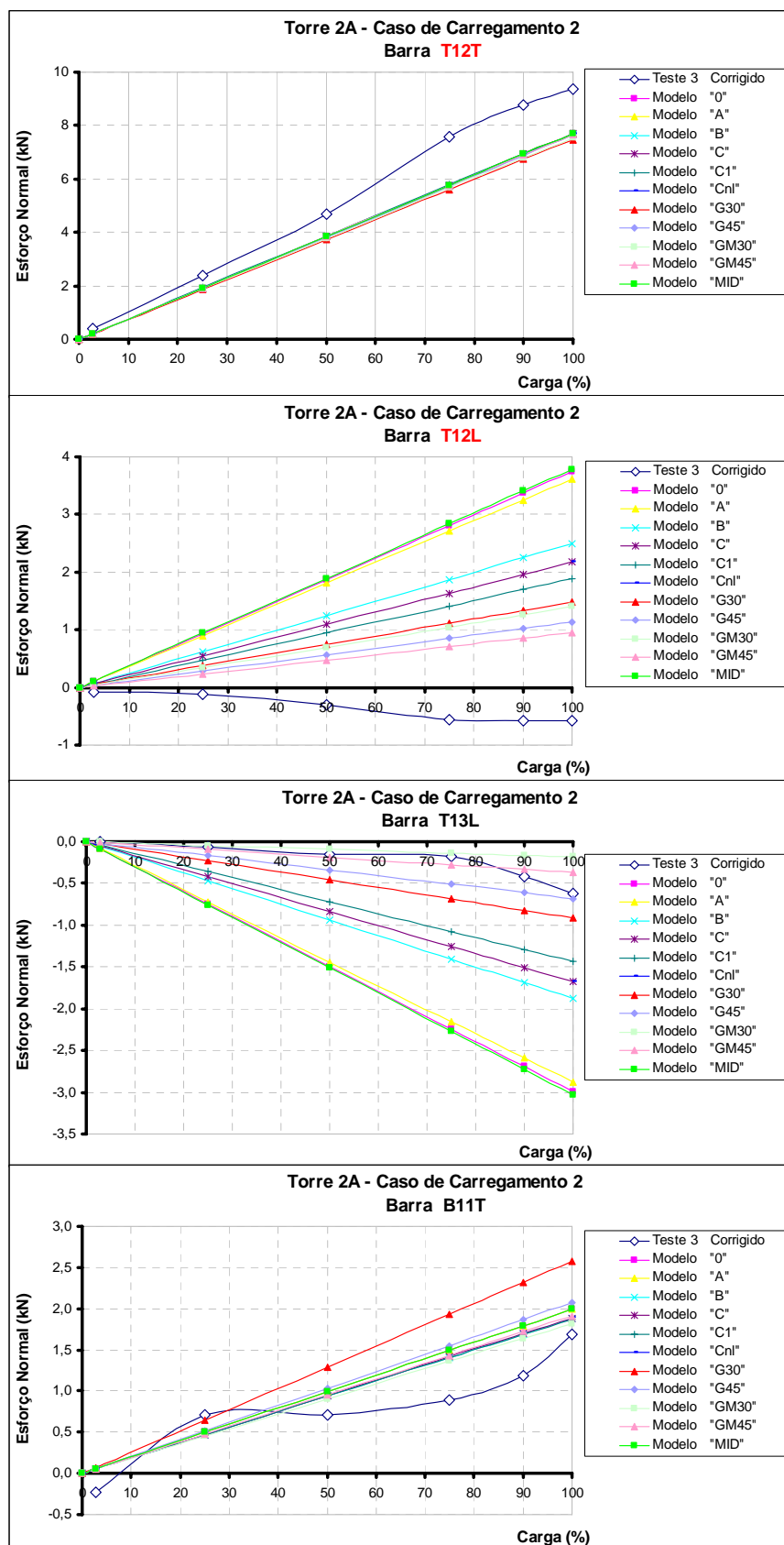


Figura D.62: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).

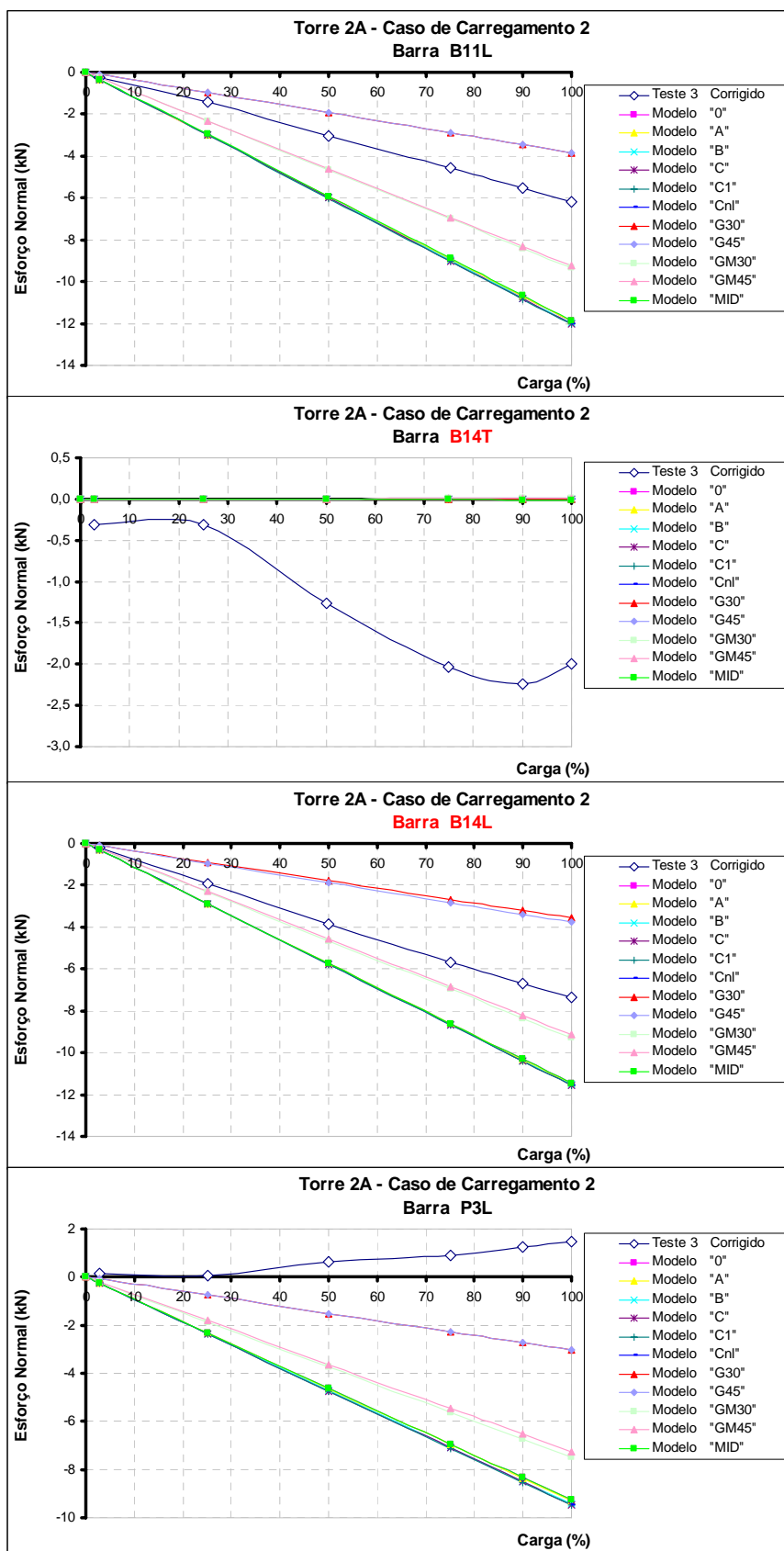


Figura D.63: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “2” (Teste 3).



