



**XX SNPTEE  
SEMINÁRIO NACIONAL  
DE PRODUÇÃO E  
TRANSMISSÃO DE  
ENERGIA ELÉTRICA**

Versão 1.0  
XXX.YY  
22 a 25 Novembro de 2009  
Recife - PE

**GRUPO III**

**GRUPO DE ESTUDO DE LINHAS DE TRANSMISSÃO - GLT**

**COMPORTAMENTO DE TORRES METÁLICAS TRELIÇADAS DE LINHAS DE TRANSMISSÃO  
CONSIDERANDO A FLEXIBILIDADE DAS LIGAÇÕES E A INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA**

**João Kaminski Jr. (\*)**  
UFSM

**Gerson M. Sisniegas Alva**  
UFSM

**Letícia F. Fadel Miguel**  
UFRGS

**Leandro F. Fadel Miguel**  
IPA-Porto Alegre

**RESUMO**

A prática de projeto das torres metálicas treliçadas de LT emprega uma análise elástica linear para calcular deslocamentos e esforços nas barras. Os vínculos são tratados como indeslocáveis e as ligações como rotuladas ou rígidas. Porém, as torres são apoiadas sobre vínculos elásticos, o que pode alterar significativamente a distribuição dos esforços. Nas estruturas metálicas com ligações parafusadas, tal alteração é atenuada em razão da flexibilidade das ligações. Neste trabalho é analisada uma torre metálica treliçada de LT utilizando modelos mecânicos que consideram a flexibilidade das ligações e das fundações, a fim de comparar com os resultados da prática de projeto.

**PALAVRAS-CHAVE**

Torres metálicas treliçadas, Ligações parafusadas, Flexibilidade das ligações, Interação solo-estrutura, Modelo mecânico.

**1.0 - INTRODUÇÃO**

A análise estrutural consiste numa das principais etapas do projeto de uma torre metálica treliçada de linha de transmissão (LT). A análise compreende a escolha dos modelos mecânicos, os quais devem representar adequadamente a estrutura real, e do tipo de análise, que está relacionada ao comportamento dos materiais (aço) e às alterações da geometria da estrutura decorrente da atuação das ações.

Segundo os autores (1) e (2), no projeto de torres metálicas de LT os modelos de análise são considerados como sendo constituídos por três partes: superestrutura, infra-estrutura e terreno de fundação. A superestrutura corresponde à torre em si, que suspende os cabos condutores e pára-raios. A infra-estrutura é a parte constituída por elementos que transferem o carregamento da superestrutura para o terreno de fundação, ou seja, as fundações. O terreno de fundação é a parte que tem como função absorver as cargas da estrutura, proporcionando uma segurança à ruptura da fundação e assegurando deformações que não comprometam a estabilidade e a funcionalidade da torre.

As torres metálicas treliçadas de LT são construídas com perfis laminados de seção cantoneira, normalmente de abas iguais, conectados através de parafusos. Estes perfis podem ser tratados como elementos monossimétricos de seção aberta e paredes finas, como nos trabalhos de (3) e (4), tornando complexa a sua análise. No entanto, modelos simplificados comumente empregados podem facilitar bastante a análise. A prática de projeto destas torres emprega uma análise elástica linear para calcular deslocamentos, esforços e tensões nas barras, onde

elementos de pórtico e/ou de treliça espacial são adotados. Os vínculos são tratados como indeslocáveis (apoios ou engastes) e as ligações são consideradas como:

- rotuladas: quando são utilizados elementos de treliça espacial em toda a torre;
- rígidas: quando são utilizados elementos de pórtico espacial em toda a estrutura;
- rotuladas/rígidas: com elementos de pórtico nos montantes e de treliça nas diagonais da torre.

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 Estado Limite Último (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. A resistência das barras e das ligações é verificada aplicando a metodologia dos estados limites, de acordo com as normas brasileiras NBR 8842 (5) e NBR 8850 (6), e a americana ASCE Standard 10-97 (7), nas quais 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.

## 2.0 - OBJETIVO

Sabe-se que uma estrutura submetida a um conjunto de ações e apoiada sobre vínculos elásticos pode ter sua distribuição de esforços significativamente alterada em relação aos esforços obtidos considerando vínculos indeslocáveis. No entanto, no caso de estruturas metálicas com ligações parafusadas, como é o caso das torres de LT, a alteração na distribuição dos esforços é atenuada em razão da flexibilidade das ligações, definida pela deformação de translação que ocorre nas ligações parafusadas e medida pelo deslocamento relativo entre as barras conectadas.

Neste contexto, o principal objetivo do trabalho consiste em desenvolver modelos mecânicos mais elaborados para analisar torres metálicas treliçadas de LT, considerando a flexibilidade à translação nas ligações parafusadas e a flexibilidade das fundações (interação solo-estrutura), a fim de comparar os resultados com aqueles obtidos com os modelos simplificados utilizados na prática de projeto.

Por fim, as diferenças encontradas nos resultados (esforços nas barras) entre os modelos devem ser avaliadas, para que possam contribuir com o avanço dos procedimentos de projeto deste tipo de estrutura.

## 3.0 - JUSTIFICATIVA

Conforme descrito anteriormente, modelos simplificados são empregados na prática de projeto de torres de LT. Estudos realizados pelo EPRI - *Electric Power Research Institute* (8) mostram 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 de torres. Neste estudo também são apontadas diferenças significativas entre a carga última calculada e o valor verificado nos ensaios, além da incapacidade dos modelos simplificados em prever os modos de falha. Em outros estudos conduzidos pela CIGRÉ (9) e por (10), nos quais é avaliada a dispersão na resposta de torres metálicas treliçadas de LT, introduzida pelo modelo mecânico adotado, também são encontradas discrepâncias significativas entre os esforços em algumas barras, calculados através de modelos simplificados, e os valores obtidos experimentalmente.

Baseado nestes resultados pode-se concluir que a análise elástica linear com modelos simplificados 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. Entre eles, a flexibilidade das ligações e das fundações, além da análise não-linear física e geométrica.

Com os avanços da informática e das ferramentas computacionais é possível utilizar modelos mecânicos mais elaborados para representar o comportamento das torres, onde a flexibilidade das ligações parafusadas e das fundações pode ser implementada no modelo com relativa facilidade. O processamento de modelos tridimensionais, com elementos de pórtico espacial, treliça espacial e molas não-lineares pode ser realizado em poucos segundos. Ao mesmo tempo, uma considerável evolução nos tipos de análise estrutural pode ser observada, onde, por exemplo, soluções incrementais-iterativas resolvem as não-linearidades físicas e geométricas com mais eficiência.

A aplicação e a assimilação dos avanços na área de análise estrutural, tanto dos modelos mecânicos quanto dos tipos de análise, requer o uso do computador e de rotinas para automatização dos cálculos, além de sólido conhecimento teórico na área.

#### 4.0 - METODOLOGIA

Para alcançar os objetivos propostos no trabalho, foram cumpridas as seguintes etapas:

1ª) Inicialmente foi escolhida uma torre metálica treliçada e alguns carregamentos para realizar as comparações entre os resultados obtidos com modelos mais elaborados, os quais devem simular a flexibilidade das ligações e das fundações, com aqueles obtidos com modelos simplificados, utilizados na prática de projeto. A torre escolhida é uma torre autoportante do tipo tronco piramidal, identificada como torre 1 e ilustrada na Figura 1, a qual faz parte de um estudo organizado pela CIGRÉ (9) para avaliar a variação na resposta da estrutura em função do modelo mecânico;

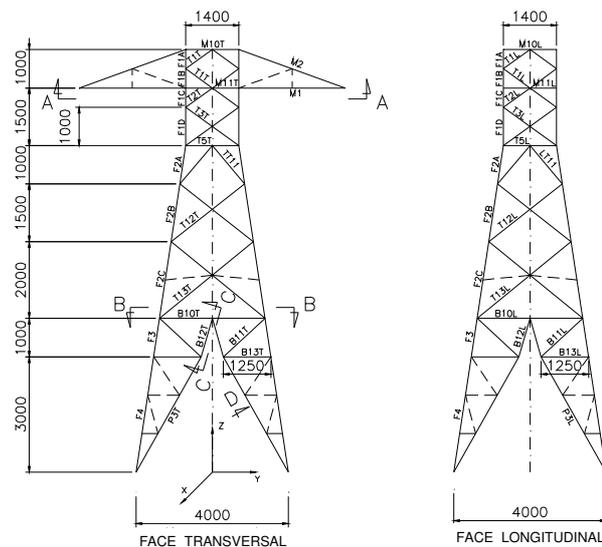


FIGURA 1 – Torre 1: Vistas frontal e lateral.