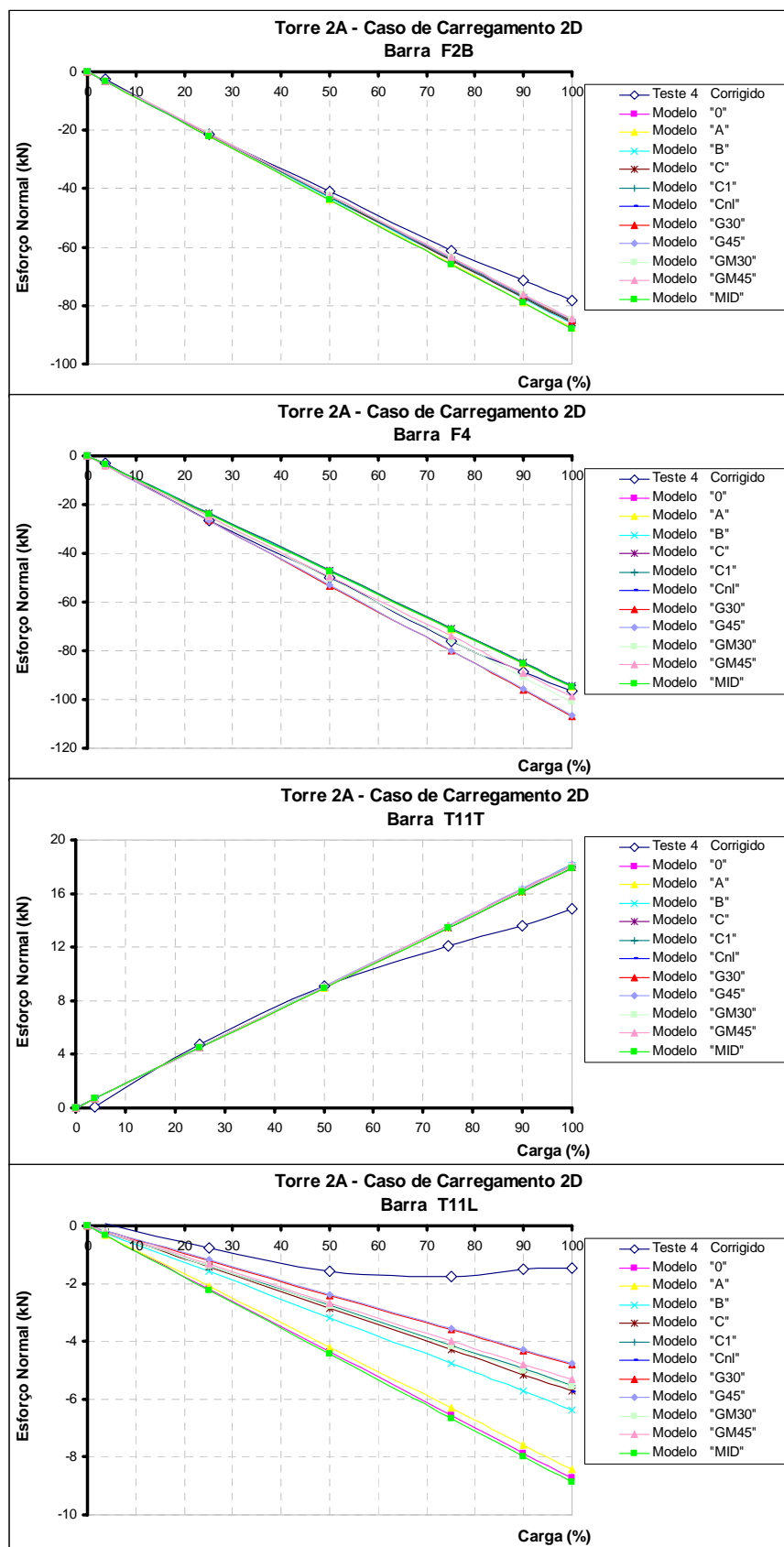


Figura D.64: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

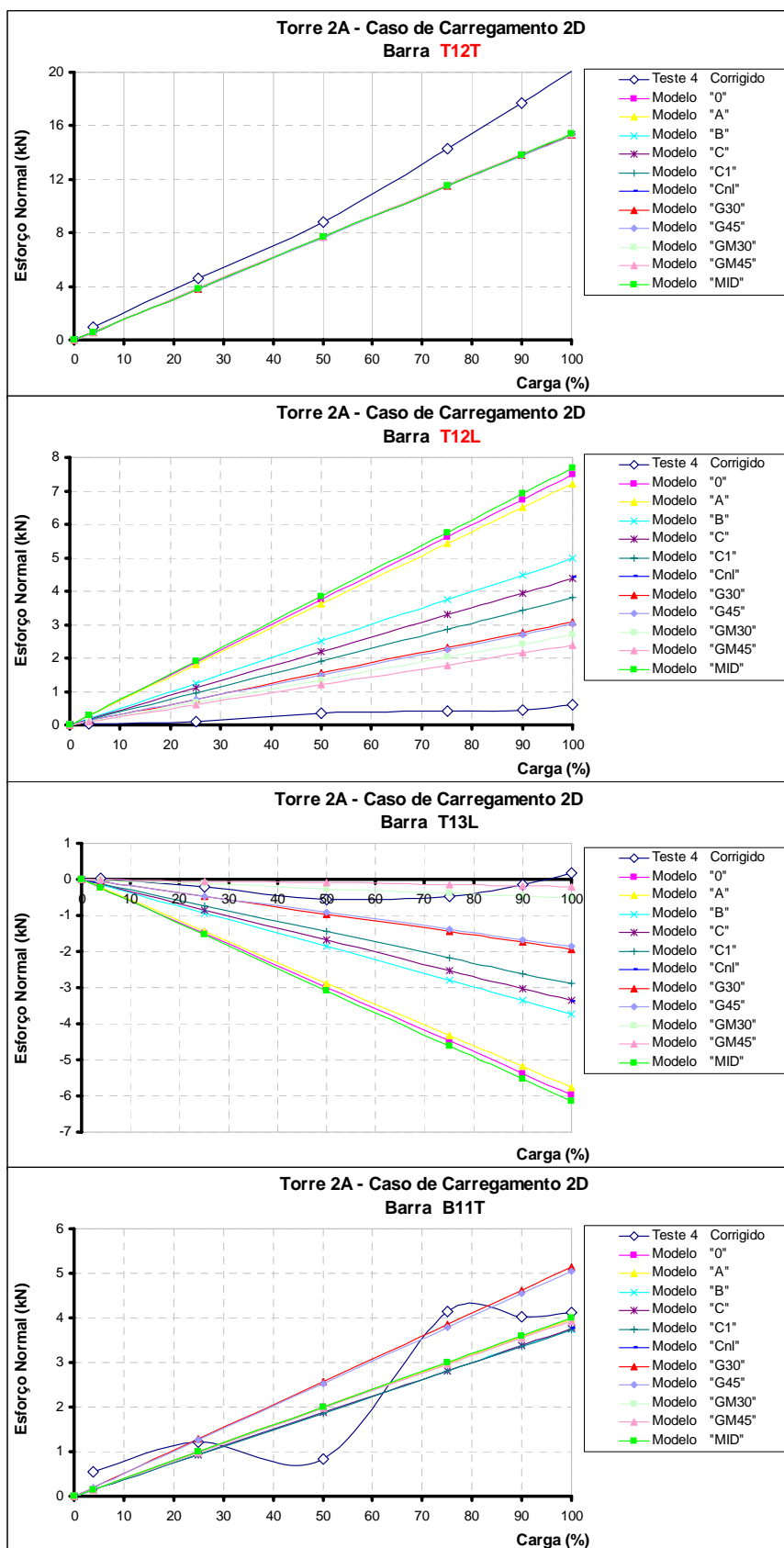


Figura D.65: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

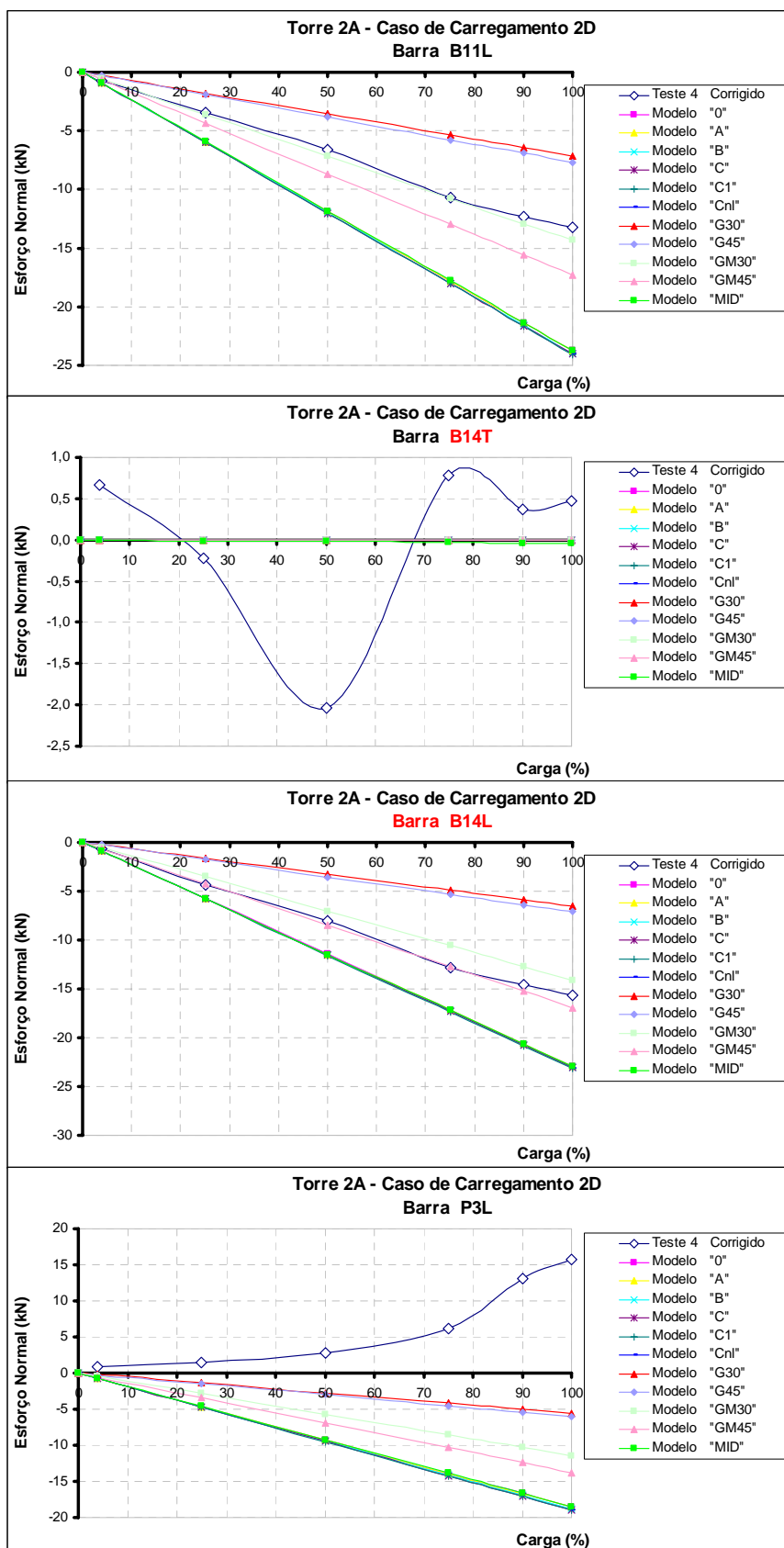


Figura D.66: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “2D” (Teste 4).