2ª) A flexibilidade das fundações (interação solo-estrutura) é determinada pela rigidez do conjunto solo-fundação, através dos coeficientes de rigidez estáticos propostos por (11) *apud* (12). Estes coeficientes são válidos quando a fundação é submetida à compressão. Quando a fundação é tracionada, o comportamento do conjunto é completamente diferente e a relação carga x deslocamento vertical é estabelecida em função de um estudo conduzido pela CIGRÉ (13), no qual foram construídas curvas carga x deslocamento vertical válidas para diferentes tipos de solo;

3ª) A flexibilidade das ligações é introduzida nos modelos das torres através de elementos de mola não-linear (COMBIN39) do ANSYS (14), de acordo com as relações força-deslocamento utilizadas nos trabalhos de (10) e (15);

4ª) Elaboração de todos os modelos da torre escolhida e análise para diferentes carregamentos, utilizando o *software* ANSYS (14);

5ª) Comparação dos resultados entre os modelos para todas os carregamentos considerados;

Na última etapa do trabalho os resultados (esforços normais nas barras) devem ser avaliados para que se possam quantificar as diferenças encontradas entre os modelos, a fim de contribuir para o avanço dos procedimentos de projeto deste tipo de estrutura.

#### 5.0 - MODELOS MECÂNICOS

Para representar a torre 1, são descritos a seguir os modelos mecânicos simplificados, utilizados na prática de projeto, e os modelos mais elaborados, os quais consideram a flexibilidade das ligações e das fundações.

##### 5.1 Modelos da Prática de Projeto

Para representar os modelos usuais, empregados na prática de projeto, foram selecionados dois modelos mecânicos para a torre 1. No modelo 1 todas as barras são formadas por elementos de pórtico espacial. Já no

modelo 2, as barras dos montantes são modeladas com elementos de pórtico espacial e as barras diagonais e braços da torre com elementos de treliça espacial. Os vínculos são considerados indeslocáveis (apoios), conforme ilustrado na Figura 2.

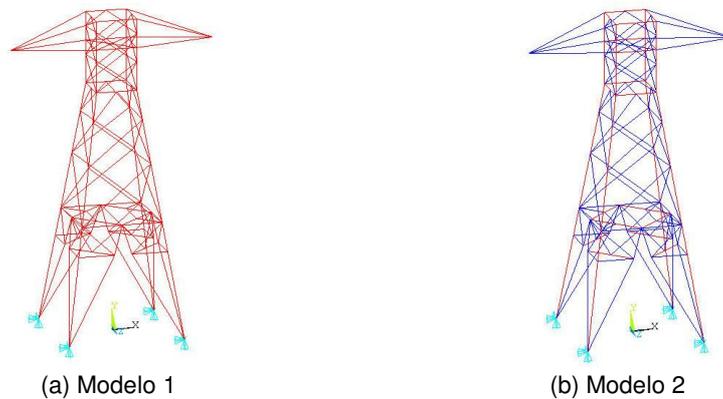


FIGURA 2 – Modelos simplificados para a torre 1 no ANSYS.

## 5.2 Modelo considerando a Flexibilidade das Fundações

No modelo 3 as barras da torre são modeladas com elementos de pórtico espacial e a rigidez do conjunto solo-fundação é considerada através de elementos de mola não-lineares nos apoios. Cada elemento de mola possui um único grau de liberdade à translação e comportamento diferente na tração e na compressão, como ocorre numa situação real.

A rigidez do conjunto solo-fundação, quando submetido à compressão, pode ser estimada através dos coeficientes de rigidez estáticos propostos por (11) *apud* (12). Estes coeficientes são determinados considerando uma fundação rígida, apoiada sobre uma superfície de um semi-espaco elástico, homogêneo e isotrópico (solo). Para o caso de uma fundação do tipo sapata quadrada, os coeficientes de rigidez nas direções vertical ( $k_y$ ) e horizontais ( $k_x$  e  $k_z$ ) são dados por:

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

$$k_x = k_z = \frac{9,2 \cdot G \cdot b}{2 - \nu} \quad (2)$$

onde:  $\nu$  é o coeficiente de Poisson do solo;  
 $b$  é a metade do lado da base quadrada da sapata;  
 $G$  é o módulo de elasticidade transversal do solo, que pode ser obtido por:

$$G = \rho V_s^2 \quad (3)$$

onde:  $\rho$  é a massa específica do solo;  
 $V_s$  é a velocidade de propagação da onda transversal no semi-espaco homogêneo (solo). Para uma argila mole  $V_s = 150$  m/s, para uma argila consistente  $V_s = 250$  m/s e para uma rocha (granito)  $V_s = 3000$  m/s.

Adotando uma fundação típica com sapata quadrada de  $0,80 \times 0,80$  m, assentada sobre argila consistente com módulo de elasticidade transversal  $G = 93.750$  kN/m<sup>2</sup> ( $\rho = 1500$  kg/m<sup>3</sup> e  $V_s = 250$  m/s), tais coeficientes resultam:

$$k_y = 176.250,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{vertical})$$

$$k_x = k_z = 172.500,0 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad (\text{horizontais})$$

Estes coeficientes de rigidez 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.

Em um estudo conduzido pela CIGRÉ (13), 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 Supply Board* (ESB). Neste estudo foram construídas curvas carga x deslocamento vertical, válidas para diferentes tipos de solo, as quais podem ser utilizadas nos modelos de torre com vínculos elásticos. Na Figura 3 é apresentada a curva que representa o comportamento da fundação da torre 1, válida para sapatas assentadas sobre argila consistente, com capacidade ao arrancamento de 250 kN.

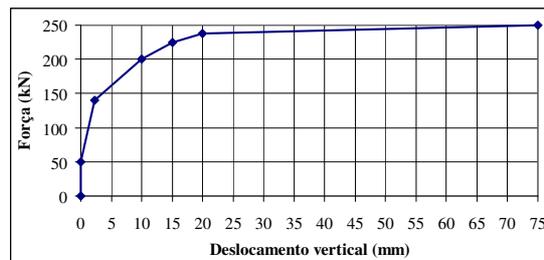


FIGURA 3 – Força de tração x deslocamento vertical para sapatas assentadas sobre argila consistente, com capacidade ao arrancamento de 250 kN.

Assim, quando a fundação é tracionada, a rigidez da mola na direção vertical ( $k_y$ ) deve ter um comportamento não-linear, segundo a curva da Figura 3. Os valores de  $k_x$  e  $k_z$  na tração são iguais aos da compressão.

### 5.3 Modelo considerando a Flexibilidade das Fundações e das Ligações Parafusadas

No modelo 4 as barras da torre são modeladas com elementos de pórtico espacial e a rigidez do conjunto solo-fundação é considerada exatamente como no item anterior. Já a deformação de translação nas ligações parafusadas, a qual inclui as deformações da haste do parafuso, de deslizamento e do perfil junto aos furos dos parafusos, é considerada através de molas não-lineares entre os nós dos elementos de pórtico.

As curvas força x deslocamento que representam o comportamento das molas não-lineares das ligações são função da dimensão do perfil, do número e do diâmetro dos parafusos na ligação, do torque de aperto e da folga de montagem entre o diâmetro dos furos e o diâmetro dos parafusos. Na Figura 4 são apresentadas curvas força x deslocamento obtidas a partir dos resultados experimentais de (15), válidas 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.