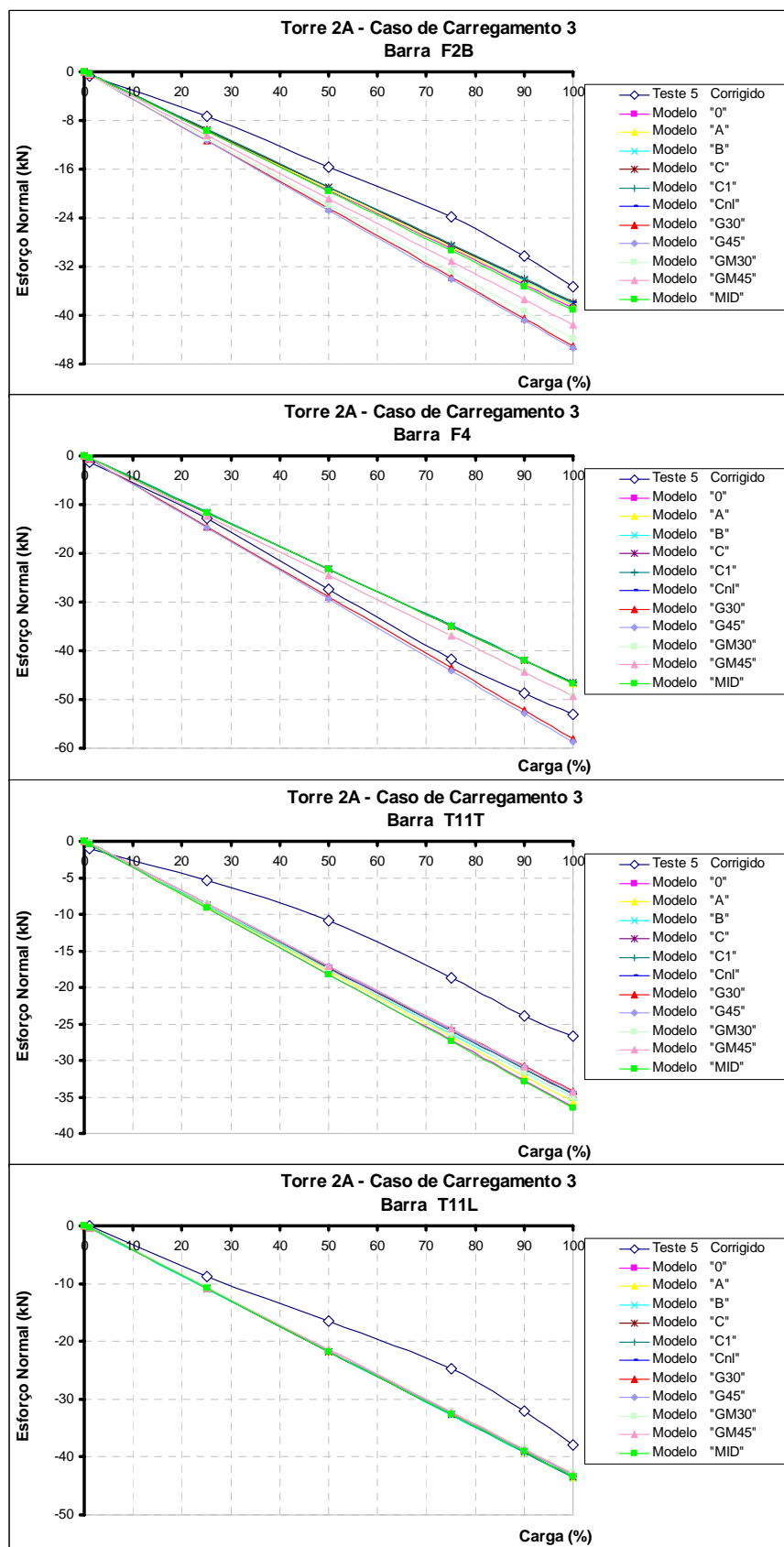


Figura D.67: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2A" para o caso de carregamento "3" (Teste 5).

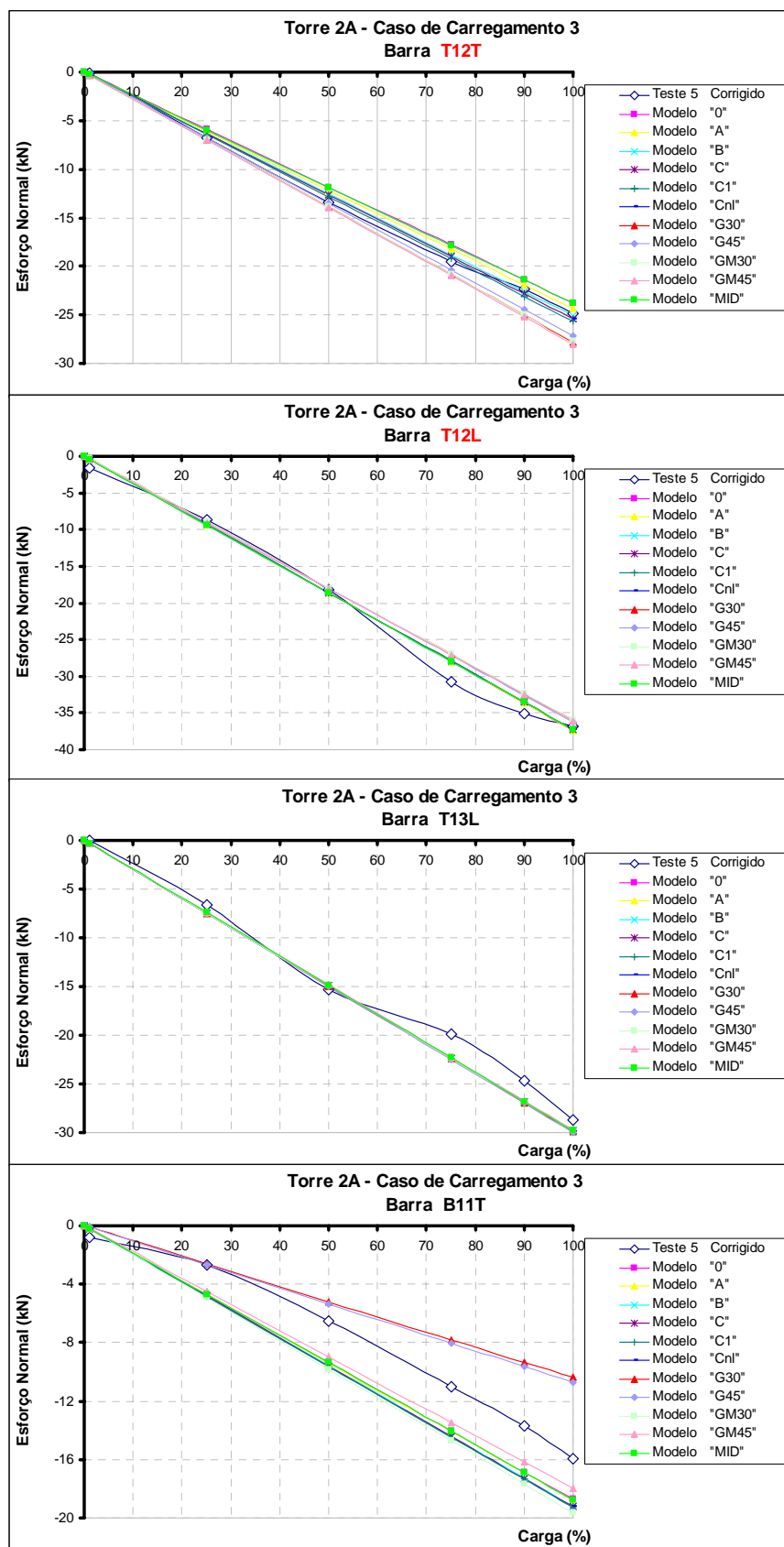


Figura D.68: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

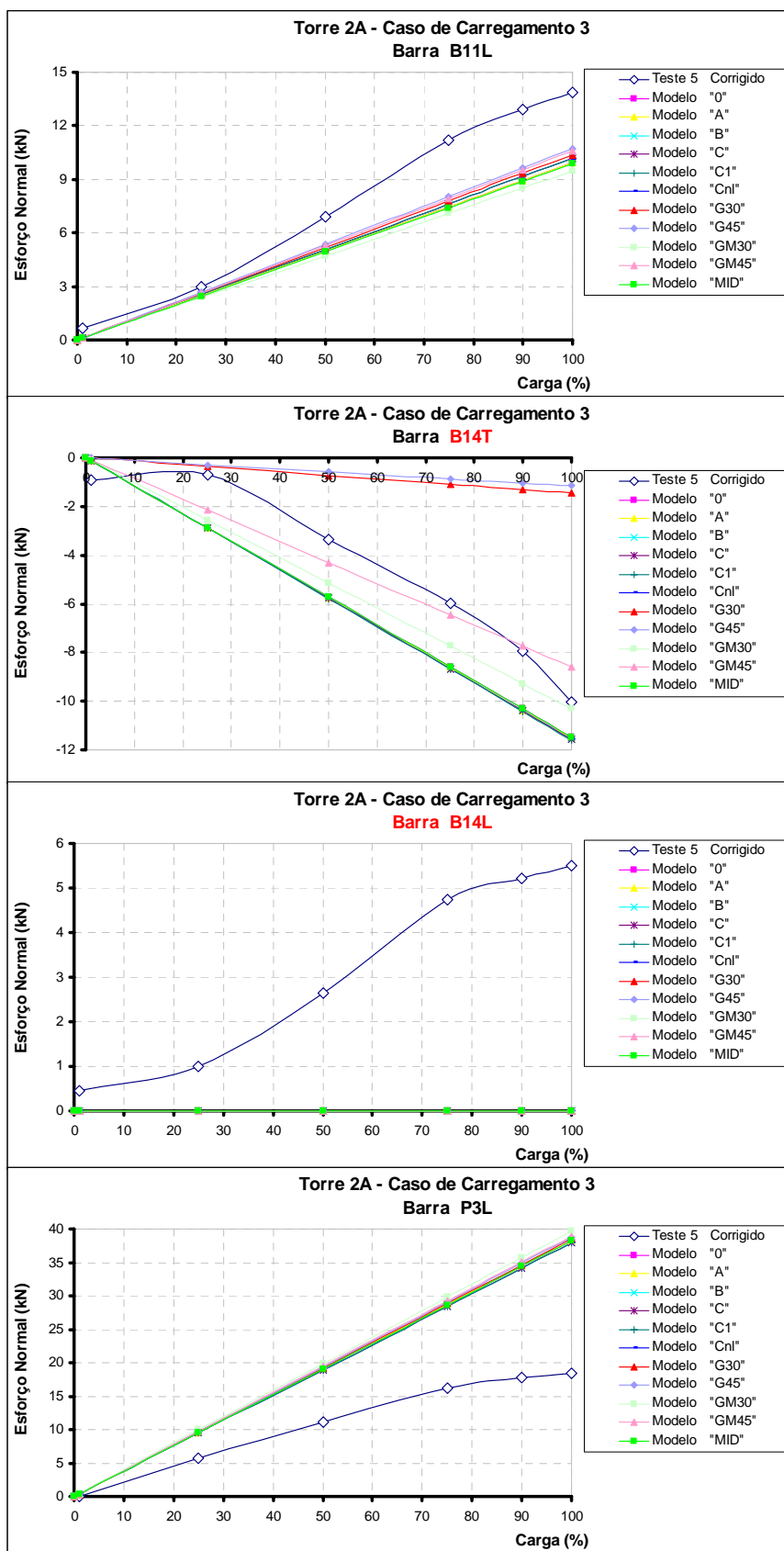


Figura D.69: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “3” (Teste 5).

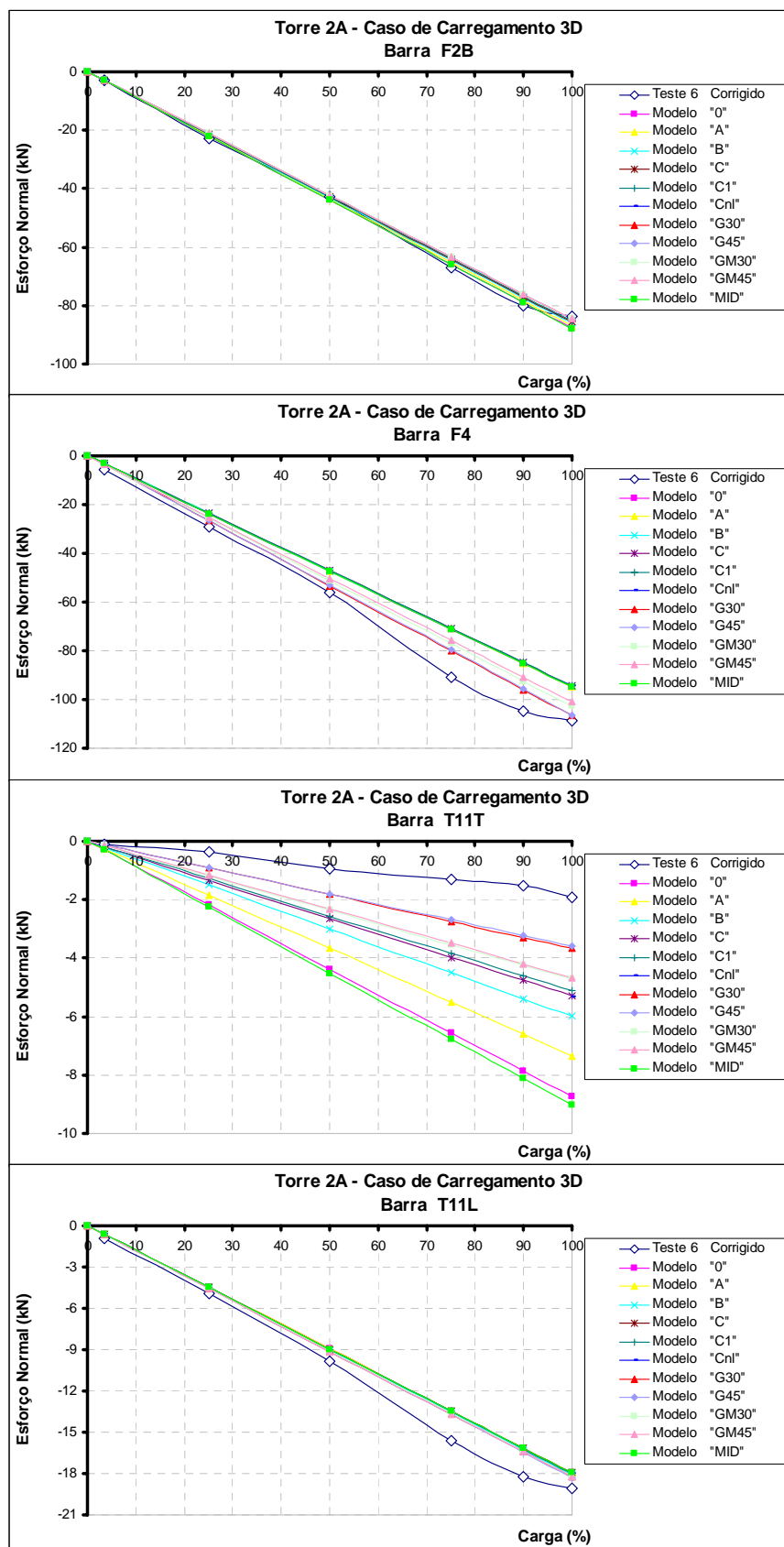


Figura D.70: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2A" para o caso de carregamento "3D" (Teste 6).

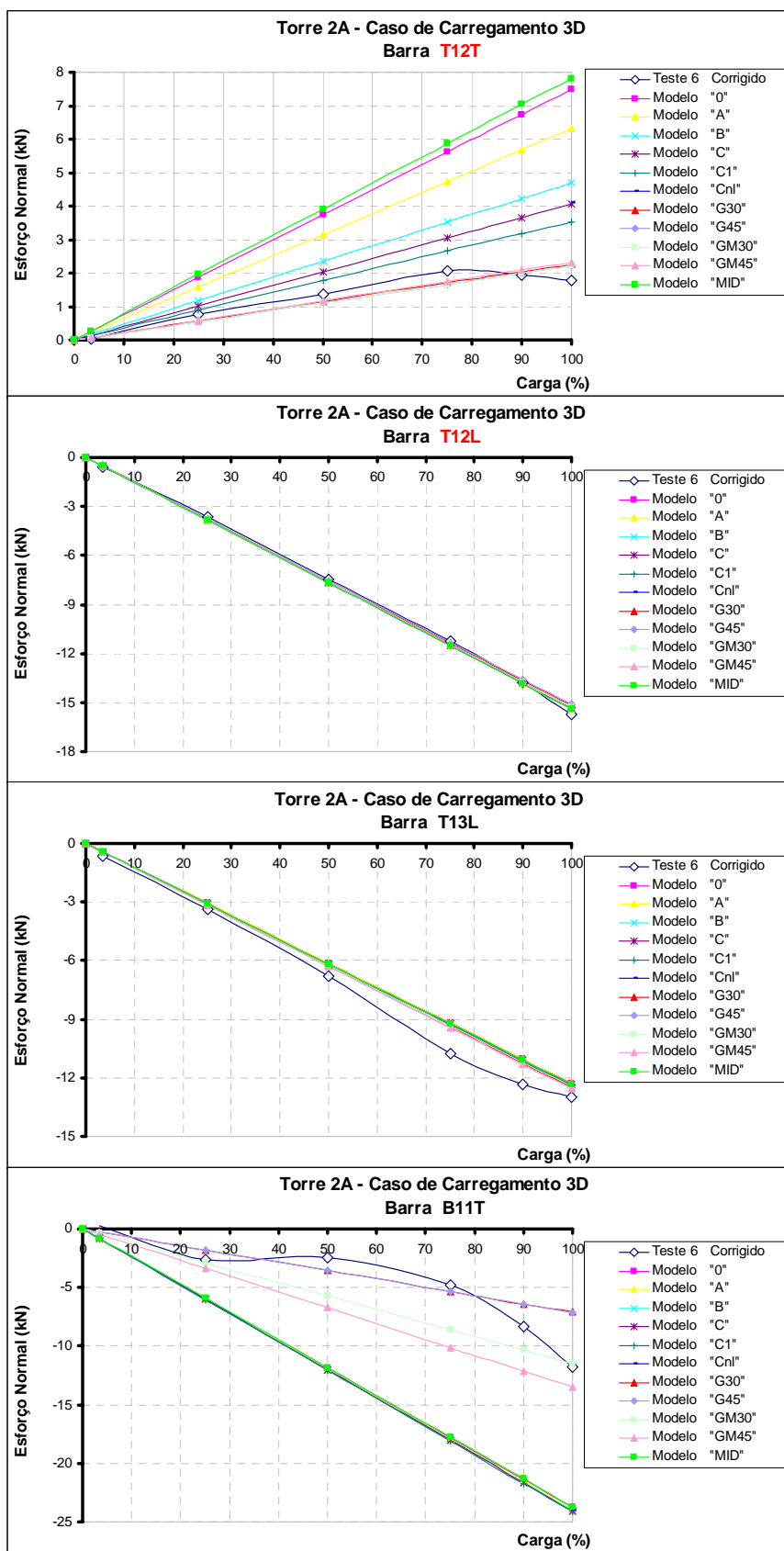


Figura D.71: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).