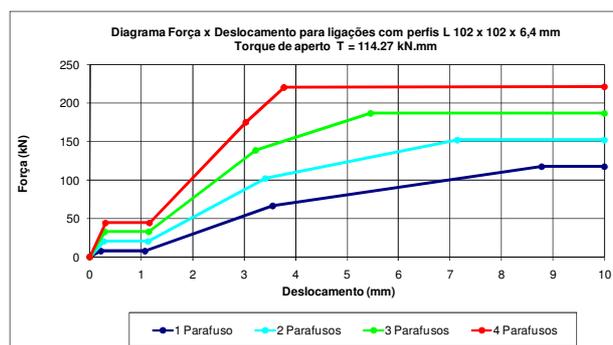


FIGURA 4 - Deformação de translação nas ligações com perfis L102 x 102 x 6,4 mm e parafusos de 16 mm.

As curvas força x deslocamento utilizadas nas ligações da torre 1 foram encontradas ajustando as curvas da Figura 4, levando-se em conta a área da seção dos perfis, a área de contato entre os parafusos e os perfis, o número de parafusos na ligação, a folga de montagem e o torque de aperto nos parafusos. As curvas para todos os tipos de ligações da torre 1 podem ser encontradas no trabalho de (10).

O modelo 4 foi elaborado considerando um torque de aperto de 30 kN.mm em cada parafuso, o qual segundo a NBR 8850 (6) é o torque mínimo para os parafusos 12 mm utilizados na torre 1.

Na Figura 5 são apresentadas as curvas força x deslocamento axial nas ligações da torre 1 formadas pelo perfil L 50 x 50 x 5,0 mm, com 1 a 10 parafusos de 12 mm de diâmetro, torque de aperto de 30 kN.mm e folga de montagem de 1,6 mm.

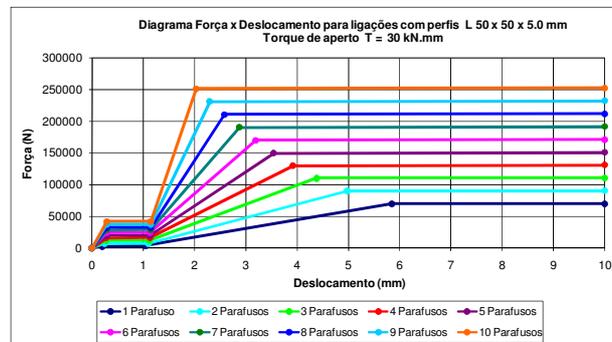


FIGURA 5 - Deformação de translação nas ligações com perfis L 50 x 50 x 5,0 mm e parafusos de 12 mm.

## 6.0 - RESULTADOS

Os resultados numéricos de interesse são os esforços normais nas barras dos montantes e diagonais da torre 1. Tais resultados foram determinados para todos os modelos descritos anteriormente, submetidos aos oito carregamentos apresentados na Figura 6.

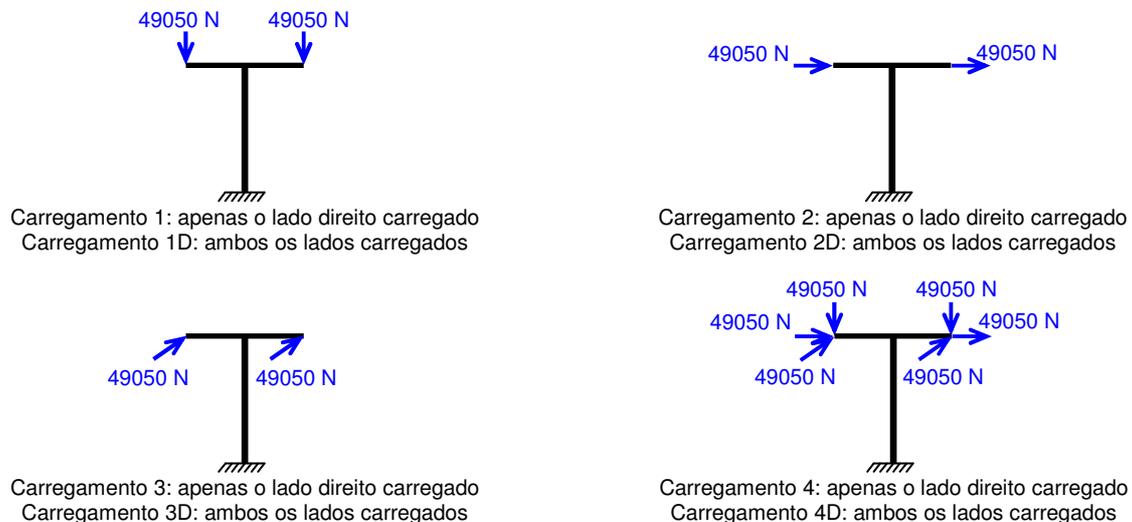


FIGURA 6 - Carregamentos da torre 1.