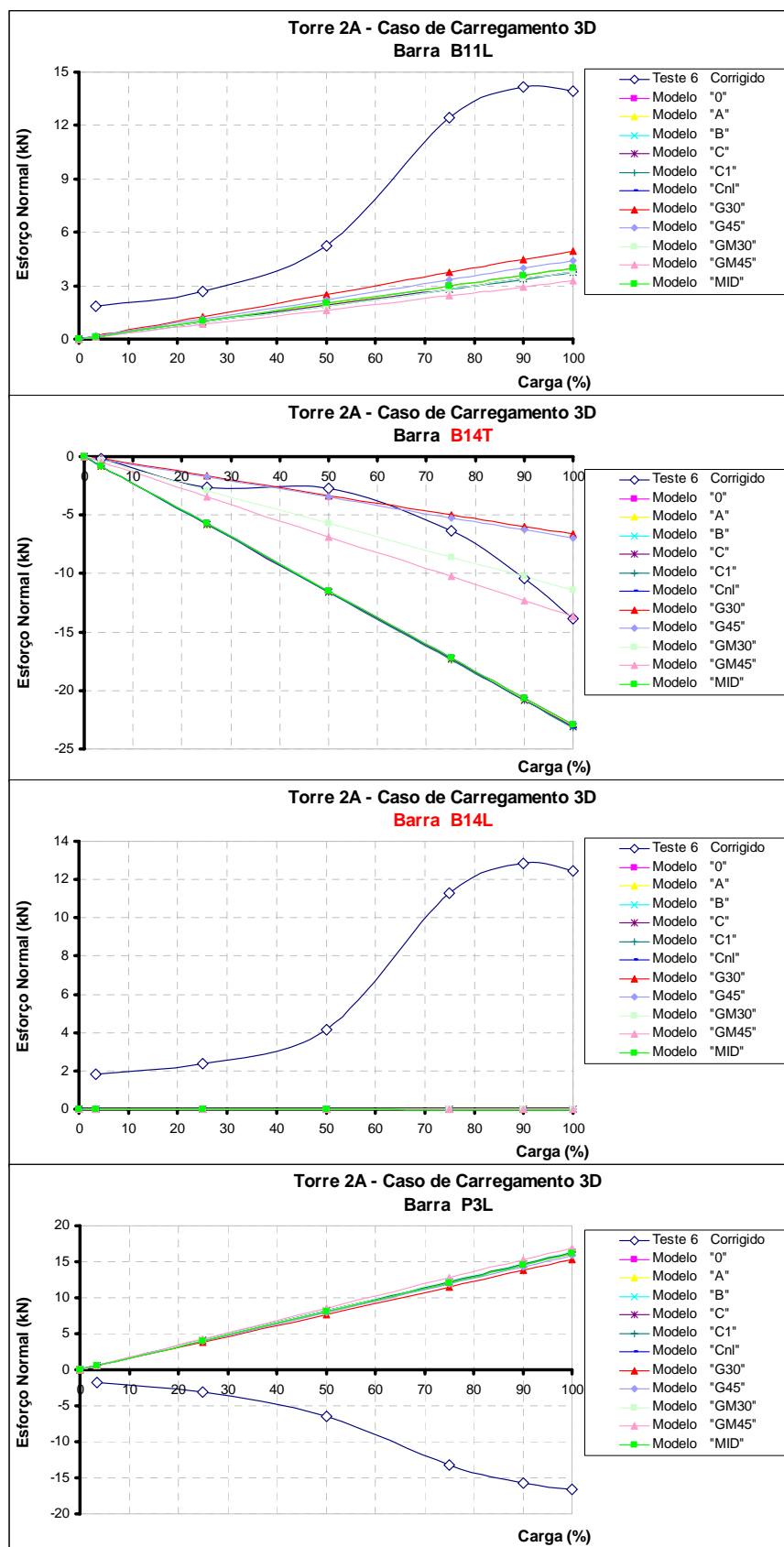


Figura D.72: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “3D” (Teste 6).

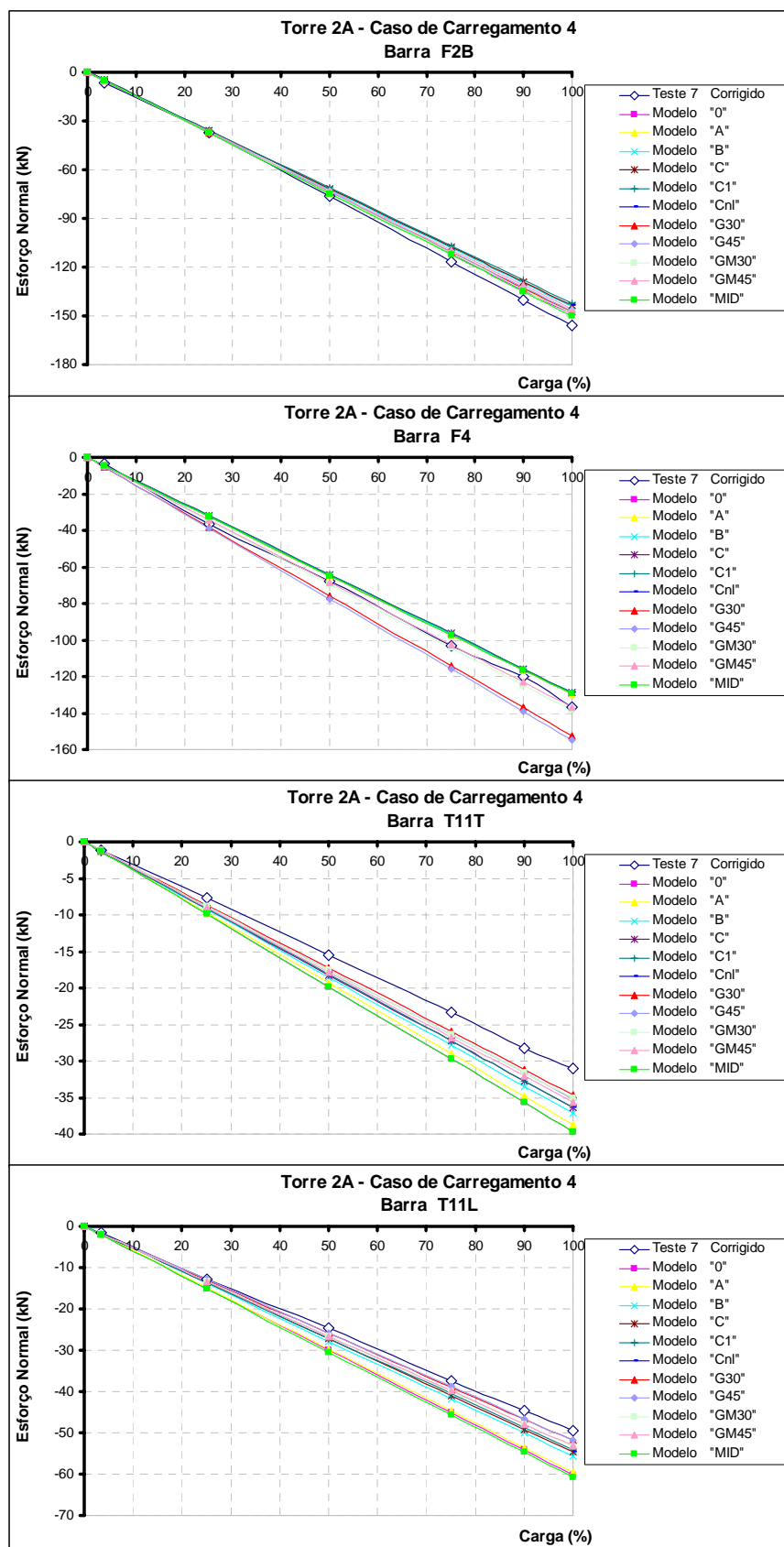


Figura D.73: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).

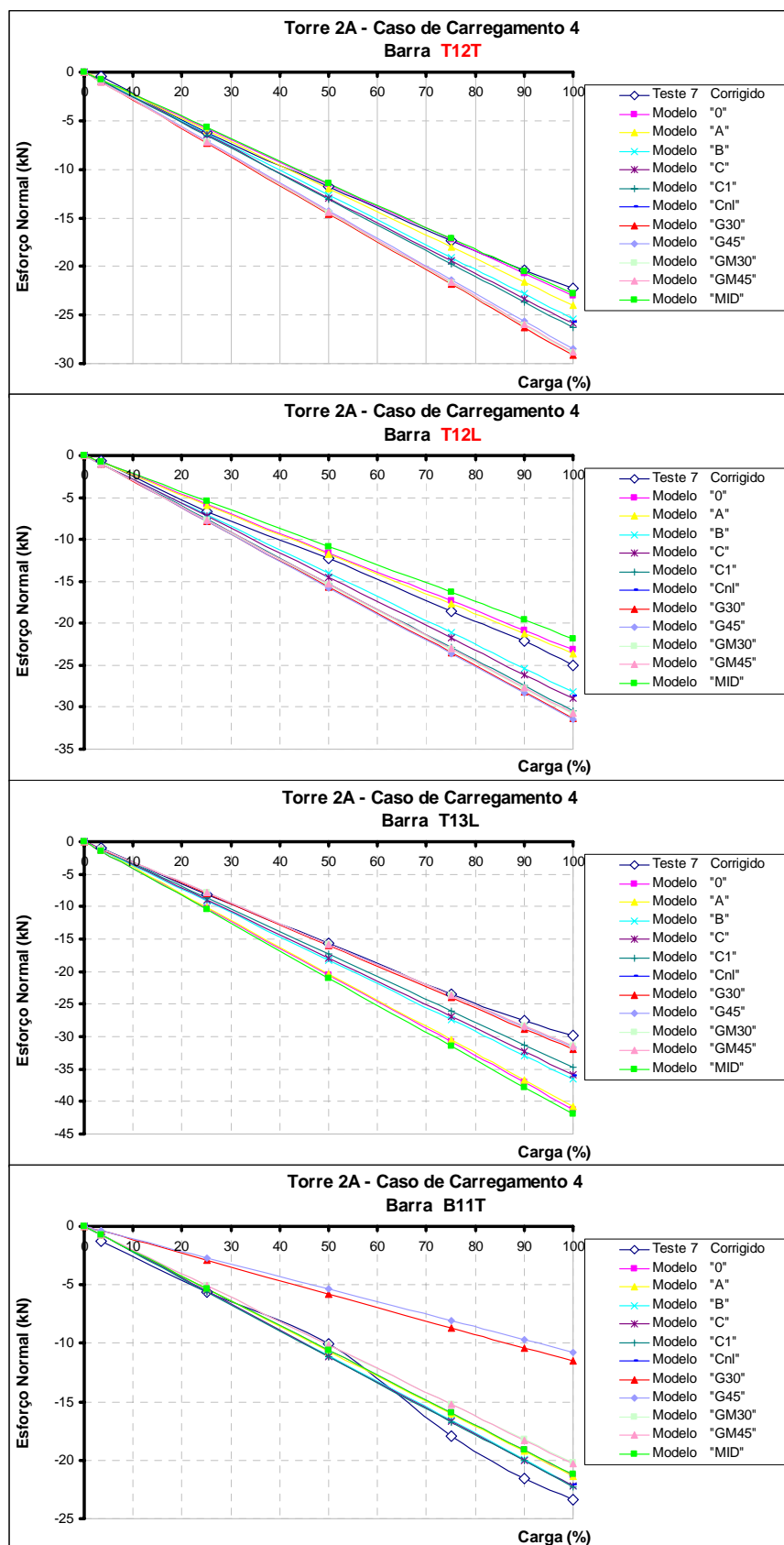


Figura D.74: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “4” (Teste 7).

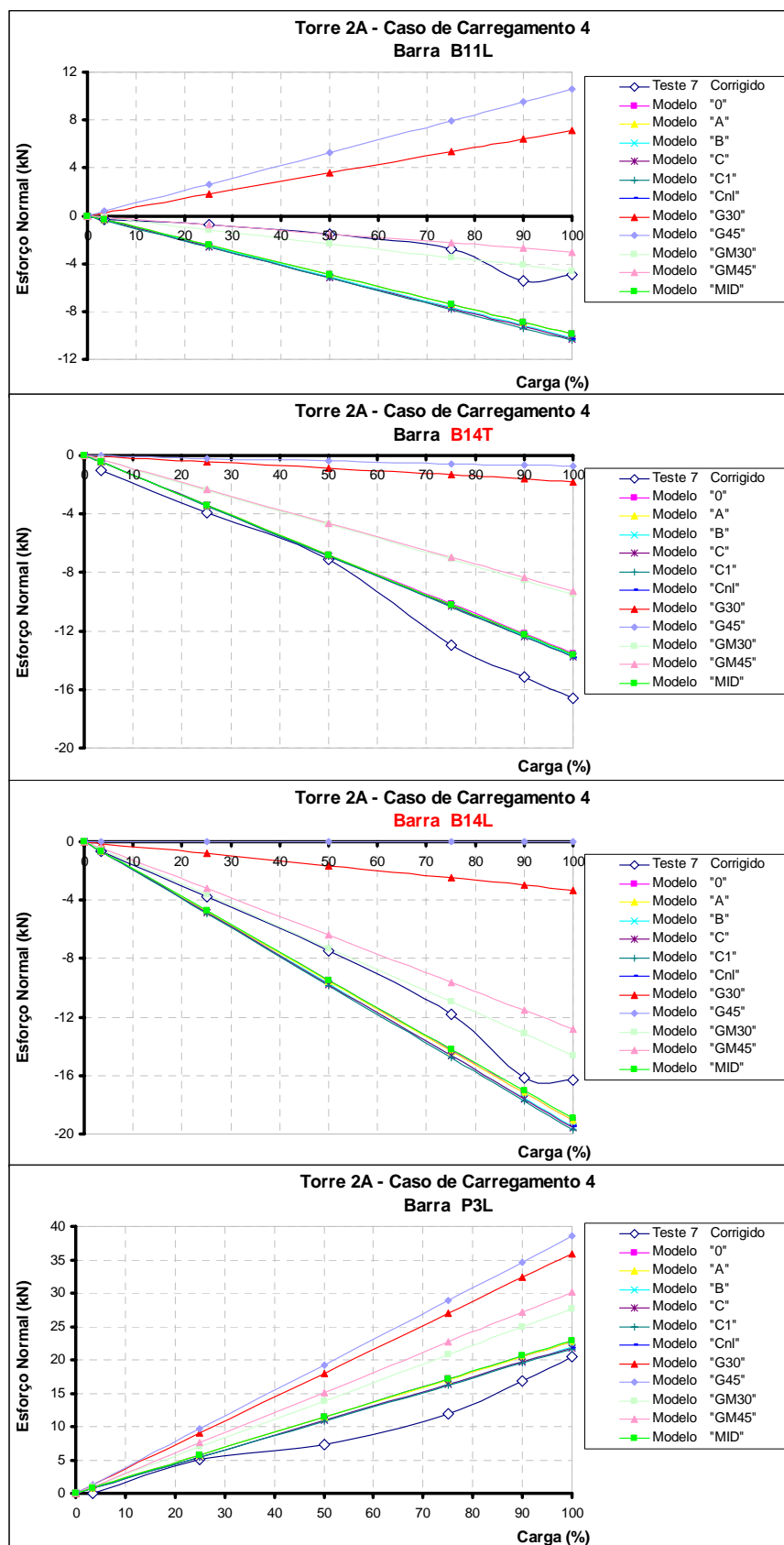


Figura D.75: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre "2A" para o caso de carregamento "4" (Teste 7).

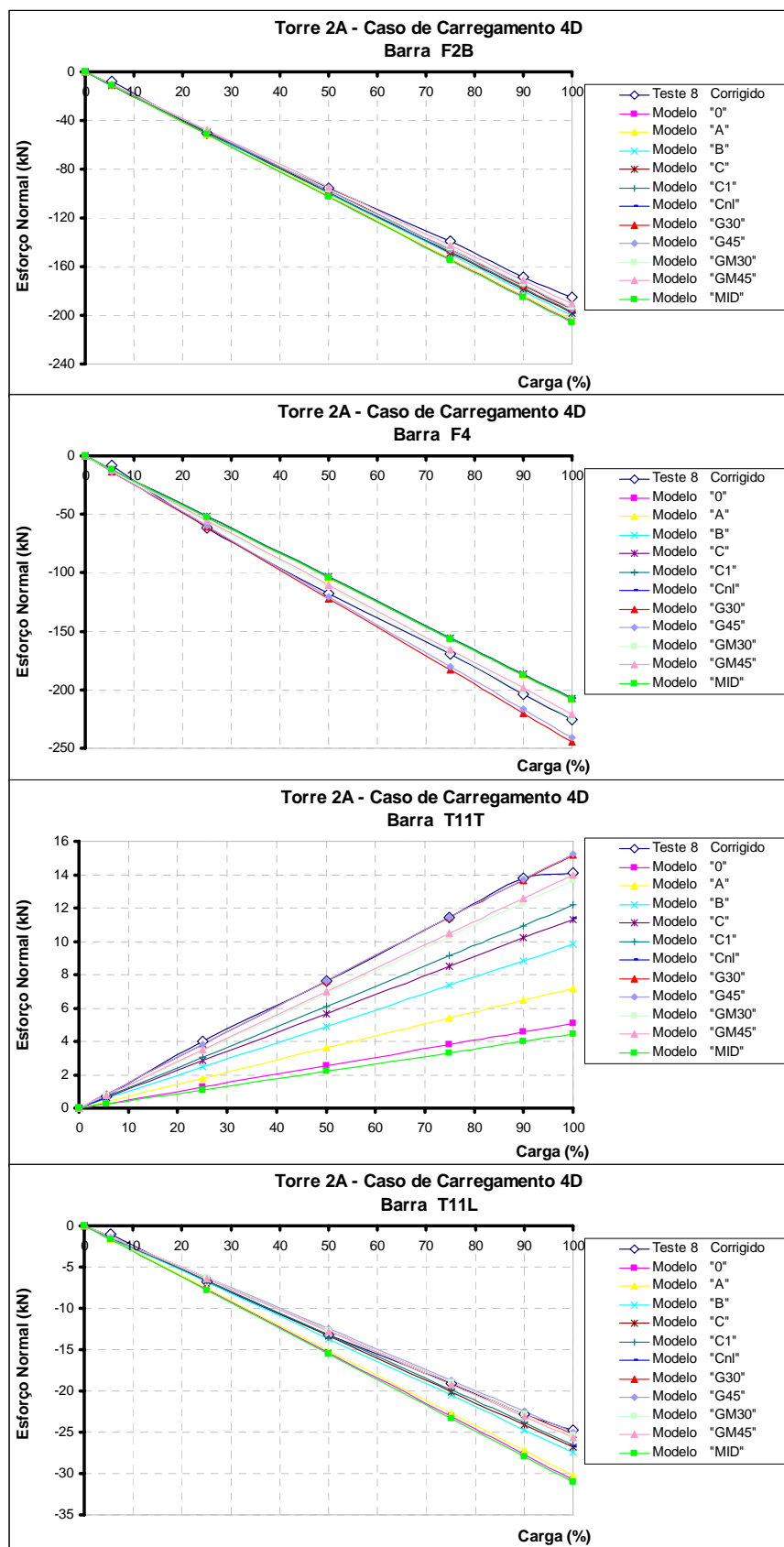


Figura D.76: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre "2A" para o caso de carregamento "4D" (Teste 8).

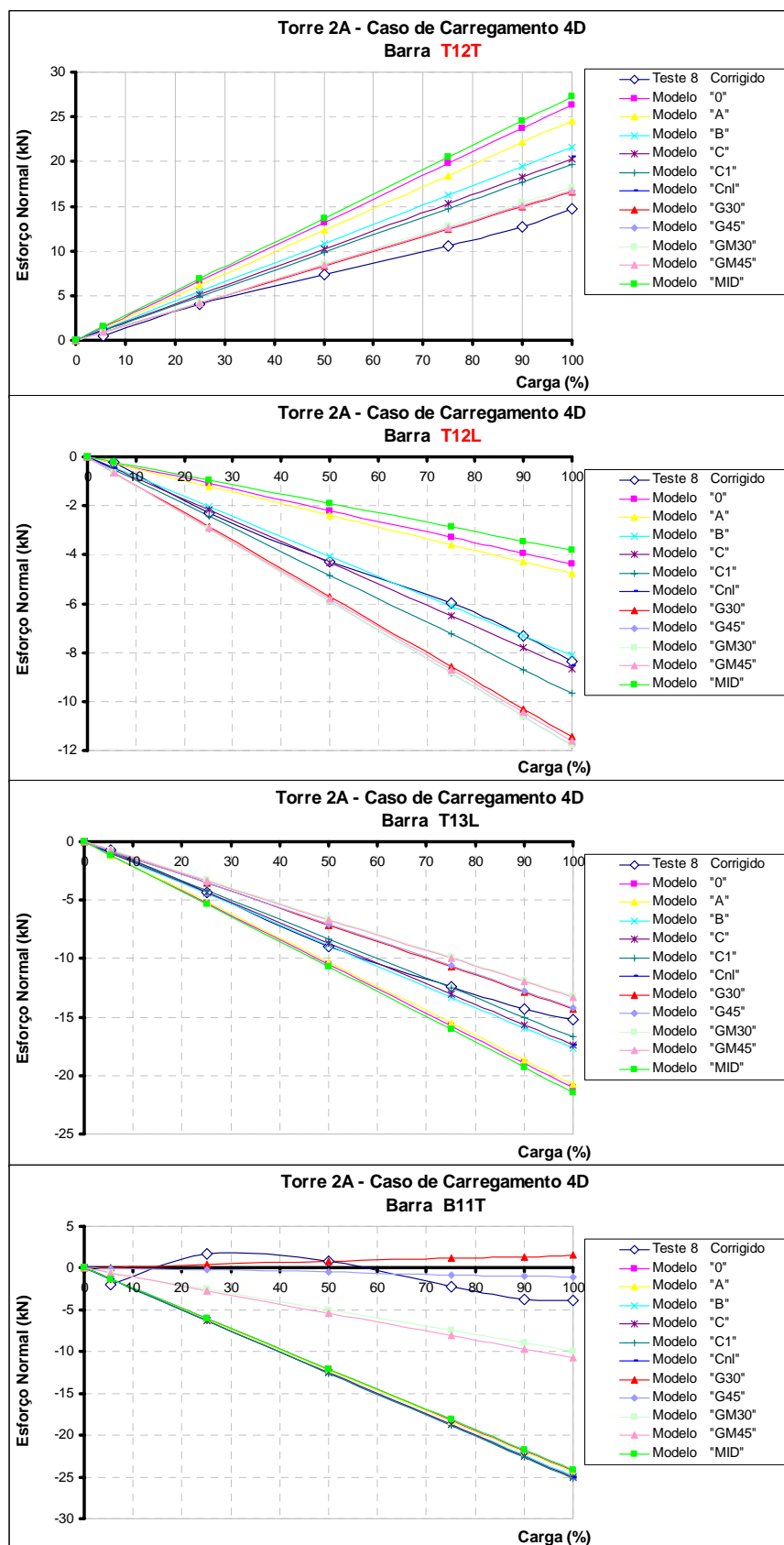


Figura D.77: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “4D” (Teste 8).

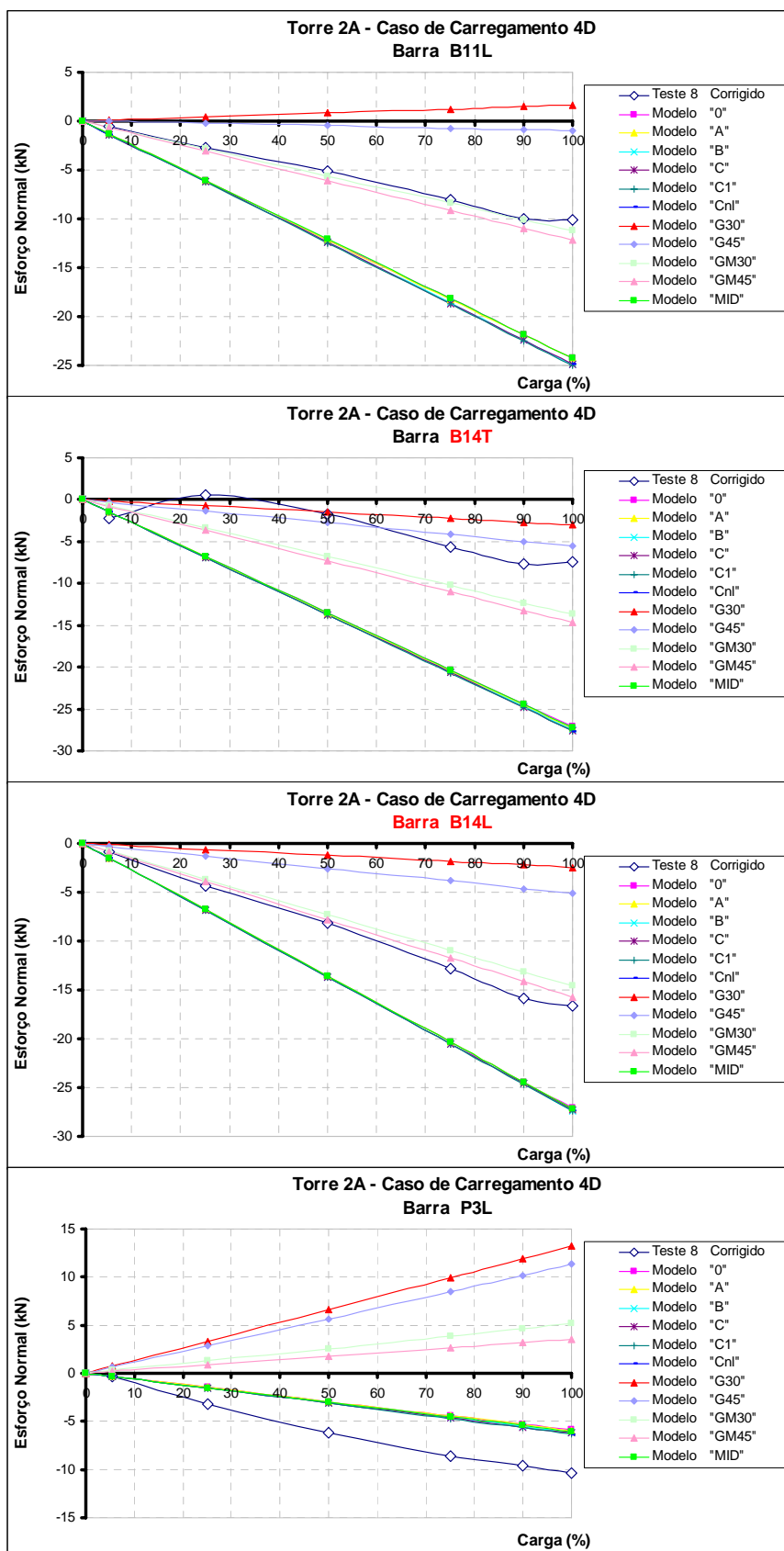


Figura D.78: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre "2A" para o caso de carregamento "4D" (Teste 8).

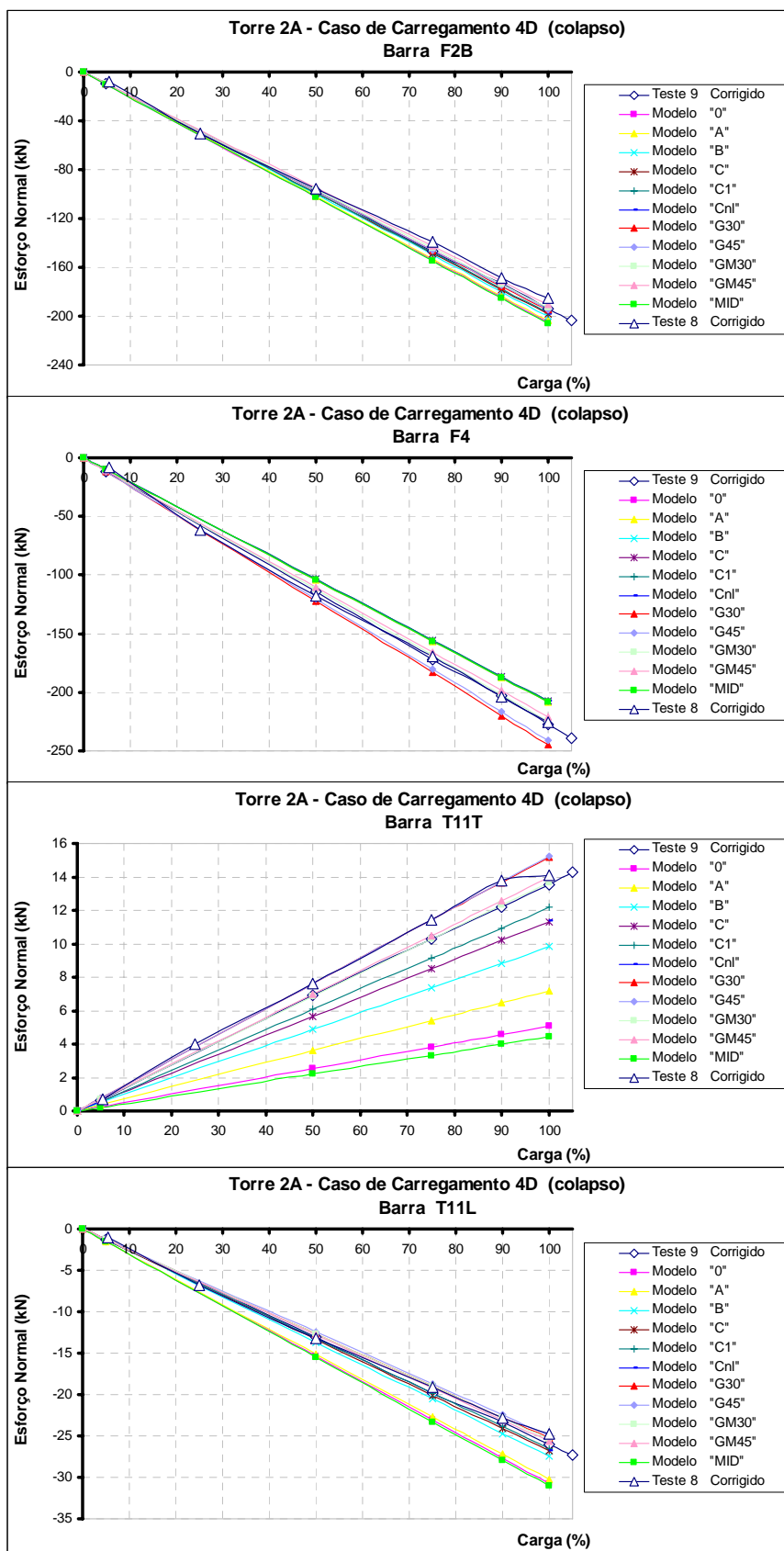


Figura D.79: Esforços normais (kN) nas barras F2B, F4, T11T e T11L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).



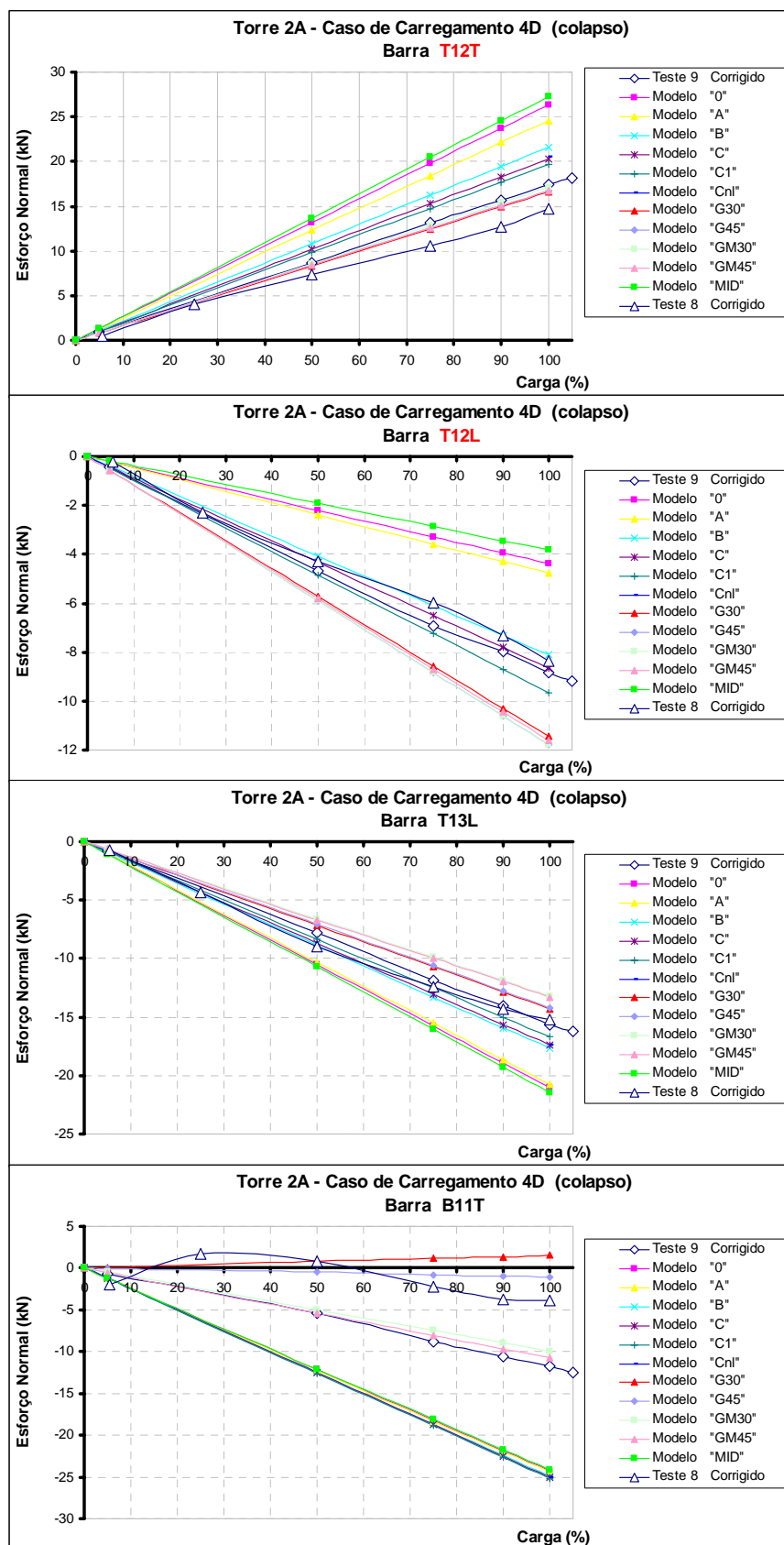


Figura D.80: Esforços normais (kN) nas barras T12T, T12L, T13L e B11T da torre “2A” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).

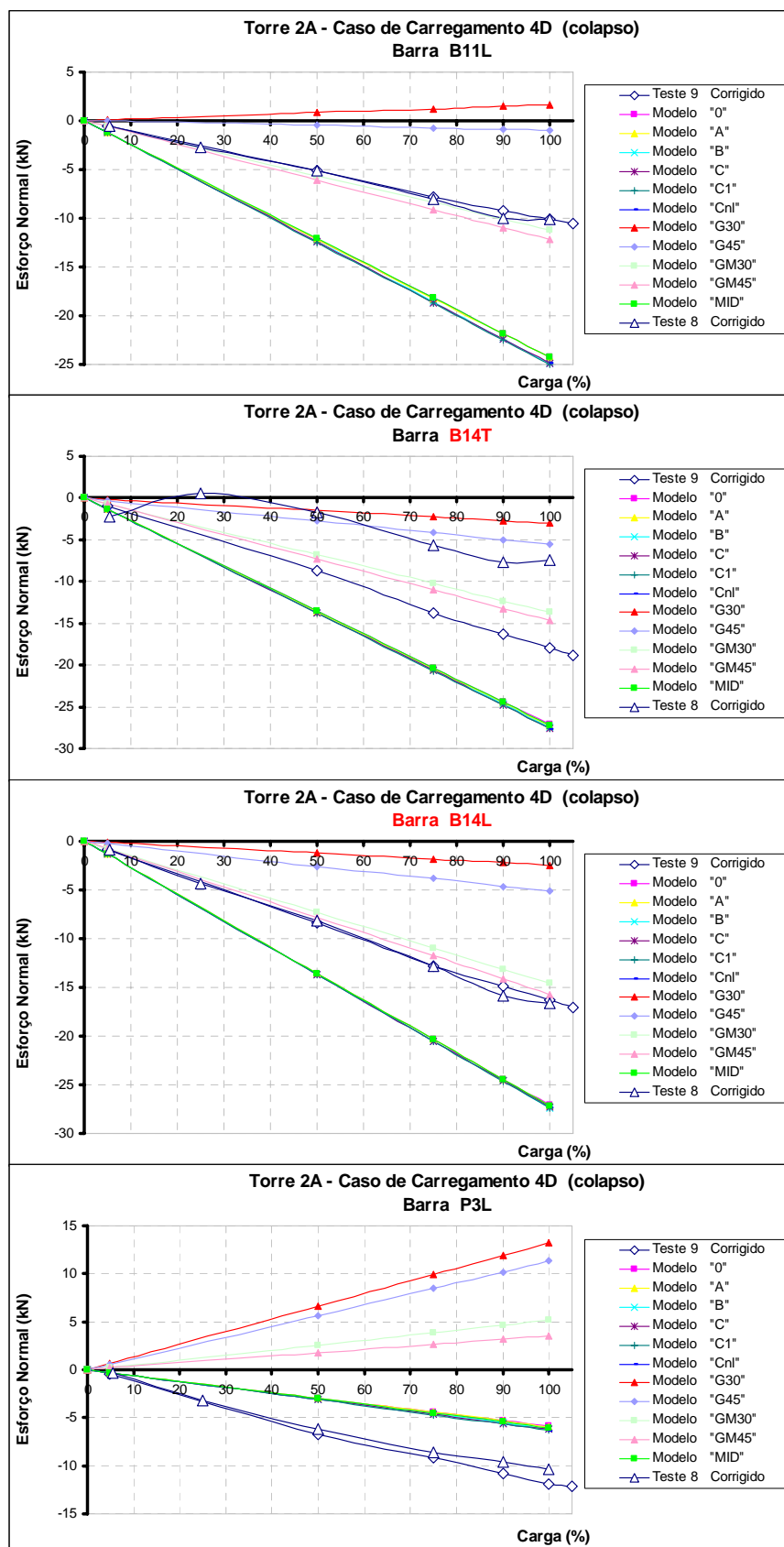


Figura D.81: Esforços normais (kN) nas barras B11L e P3L da torre “2A” para o caso de carregamento “4D-colapso” (Teste 9).