Os resultados dos modelos usuais da prática de projeto (modelos 1 e 2) são praticamente iguais. Assim, os resultados dos demais modelos são comparados apenas com o modelo 1.

As Figuras 7 e 8 apresentam os resultados (esforço normal nas barras dos montantes e diagonais da torre 1) para os modelos 1, 3 e 4, submetidos ao carregamento 4D, em relação à capacidade (resistência à tração ou à compressão) destas barras.

Pode-se observar nos gráficos das Figuras 7 e 8 que na maioria das barras dos montantes e diagonais fortemente carregadas, isto é, com um nível elevado de esforço normal em relação a sua capacidade, o modelo 3, o qual considera a flexibilidade da fundação, apresenta resultados significativamente diferentes do modelo 1, utilizado na prática de projeto com apoios indesejáveis. Esta diferença nos esforços entre os modelos deve ser tanto maior

quanto maior for a diferença entre os comportamentos (rigidez) à tração e à compressão da fundação.

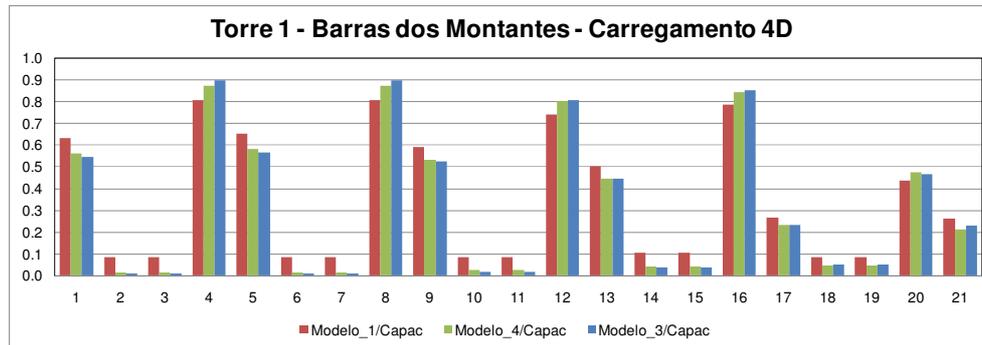


FIGURA 7 – Relações Esforço normal/Capacidade para as barras dos montantes dos modelos da torre 1 submetidos ao carregamento 4D.

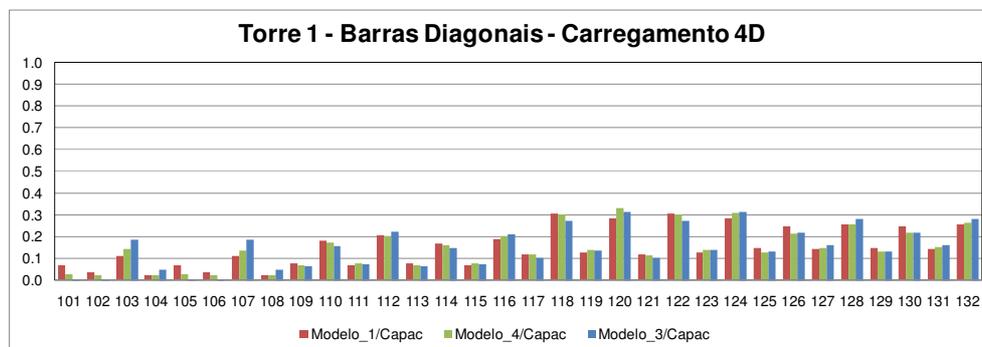


FIGURA 8 – Relações Esforço normal/Capacidade para as barras diagonais dos modelos da torre 1 submetidos ao carregamento 4D.

Observando agora os resultados do modelo 4, o qual leva em conta a flexibilidade da fundação e das ligações, na maioria das barras dos montantes e diagonais os valores dos esforços estão entre os valores dos respectivos esforços nas barras dos modelos 1 e 3, indicando que existe um alívio nestes esforços em relação ao modelo 3, onde as ligações são rígidas. Entretanto, este comportamento não foi verificado em todos os casos de carregamento.

## 7.0 - CONCLUSÕES

O presente trabalho analisou diversos modelos mecânicos de uma torre metálica treliçada de LT, desde modelos simplificados utilizados na prática de projeto até modelos mais elaborados que consideram a flexibilidade das fundações e das ligações, a fim de comparar os resultados e contribuir com o avanço dos procedimentos de projeto deste tipo de estrutura.

Os resultados desta avaliação mostram que as previsões com respeito ao alívio dos esforços nos modelos com ligações flexíveis, em comparação com os modelos com nós rígidos, quando as torres estão apoiadas sobre vínculos elásticos, são confirmadas apenas para alguns casos de carregamento, o que sugere que estudos adicionais com outros tipos de torres e fundações devam ser realizados.

## 8.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

(1) GOSHY, B. Soil-foundation-structure interaction. Journal of the Structural Division, ASCE, v. 104, n. ST5, p. 749-761, 1978.

(2) CAMARGO, F. E. Estados limites de fundações considerando a resposta da superestrutura. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2002.

- (3) 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.
- (4) AL-BERMANI, F. G. A., KITIPORNCHAI Numerical simulation of structural behaviour of transmission towers. *Thin-Walled Structures*, v. 41, p. 167-177, 2003.
- (5) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8842: suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Resistência ao carregamento. Rio de Janeiro, 1985.
- (6) ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8850: execução de suportes metálicos treliçados para linhas de transmissão – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- (7) AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE). ASCE Standard 10-97: design of latticed steel transmission structures, 2000.
- (8) ELECTRIC POWER RESEARCH INSTITUTE (EPRI). Structural development studies at the EPRI transmission line mechanical research facility. Interim Report, n. 1, EL-4756, 1986.
- (9) CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEaux ÉLECTRIQUES (CIGRÉ). An experiment to measure the variation in lattice tower design. Report 22-90 (WG08) 17, 1990.
- (10) KAMINSKI Jr., J. Incertezas de Modelo na Análise de Torres Metálicas Treliçadas de Linhas de Transmissão. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2007.
- (11) PAIS, A.; KAUSEL, E. Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, v. 7, p. 213-227, 1988.
- (12) WOLF, J. P. Foundation vibration analysis using simple physical models. New Jersey: Prentice-Hall, 1994.
- (13) CONSEIL INTERNATIONAL DES GRANDS RÉSEaux ÉLECTRIQUES (CIGRÉ). Probabilistic design of transmission line structure foundations. Report 22-99 (WG07), 1999.
- (14) ANSYS: Engineering Analysis System, versão 10.0. ANSYS 10.0 Documentation, 2006.
- (15) 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.

## 9.0 - DADOS BIOGRÁFICOS

João Kaminski Junior

Nascido em Santa Maria/RS, no ano de 1970.

Doutor em Engenharia Civil (2007), área de Estruturas, na UFRGS. Mestre em Engenharia Civil (1996), área de Estruturas, na UFRGS. Graduado em Engenharia Civil (1992) na UFSM. Técnico em Eletrotécnica (1988) no Colégio Técnico Industrial da UFSM.

Experiência profissional: Docente na Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) desde 1995. Atualmente Professor Adjunto na UFSM, lecionando na graduação em Engenharia Civil e Arquitetura as disciplinas de Mecânica e Resistência dos Materiais, Análise Matricial de Estruturas, Segurança Estrutural, Sistemas Estruturais de Aço, e na Pós-Graduação em Engenharia Civil a disciplina de Análise Estrutural. Diversos trabalhos publicados no ERLAC e SNPTEE, além de outros congressos, seminários, simpósios e periódicos na área de estruturas.

Foto:

