

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Renata Maldonado Gheno

**TORRE METÁLICA DO TIPO GTS SUBMETIDA AO
CARREGAMENTO DO VENTO: COMPARAÇÃO ENTRE
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

Porto Alegre
julho 2011

RENATA MALDONADO GHENO

**TORRE METÁLICA DO TIPO GTS SUBMETIDA AO
CARREGAMENTO DO VENTO: COMPARAÇÃO ENTRE
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre
julho 2011

RENATA MALDONADO GHENO

**TORRE METÁLICA DO TIPO GTS SUBMETIDA AO
CARREGAMENTO DO VENTO: COMPARAÇÃO ENTRE
ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, julho de 2011

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

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Acir Mércio Loredo-Souza
(UFRGS)
Ph.D pela Universidade de
Western Ontario, Canadá

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn. pela Universidade de Innsbruck,
Áustria

Prof. João Batista Guimarães Ferreira
da Silva
Engenheiro Civil pela
Universidade Federal de Minas Gérias

Eng. Jonatan Garrido Jung
Engenheiro Civil pela Universidade
Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a minha mãe, Clarice, por toda a sua dedicação para que eu pudesse realizar meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pela dedicação e comprometimento, mas especialmente pela amizade.

Agradeço à professora Carin Maria Schmitt, pela grande dedicação ao ajudar a dar forma a este trabalho.

Agradeço à minha mãe, Clarice, que demonstrou um esforço imensurável em me proporcionar a melhor educação possível e a quem serei eternamente grata.

Agradeço aos meus colegas da EngeLíneas Consultoria e Projetos, que me proporcionam um ambiente de constante aprendizado.

É impossível para um homem aprender aquilo que ele
acha que já sabe.

Epiteto

RESUMO

GHENO, R. M. Torre metálica do tipo GTS submetida ao carregamento do vento: comparação entre análises estática e dinâmica. 2011. 57 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Uma questão diretamente relacionada ao desenvolvimento de um país é o seu consumo de energia elétrica. Acompanhando, portanto, o desenvolvimento brasileiro e seu crescimento populacional, encontra-se o aumento da demanda energética. Para suprir esta demanda, grandes linhas de transmissão são construídas, eventualmente, sendo necessário ultrapassar grandes obstáculos (como rios e vales). Estas travessias têm como característica o longo vão entre duas torres e, usualmente, a elevada altura de suas torres. Este trabalho tem como objetivo a comparação das respostas estruturais, obtidas através das análises estática e dinâmica, de uma torre de transmissão projetada para a travessia do Rio Trombetas, na região Amazônica, submetida ao carregamento do vento. Na determinação de cargas em torres de transmissão, normalmente o carregamento devido ao vento é responsável por uma parcela considerável das cargas. Para torres altas e esbeltas, como a estudada neste trabalho, é necessário realizar uma análise dinâmica da ação do vento, para obtenção de uma resposta estrutural mais aproximada do comportamento real da torre, por este tipo de torre estar mais suscetível a efeitos dinâmicos. Para a análise estática foi utilizado o método usual de cálculo, o qual consiste em transformar o carregamento dinâmico do vento em um carregamento equivalente estático. Para a análise dinâmica, o carregamento foi determinado a partir de uma simulação do campo de velocidades horizontais do vento. A torre foi modelada em elementos de barra para as análises serem efetuadas. A análise desta estrutura mostrou que os procedimentos usuais de projeto, através de carregamentos estáticos equivalentes, apresentam resultados aceitáveis.

Palavras-chave: linhas de transmissão; análise dinâmica; torres metálicas; ação do vento.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: representação do potencial energético brasileiro por região	12
Figura 2: delineamento do trabalho	17
Figura 3: sistemas massa-mola-amortecedor em vibração livre com deslocamento inicial x_0 e inicialmente em repouso	23
Figura 4: localização dos estais da torre da Rádio Farroupilha de Porto Alegre, RS	26
Figura 5: posição da torre após o colapso	26
Figura 6: representação da interpolação em duas dimensões	30
Figura 7: travessia sobre o Rio Yangtze	32
Figura 8: esquema da travessia estudada	35
Figura 9: representação da travessia sobre o Rio Trombetas, sendo as torres do tipo GTS as assinaladas	37
Figura 10: representação da travessia em perfil	37
Figura 11: representação simplificada da silhueta da torre GTS	38
Figura 12: primeiro modo por flexão do modelo 10, correspondente à vibração longitudinal à LT (direção z)	43
Figura 13: segundo modo por flexão do modelo 10, correspondente à vibração longitudinal à LT (direção z)	43
Figura 14: primeiro modo por torção do modelo 10, correspondente à vibração em torno do eixo y	44
Figura 15: dispersão das solicitações obtidas através da análise estática.....	48
Figura 16: modelo mecânico da seção de travessia para a análise dinâmica da torre GTS 01	49
Figura 17: modelo mecânico da seção de travessia para a análise da torre GTS 01, sem distorções na escala	50
Figura 18: detalhe da torre GTS 01 no modelo mecânico para a análise dinâmica.....	50
Figura 19: forças aplicadas no modelo da seção de travessia em razão de um vento EPS	52
Figura 20: dispersão das solicitações obtidas através da análise dinâmica	53
Figura 21: razão entre resultados obtidos na análise dinâmica e na análise estática	54
Figura 22: razão entre resultados obtidos na análise dinâmica e a capacidade das barras	55

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: forças máximas no ponto de fixação do isolador para travessia típica	35
Quadro 2: dados do trecho analisado	38
Quadro 3: seis primeiras frequências naturais e modos de vibração da torre GTS 01	42

LISTA DE SIGLAS

LT: linhas de transmissão

LDEC: Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

IEC: *International Electrotechnical Commission* (Comissão Eletrotécnica Internacional)

EPS: *extended pressure systems* (tormentas extratropicais)

TS: *thunderstorms* (tormentas elétricas)

CIGRÉ: *Conseil International des Grands Reseaux Électriques* (Conselho Internacional de Grandes Sistemas Elétricos)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
2 MÉTODO DE PESQUISA	15
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	15
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	15
2.2.1 Objetivo principal	15
2.2.2 Objetivo secundário	15
2.3 HIPÓTESE	16
2.4 PRESSUPOSTO	16
2.5 DELIMITAÇÕES	16
2.6 LIMITAÇÕES	16
2.7 DELINEAMENTO	17
3 CONCEITOS DE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS	19
3.1 SISTEMAS VIBRATÓRIOS.....	19
3.2 VIBRAÇÕES LIVRE E FORÇADA	19
3.3 EXCITAÇÕES DETERMINÍSTICA E ALEATÓRIA.....	20
3.4 EQUAÇÃO DIFERENCIAL DO MOVIMENTO	20
3.5 MODOS DE VIBRAÇÃO	21
3.6 AMORTECIMENTO	22
4 AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS	24
4.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL	24
4.1.1 Tormentas Extratropicais (EPS)	24
4.1.2 Tormentas Elétricas (TS)	25
4.2 O VENTO COMO UM CARREGAMENTO DINÂMICO	25
4.3 SIMULAÇÃO DO CAMPO DE VELOCIDADES DO VENTO	26
5 LINHAS DE TRANSMISSÃO	31
5.1 AÇÃO DO VENTO EM TORRES DE TRAVESSIA	32
5.2 EXEMPLO DE COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA PARA UMA TORRE DE TRAVESSIA	34
6 A SITUAÇÃO ANALISADA	36
6.1 TRAVESSIA SOBRE O RIO TROMBETAS.....	36
6.2 ESTRUTURA GTS 01	38
7 ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA	41
8 ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA	45

8.1 ANÁLISE ESTÁTICA	45
8.2 ANÁLISE DINÂMICA	49
9 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS	54
10 CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
REFERÊNCIAS	57

1 INTRODUÇÃO

O Brasil, por estar em pleno desenvolvimento, possui uma demanda energética crescente. Neste cenário, linhas de transmissão possuem grande importância, pois possibilitam a transmissão de energia através de grandes distâncias, desde os locais onde há geração até os centros de consumo. Conforme pode ser constatado na figura 1, a região Norte possui o maior potencial hidrelétrico nacional. Visando transportar energia desta região para outras com maior demanda, linhas de transmissão que percorrem grandes distâncias estão sendo construídas.

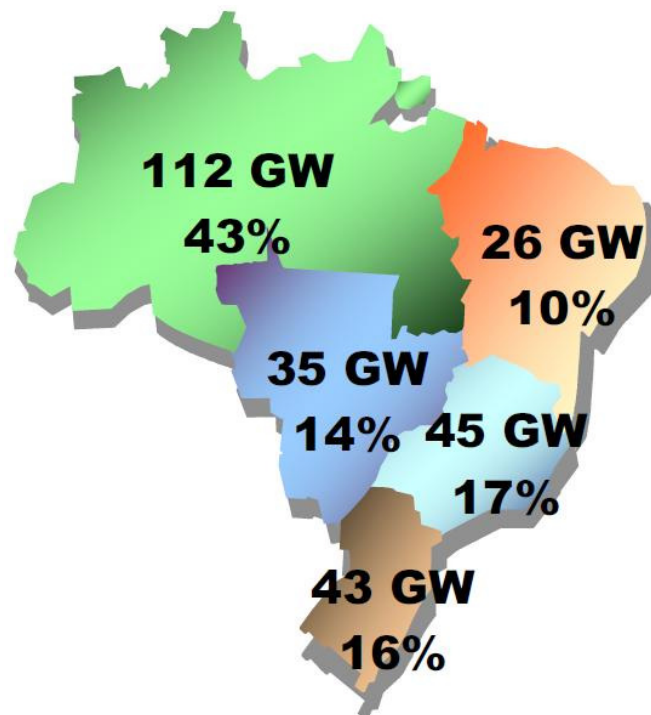


Figura 1: representação do potencial energético brasileiro por região (trabalho não publicado)¹

Em projetos de linhas de transmissão, ocasionalmente surgem grandes obstáculos (como rios, lagos, vales, etc.) que exigem o vencimento de grandes distâncias em um único vão, sem a

¹ O trabalho *Eletronorte and the Challenge of Long-Distance Transmission in Brazil*, de José H. M. Fernandes e outros, divulgado em 2008, está disponível para download e compra de versão impressa no site de publicações do CIGRÉ (*Conseil International des Grands Reseaux Électriques*), <www.e-cigre.com>, com acesso restrito a associados.

possibilidade de torres intermediárias. Estas travessias exigem um tratamento especial, como se fossem um projeto a parte. Devido à ampla distância a ser percorrida, o projeto de torres especiais – geralmente marcadas pela sua altura diferenciada – muitas vezes se faz necessário.

Torres de travessia, por serem esbeltas e flexíveis, geram forças de inércia (por exemplo: forças formadas devido à aceleração da massa da torre sob o efeito do vento) que devem ser verificadas. Portanto, estas estruturas necessitam de uma análise dinâmica, a qual não é normalmente necessária em torres de maior rigidez. Considerando o grande prejuízo gerado pela queda de uma torre, que pode interromper o fornecimento de energia da linha por dias, o investimento em uma análise mais detalhada da resposta estrutural da torre é plenamente justificado.

Este trabalho tem como proposta o estudo e comparação da análise estática e dinâmica de uma torre metálica do tipo GTS, utilizada no projeto da travessia do Rio Trombetas, na região Amazônica, que tem na sua maior configuração 180,5 m de altura, sob o efeito do carregamento do vento. Assim, serão avaliadas as respostas estruturais da torre. Este trabalho é um segmento do estudo dinâmico desta travessia, que contempla outras hipóteses de carregamento da estrutura, como uma tormenta TS ou o rompimento de um cabo, realizado pelo LDEC (Laboratório de Dinâmica Estrutural e Confiabilidade da Universidade Federal do Rio Grande do Sul).

Para a análise estática, será utilizado o carregamento sugerido pela IEC (*International Electrotechnical Commission*). Na análise dinâmica, após a determinação das características dinâmicas (modos dominantes e frequência de vibração), serão utilizadas rotinas de análise implementadas em *softwares* desenvolvidos pelo LDEC.

Para descrever este trabalho, no capítulo 2 encontram-se a questão de pesquisa, os objetivos, a hipótese, o pressuposto, as delimitações e o delineamento do trabalho, que descreve brevemente as suas etapas. O capítulo 3 apresenta alguns conceitos utilizados em dinâmica das estruturas, a fim de facilitar o entendimento deste trabalho. A ação do vento em estruturas, considerada como um carregamento dinâmico, e sua análise são apresentadas no capítulo 4. No capítulo 5 são apresentados os conceitos de linhas de transmissão e de travessias em linhas de transmissão, incluindo algumas informações sobre o efeito dinâmico do vento e sua análise em torres. A situação que foi analisada para este trabalho se encontra no capítulo 6. Uma descrição da metodologia utilizada para a análise modal e os resultados obtidos estão descritos

no capítulo 7. O capítulo 8 contém os resultados obtidos através das análises estática e dinâmica e a descrição da metodologia utilizada para ambas as análises. O capítulo 9 consiste na comparação dos resultados obtidos no capítulo 8. No capítulo 10 são apresentadas as considerações finais.

2 MÉTODO DE PESQUISA

Para o desenvolvimento deste trabalho foram definidas as diretrizes descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa deste trabalho é: quais as diferenças entre as respostas estruturais obtidas através de análises estática e dinâmica de uma estrutura metálica treliçada esbelta submetida ao carregamento do vento?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

Os objetivos do trabalho estão classificados em principal e secundário e são apresentados nos próximos itens.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a comparação entre as respostas estruturais obtidas através de análises estática e dinâmica da estrutura metálica do tipo GTS submetida ao carregamento do vento.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário deste trabalho é a descrição dos efeitos do vento em estruturas de baixa frequência natural.

2.3 HIPÓTESE

A hipótese do trabalho é que, em comparação com a análise dinâmica, a análise estática subestima a resposta estrutural da torre estudada submetida ao carregamento do vento.

2.4 PRESSUPOSTOS

São pressupostos do trabalho que:

- a) o carregamento estático equivalente para o carregamento do vento proposto pela norma IEC 60826 (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003) é válido;
- b) a resposta estrutural obtida através da análise dinâmica é a mais próxima do real comportamento da estrutura;
- c) as respostas estruturais estática e dinâmica podem ser obtidas através da modelagem da torre em elementos de barra.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se a obter a resposta estrutural apenas para a silhueta da torre analisada (torre do tipo GTS) e com o carregamento do vento válido apenas para a região onde esta torre será implantada.

2.6 LIMITAÇÕES

São consideradas limitações para este trabalho:

- a) foi verificada apenas a solicitação nas barras, sem considerações em relação aos deslocamentos nodais;
- b) para as análises utilizando elementos finitos, foram utilizados apenas elementos do tipo pórtico 3D e treliça 3D.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 2, e descritas nos próximos itens:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) descrição do problema;
- c) análise modal;
- d) análise estática;
- e) análise dinâmica;
- f) comparação dos resultados;
- g) considerações finais.

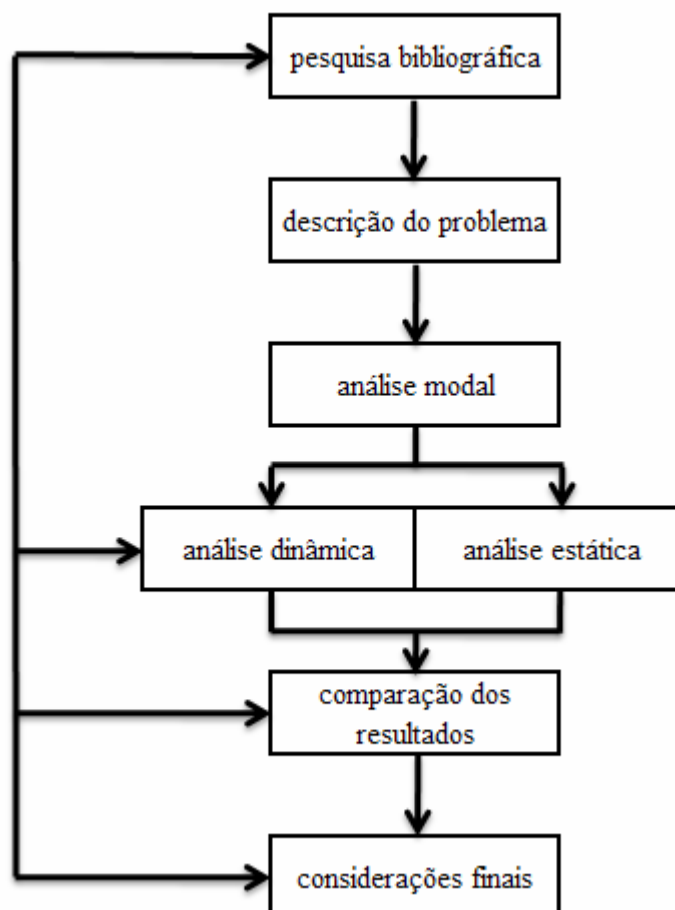


Figura 2: delineamento do trabalho

Ao longo de todo o trabalho a etapa de pesquisa bibliográfica foi desenvolvida, visando a compreensão dos assuntos abordados, já que estes assuntos não são usualmente abordados ao longo da Graduação. A revisão sobre o tema foi direcionada aos seguintes assuntos:

- a) dinâmica de estruturas;
- b) linhas de transmissão;
- c) travessias de linhas de transmissão;
- d) ação do vento em torres de transmissão;
- e) análise dinâmica de estruturas metálicas.

A descrição do problema consiste na apresentação do trecho analisado para a realização do trabalho, com considerações sobre a travessia e a torre GTS 01. A etapa de análise modal consiste na descrição dos modelos de estrutura analisados e na determinação das frequências naturais e dos modos de vibração através de um software de elementos finitos. A análise estática consiste na descrição do método utilizado na determinação da resposta estrutural e a apresentação de seus resultados. A análise dinâmica consiste na descrição do método utilizado na determinação da resposta estrutural e a apresentação de seus resultados. Na comparação dos resultados, os resultados obtidos na análise dinâmica são comparados com os da análise estática e com a capacidade das barras à tração e à compressão. As considerações finais consistem na análise final de resultados da pesquisa.

3 CONCEITOS DE DINÂMICA DAS ESTRUTURAS

Neste capítulo serão apresentados conceitos de dinâmica de estruturas, com alguns comentários referentes à sua aplicação em torres de transmissão, a fim de facilitar o entendimento do restante do trabalho.

3.1 SISTEMAS VIBRATÓRIOS

Rao (1995, p. 12) afirma que um sistema vibratório, em geral, é composto por uma forma de armazenamento de energia potencial (molas ou elasticidade), uma forma de armazenamento de energia cinética (massa ou inércia) e uma forma pela qual a energia é gradualmente dissipada (amortecedor).

O mesmo autor também cita que a vibração de um sistema envolve a transformação de sua energia potencial para energia cinética e energia cinética para energia potencial, alternadamente. Se um sistema é amortecido, parte da energia é dissipada em cada ciclo de vibração e deve ser substituída por uma fonte externa se o estado de vibração constante deve ser mantido.

3.2 VIBRAÇÕES LIVRE E FORÇADA

Os conceitos de vibrações livre e forçada foram definidos por Rao (1995, p. 16), como:

- a) sistema em vibração livre é aquele que depois de uma perturbação inicial, é permitido vibrar por si só. Nenhuma força externa age sobre o sistema;
- b) sistema em vibração forçada é sujeito a uma força externa (frequentemente, uma força repetitiva). Se a frequência da força externa coincide com uma das frequências naturais do sistema, a condição conhecida como ressonância ocorre, e o sistema passa a ter oscilações perigosamente grandes.

3.3 EXCITAÇÕES DETERMINÍSTICA E ALEATÓRIA

Conforme o definido por Rao (1995, p. 17), se o valor ou magnitude de uma excitação (força ou deslocamento) que age em um sistema vibratório é conhecido em qualquer momento, a excitação é chamada de determinística. O resultado da excitação é conhecido como vibração determinística.

Em alguns casos, a excitação é não-determinística ou aleatória; o valor da excitação em um dado intervalo de tempo não pode ser previsto. Nestes casos, uma grande quantidade de dados da excitação pode apresentar alguma regularidade estatística. Se a excitação é aleatória, a resposta vibratória do sistema também é aleatória e a vibração resultante é chamada de vibração aleatória.

Segundo Bendat e Piersol (1971, p. 9), dados que representam um fenômeno físico aleatório não podem ser descritos através de uma relação matemática porque cada observação do fenômeno será única. Em outras palavras, cada observação representará apenas um de muitos possíveis resultados que podem ocorrer.

Rao (1995, p. 17) afirma que no caso de vibração aleatória, a resposta vibratória do sistema pode ser descrita apenas em termos de quantidades estatísticas.

Assim sendo, a resposta de sistemas submetidos a excitações aleatórias deve ser representada através de um valor esperado (por exemplo, a média) e por uma medida de dispersão (por exemplo, desvio padrão ou coeficiente de variação).

A excitação provocada pelo vento, assunto alvo deste trabalho é uma excitação aleatória.

3.4 EQUAÇÃO DIFERENCIAL DO MOVIMENTO

Para uma representação dinâmica simplificada de um sistema estrutural complexo, pode ser utilizado um sistema discreto do tipo massa-mola-amortecedor, como é exemplificado por Meirovitch (1967, p. 1-2). A resposta deste sistema (usualmente desejada em termos de deslocamentos), quando submetido a uma força excitadora, pode ser calculada conforme a equação diferencial do movimento, apresentada na equação 1. No caso de uma análise

estática, a contribuição da aceleração da massa e do amortecimento são desprezadas, resultando na equação 2:

$$F(t) = m.\ddot{x}(t) + c.\dot{x}(t) + k.x(t) \quad (\text{equação 1})$$

$$F(t) = k.x(t) \quad (\text{equação 2})$$

Onde:

$F(t)$ = força excitadora do sistema;

m = massa do sistema;

c = coeficiente de amortecimento dinâmico do amortecedor;

k = constante elástica da mola;

$x(t)$ = deslocamento da massa m em função do tempo.

3.5 MODOS DE VIBRAÇÃO

Os modos de vibração de uma estrutura consistem nas representações de suas formas deformadas quando a estrutura é excitada em diferentes frequências associadas a estes modos. De acordo com Meirovitch (1967, p. 73-74), os modos de vibração e frequências associadas são obtidos através da resolução de um problema de autovalores e autovetores. Estes vetores fornecem um conjunto de n modos normais de vibração e n frequências naturais associadas, sendo n igual ao número de graus de liberdade do sistema analisado. É importante observar que o número de graus de liberdade traduz o grau de discretização do sistema. Portanto, tal grau de discretização já representa uma medida de aproximação da real.

Sachs (1978, p. 252) descreve que os modos e frequências naturais de torres de transmissão treliçadas podem ser calculados, de forma aproximada, como se fossem os de uma viga engastada-livre, modificada pelos seguintes fatores:

- a) a torre geralmente tem seção que afunila em direção ao topo, o que aumenta a frequência;

- b) cabos condutores e outros acessórios fixados no topo da estrutura podem oferecer restrição de movimentos, comportando-se como um apoio elástico;
- c) cargas pesadas no topo das torres diminuem a frequência;
- d) as fundações nunca são infinitamente rígidas, portanto, podem reduzir a frequência natural em até 10%.

3.6 AMORTECIMENTO

Quando um sistema é excitado a ponto de haver vibração livre, a intensidade desta vibração diminuirá com o tempo. Este é o efeito do amortecimento da estrutura dissipando a energia que lhe foi aplicada. A taxa de queda desta vibração depende do quão amortecida é a estrutura. Sistemas sem amortecimento existem apenas em representações simplificadas, nas quais, para fins de cálculo ou representações em um curto espaço de tempo de um sistema pouco amortecido, o efeito do amortecimento é desprezado (MEIROVITCH, 1967, p. 388).

O movimento resultante de um sistema depende da sua quantidade de amortecimento. Tse et al. (1978, p. 6-7) descrevem as possíveis formas de amortecimento de sistemas (figura 3), em um sistema massa-mola-amortecedor inicialmente em repouso, onde foi aplicado um deslocamento inicial x_0 , como sendo de sistema:

- a) não-amortecido: como não há dissipação de energia através do amortecimento, ele entra em movimento oscilatório de amplitude constante, por um período de tempo indeterminado;
- b) sub-amortecido: o sistema entra em movimento oscilatório, porém a presença de amortecimento diminuirá a amplitude da oscilação a cada ciclo do sistema;
- c) sobre-amortecido: o sistema não entra em movimento oscilatório, a massa, assim que liberada, tende a retornar a posição de equilíbrio estático;
- d) criticamente amortecido: a quantidade de amortecimento presente se encontra entre a do sistema sub-amortecido e a do sistema super-amortecido, é a menor quantidade de amortecimento necessária para que o sistema não oscile.

A importância do amortecimento adequado em uma estrutura pode ser analisada através da ressonância, descrita por Tse et al. (1978, p. 8) como o evento que ocorre quando a frequência de excitação é igual a frequência natural do sistema. Em um sistema não-amortecido, vibrando em sua frequência natural, não é necessário que mais energia seja fornecida para a manutenção da vibração. Portanto, toda a energia adicionada ao sistema é utilizada para

umentar a amplitude de vibração, que, em um sistema não-amortecido, não possui limite. Em um sistema amortecido, a energia fornecida é dissipada pelo amortecedor.

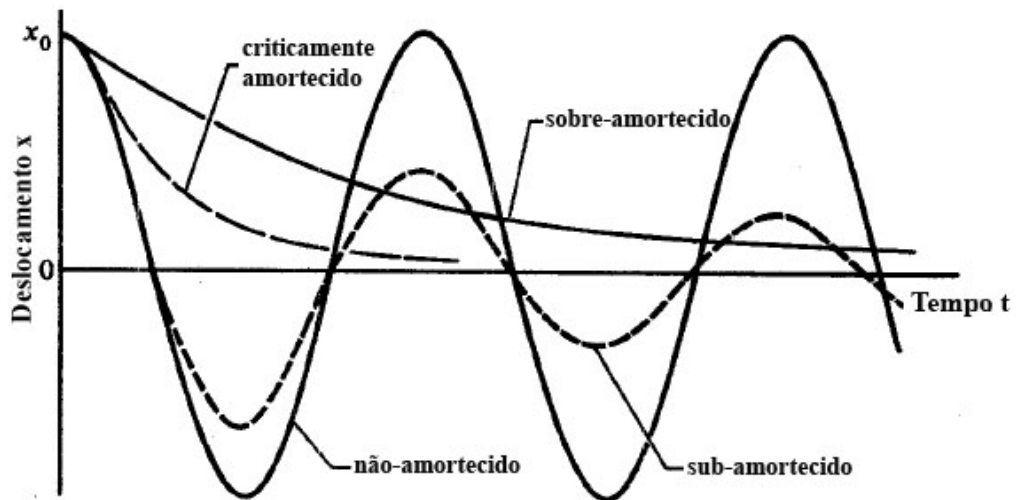


Figura 3: sistemas massa-mola-amortecedor em vibração livre com deslocamento inicial x_0 e inicialmente em repouso (TSE et al., 1978, p. 7)

Portanto, o amortecimento é fundamental para limitar a resposta em sistemas estruturais. Entretanto, a informação sobre o seu correto valor se constitui numa importante incerteza em sistemas reais.

4 AÇÃO DO VENTO EM ESTRUTURAS

Neste capítulo serão tratados tópicos de interesse para o trabalho na área de ação do vento em estruturas.

4.1 O VENTO NA ENGENHARIA ESTRUTURAL

Conforme o definido por Kaminski Jr. (2007, p. 246), nas regiões de latitude média da América do Sul, os ventos que ocorrem com mais frequência são as tormentas extratropicais (EPS) e as tormentas elétricas (TS).

Normas de projeto, correntemente como a IEC 60826 (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003), usadas para o projeto de linhas de transmissão, normalmente contemplam apenas tormentas do tipo EPS.

Este trabalho enfoca a análise para tormentas EPS.

4.1.1 Tormentas extratropicais (EPS)

Kaminski Jr. (2007, p. 246) lista as seguintes características para tormentas EPS:

- a) apresentam longa duração;
- b) atingem regiões de grandes dimensões (geralmente centenas de quilômetros);
- c) possuem atmosfera verticalmente estável;
- d) apresentam velocidade média do vento razoavelmente constante ao longo da sua duração.

Em razão disso, possuem uma camada limite definida que depende da rugosidade superficial do terreno e, conseqüentemente, dentro desta, apresentam variação da velocidade com a altura, desde zero até o valor do deslocamento médio da massa de ar que é descrita pelos conceitos de mecânica dos fluidos.

4.1.2 Tormentas elétricas (TS)

Kaminski Jr. (2007, p. 246) explica que “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 e o solo, produzindo descargas elétricas.”. O mesmo autor lista as seguintes características para estas tormentas:

- a) apresentam curta duração (entre 3 e 30 minutos);
- b) possuem um efeito localizado;
- c) apresentam fortes rajadas de vento;
- d) possuem atmosfera verticalmente instável.

4.2 O VENTO COMO UM CARREGAMENTO DINÂMICO

A NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988) dispensa a consideração dos efeitos dinâmicos do carregamento do vento para estruturas que possuem frequência natural do primeiro modo de vibração maior do que 1 Hz. Este é o caso da maior parte das estruturas usuais, como edifícios pouco esbeltos e com rigidez ou amortecimento elevados. Geralmente estas estruturas não são afetadas de forma significativa pelo efeito dinâmico do vento de forma a resultar em algum impacto no seu dimensionamento, o que torna o método do carregamento estático equivalente satisfatório. Porém, conforme as estruturas se tornam mais altas e esbeltas, uma análise dinâmica mais detalhada se torna mais adequada, ou até mesmo fundamental.

Um exemplo, que demonstra a importância da análise dinâmica de uma estrutura metálica treliçada, é a análise da queda da torre estaiada da Rádio Farroupilha, em Porto Alegre, RS, no ano de 1970, descrita por Blessmann (2001, p. 90). A torre tinha 190 m de altura e colapsou quando submetida a uma velocidade do vento inferior a de projeto. A torre deformou-se exatamente nos pontos de fixação dos estais, onde os seus cabos influem dinamicamente quando excitados pelo vento. As representações da torre antes e após o colapso podem ser vistas nas figuras 4 e 5, respectivamente.

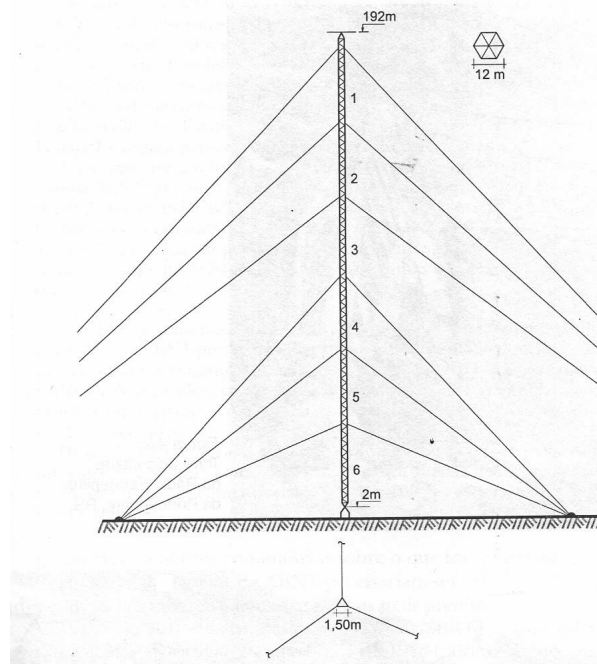


Figura 4: localização dos estais da torre da Rádio Farroupilha de Porto Alegre, RS (BLESSMANN, 2001, p. 91)

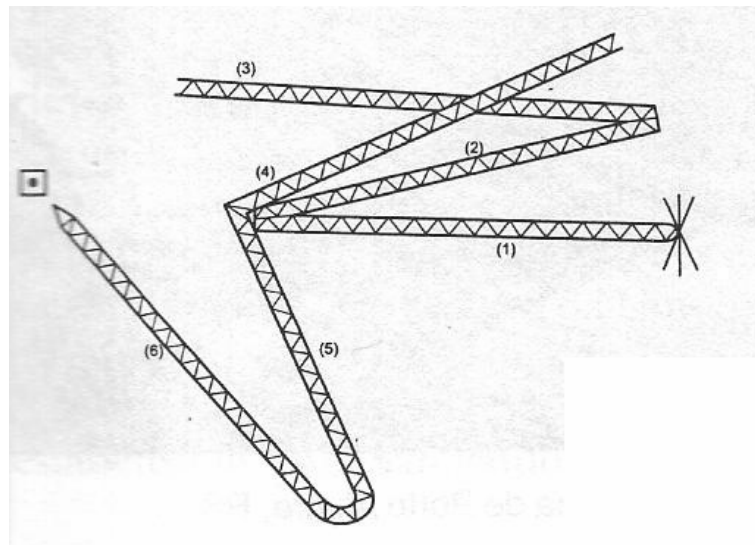


Figura 5: posição da torre após o colapso (BLESSMANN, 2001, p. 91)

4.3 SIMULAÇÃO DO CAMPO DE VELOCIDADES DO VENTO

É aceito que ventos do tipo EPS podem ser descritos através de um escoamento tridimensional turbulento homogêneo e estacionário, caracterizado pela velocidade média do

vento com orientação constante através da região de interesse. O perfil vertical das velocidades médias do vento é admitido como invariável com as coordenadas horizontais. Então, o campo do vento é definido por uma velocidade de referência em uma altura padrão de 10 m, pelo perfil da velocidade média vertical e pelo espectro dos dois componentes horizontais e pelo componente vertical flutuante da velocidade, admitidos como processos aleatórios independentes (MIGUEL et al., 2009, p. 154).

Miguel et al. (2009, p. 156-157) descrevem a metodologia de simulação do campo de velocidades do vento utilizado neste trabalho e descrito a seguir. Em um sistema de coordenadas ortogonais (x, y, z) variável no tempo, no qual z representa a altura sobre o nível do solo e x a coordenada horizontal na direção da velocidade média do vento, admite-se que o campo de velocidades é descrito como indica a equação 3:

$$\vec{V}(x, y, z, t) = \vec{\bar{V}}(z) + \Delta\vec{V}(x, y, z, t) \quad (\text{equação 3})$$

Onde:

$\vec{\bar{V}}(z)$ = componente da velocidade média, variável de acordo com a altura sobre o nível do solo;

$\Delta\vec{V}(x, y, z, t)$ = componente flutuante do vetor da velocidade.

O perfil vertical da velocidade média $\vec{\bar{V}}(z)$ segue a equação 4:

$$\vec{\bar{V}}(z) = \frac{1}{k} \times u_* \times \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (\text{equação 4})$$

Onde:

k = constante de Von Karman, considerada igual a 0,4;

z_0 = comprimento de rugosidade;

u_* = velocidade de fricção do escoamento.

O valor de u_* pode ser obtido substituindo o módulo da velocidade de um campo conhecido na altura de referência $z_{\text{ref}} = 10\text{m}$, $\overline{V}(z_{\text{ref}})$, resultando na equação 5:

$$u_* = 0,4 \times \frac{\overline{V}(z_{\text{ref}})}{\ln\left(\frac{z_{\text{ref}}}{z_0}\right)} \quad (\text{equação 5})$$

As componentes flutuantes $\Delta\vec{V}(x, y, z, t)$ são consideradas realizações de um processo aleatório de média zero, simulado pela superposição de ondas harmônicas, como descrevem Shinozuka e Jan (1972² apud MIGUEL et. al, 2009, p. 156-157) na equação 6:

$$\Delta\vec{V}(t) = \sum_{j=1}^N \sqrt{2 \times S_w(f_j) \times \Delta f_j} \times \cos(2\pi \times f_j \times t + \varphi_j) \quad (\text{equação 6})$$

Onde:

$S_w(f_j)$ = densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f_j ;

f_j = frequência em Hertz;

Δf_j = variação da frequência, definida como $\Delta f_j = \Delta f_{j+1} + \Delta f_j$;

φ_j = ângulo de fase, definido como uma variável aleatória com densidade de probabilidade uniforme entre 0 e 2π .

Neste estudo foi adotado para a densidade espectral da componente longitudinal da velocidade flutuante o modelo proposto por Davenport (1961³ apud MIGUEL et. al, 2009, p. 157), conforme a equação 7:

² SHINOZUKA, M.; JAN, C. M. Digital simulation of random process and its applications. **Journal of Sound and Vibration**. Southampton. v. 12, n. 1, p. 111-118, 1972.

³ DAVENPORT, A. G. The spectrum of horizontal gustiness near the ground in high winds. **Quartely Journal of the Royal Metereological Society**. London. v. 87, p. 194-211, 1961.

$$\frac{f.S_1(f)}{u_*^2} = \frac{4.n^2}{(1+n^2)^{4/3}} \quad (\text{equação 7})$$

Onde:

f = frequência em Hertz;

$S_1(f)$ = densidade espectral da componente longitudinal da turbulência na frequência f (em uma cota z , geralmente não incluída no símbolo);

n = frequência adimensional: $n = \frac{f.L}{\bar{V}(10)}$, sendo o melhor ajuste $L=1200$ m;

$\bar{V}(10)$ = velocidade média horária a 10 m de altura, em m/s.

Na análise numérica não foram incluídas as componentes da parte flutuante com frequência menor que 0,05 Hz. Assim, registros independentes de 50 s de duração que contém somente a parte do espectro de alta frequência ($f > 0,05$ Hz) foram gerados e utilizados para a simulação do campo tri-dimensional de velocidades do vento.

A partir da obtenção das velocidades é possível simular o campo correlacionado de velocidades do vento para aplicação nos nós do trecho analisado. Conforme Miguel et. al (2009, p. 160-161) na análise de estruturas que experimentam pequenos deslocamentos, situação típica no caso de pontes ou torres, as velocidades são geradas em nodos estacionários, isto é, cuja posição não varia com o tempo. A hipótese precedente não é sempre aplicável na análise dos cabos, que experimentam grandes deslocamentos. A atualização das coordenadas nodais com o tempo, como passo prévio à geração das cargas, resultaria em considerável aumento do tempo de processamento com duvidosas vantagens em relação à confiabilidade das previsões resultantes. Assim, como maneira de otimizar o tempo de processamento, foi empregado o esquema de simulação num campo bi-dimensional, no qual o plano (x,y) coincide com o plano vertical de simetria das torres. Este esquema está representado na equação 8 e pode ser melhor visualizado na figura 6:

$$V(x,y) = V_1 + \frac{V_2 - V_1}{a}x + \frac{V_3 - V_1}{b}y + \frac{V_4 - V_3 - V_2 + V_1}{ab}xy \quad (\text{equação 8})$$

Onde:

V_1, V_2, V_3 e V_4 = valores da velocidade nos pontos do elemento retangular indicado na figura 6;

a, b = dimensões do elemento retangular indicado na figura 6.

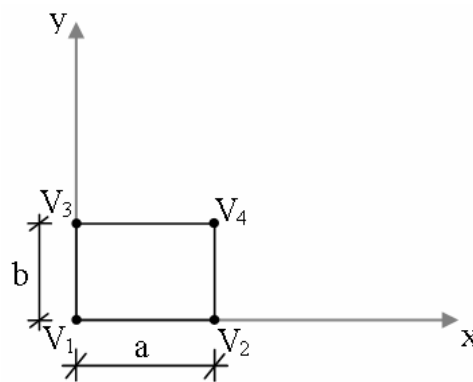


Figura 6: representação da interpolação em duas dimensões
(MIGUEL et. al, 2009, p. 160)

5 LINHAS DE TRANSMISSÃO

A definição de linhas de transmissão dentro de um sistema de energia elétrica dada por Fuchs (1979, p. 5) é a seguinte:

São linhas que operam com as tensões mais elevadas do sistema, tendo como função principal o transporte da energia entre os centros de produção e centros de consumo, como também a interligação de centros de produção e mesmo sistemas independentes. Em geral, são terminadas em subestações abaixadoras regionais, onde a tensão é reduzida de nível para o início da distribuição a granel pelas linhas de subtransmissão.

No Brasil, cerca de 50% do potencial hidrelétrico se encontra na região Norte, situada a cerca de 2000 a 2500 km das regiões Sudeste e Sul, aonde estão localizados os maiores centros de consumo. Para possibilitar um maior aproveitamento do potencial hidrelétrico brasileiro, aumentando a energia elétrica disponível nos seus sistemas, linhas de transmissão de grandes extensões vem sendo projetadas e construídas (trabalho não publicado)⁴.

No projeto de uma linha de transmissão, por ser uma obra de grande extensão linear, frequentemente é necessário transpor obstáculos em um único vão, ou seja, utilizando apenas duas torres. Estes obstáculos podem ser: rios, lagos, vales, áreas de proteção permanente, etc. Como estes vãos geralmente excedem os vão de projeto das torres típicas é preciso projetar torres especiais para estas travessias. Estas torres, para atenderem vãos extraordinários, acabam sendo muito altas e esbeltas. Um exemplo de travessia em linha de transmissão, a Travessia sobre o Rio Yangtze, pode ser visualizado na figura 7. Os principais dados, retirados de uma brochura técnica do CIGRÉ (trabalho não publicado)⁵, desta travessia são:

- a) país: China;
- b) maior vão: 2.303 m;
- c) altura máxima de torre: 346 m;
- d) ano de conclusão: 2004.

⁴ O trabalho *Eletronorte and the Challenge of Long-Distance Transmission in Brazil*, de José H. M. Fernandes e outros, divulgado em 2008, está disponível para download e compra de versão impressa no site de publicações do CIGRÉ, <www.e-cigre.com>, com acesso restrito a associados.

⁵ O trabalho *Large Overhead Crossings*, elaborado pelo grupo de trabalho B2.08 do CIGRÉ, divulgado em outubro de 2009, está disponível para download e compra de versão impressa no site de publicações do CIGRÉ, <www.e-cigre.com>, com acesso restrito a associados.

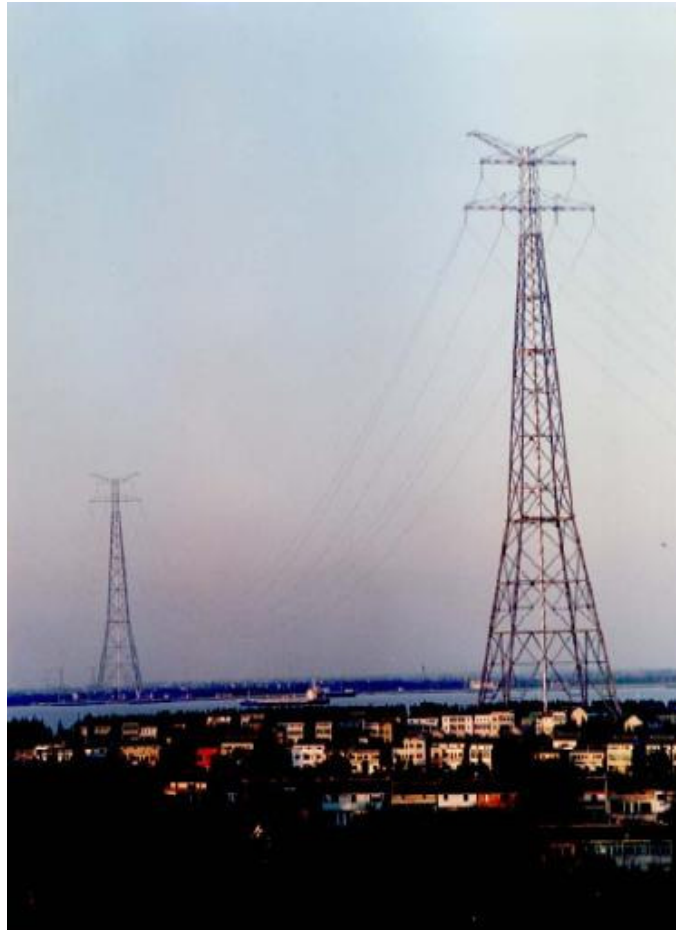


Figura 7: travessia sobre o Rio Yangtze (trabalho não publicado)⁶

5.1 AÇÃO DO VENTO EM TORRES DE TRAVESSIA

Estruturas de linhas de transmissão são geralmente projetadas através de uma abordagem simplificada de cargas equivalentes estáticas descritas em normas. Estes métodos estáticos equivalentes são baseados em um grande número de medições e monitoramento locais e têm se mostrado apropriados para estruturas de LT típicas. No entanto, o carregamento do vento é um carregamento dinâmico e para certos casos é difícil obter uma resposta dinâmica da estrutura através de um método estático equivalente. Métodos estáticos equivalentes também possuem limitações e as normas não apresentam nenhuma orientação para o projeto de estruturas fora de seu escopo (LÉGERON; GANI, 2009, p. 358).

⁶ O trabalho Large Overhead Crossings, elaborado pelo grupo de trabalho B2.08 do CIGRÉ, divulgado em outubro de 2009, está disponível para download e compra de versão impressa no site de publicações do CIGRÉ, <www.e-cigre.com>, com acesso restrito a associados.

Este é o caso de torres de travessia, que geralmente excedem pelo menos uma das limitações citadas pela norma IEC 60286 (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003, p. 23) para que o método que considera o carregamento do vento como um carregamento estático equivalente tenha a sua utilização recomendada. Estas limitações são:

- a) vãos devem estar entre 200 m e 800 m;
- b) altura cabo-solo deve ser menor do que 60 m;
- c) altitude da área atravessada deve ser menor do que 1 300 m acima do nível médio do terreno da região;
- d) terrenos não devem possuir características topográficas com tamanho e forma suficientes para alterar significativamente o perfil de velocidades do vento.

Em um estudo conduzido pelo CIGRÉ (trabalho não publicado)⁷, foi identificado que por estas estruturas de travessia serem únicas e pela escassez de informações disponíveis, o projeto de grandes travessias aéreas tende a ser conservador. Foram conduzidas pesquisas em todo o mundo sobre grandes travessias aéreas e foram feitas recomendações para o projeto destas travessias. O cálculo do carregamento do vento e a determinação do espaçamento entre fases foram identificados como as duas maiores dificuldades. Foi observado neste documento que a maior parte dos projetos de travessias aéreas investigados apresentava carregamento do vento e espaçamento entre fases conservadores.

É importante ressaltar que para torres de suspensão, que geralmente são utilizadas no projeto de travessias, conforme relatado por Kaminski Jr. (2007, p. 79) a ação do vento representa cerca de 80% do valor dos esforços nas barras. Este fato apenas reforça a idéia de que para torres esbeltas, suscetíveis a ações dinâmicas, a fim de se evitar um projeto conservador é apropriado realizar a análise da ação do vento na estrutura conforme a sua natureza dinâmica. Entende-se que os projetos de travessia geralmente se apresentam conservadores, conforme previamente relatado, devido à falta de uma análise dinâmica adequada.

A importância da análise dinâmica também é relatada por Rodrigues (2004, p. 1). É mencionado que devido à ocorrência de alguns acidentes com torres de linhas de transmissão, que entram em colapso quando expostas a velocidades do vento inferiores as velocidades de

⁷ O trabalho Large Overhead Crossings, elaborado pelo grupo de trabalho B2.08 do CIGRÉ, divulgado em outubro de 2009, está disponível para download e compra de versão impressa no site de publicações do CIGRÉ, <www.e-cigre.com>, com acesso restrito a associados.

projeto, as torres, por serem mais altas e esbeltas, se mostram mais suscetíveis aos efeitos dinâmicos do vento.

Mesmo em torres com alturas inferiores a 50 m, ainda é importante verificar sua frequência fundamental, mesmo que se enquadre nas limitações previamente apresentadas impostas pela norma IEC 60286 (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003), pois conforme cita Kaminski Jr. (2007, p. 81) a amplificação da resposta em razão da turbulência atmosférica é desprezível apenas quando a frequência fundamental da torre for superior a 2 Hz e importante quando for inferior a 1 Hz. Para valores intermediários, quando o amortecimento do sistema for muito baixo, o efeito dinâmico pode alterar significativamente o carregamento da torre.

5.2 EXEMPLO DE COMPARAÇÃO ENTRE ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA PARA UMA TORRE DE TRAVESSIA

Uma comparação entre uma análise utilizando carregamentos equivalentes estáticos sugeridos por normas internacionais e uma verificação dinâmica foi apresentada por Légeron e Gani (2009, p. 371-372). Um resumo dos resultados obtidos pode ser visualizado no quadro 1. O estudo foi realizado em uma travessia típica de linha de transmissão, conforme esquema representado na figura 8. O vão máximo da travessia do rio é 1100 m e a altura máxima da torre é de 145 m. A seção da travessia modelada é composta de três torres de suspensão e duas torres de ancoragem. No entanto, para o propósito deste estudo, apenas os três maiores vãos foram modelados e os condutores foram fixados em cada extremidade. A linha tem duas fases espaçadas em 26 m, cada uma composta por dois subcondutores que são fixados nas torres através de quatro cadeias de isoladores. Existem, ainda, dois cabos pára-raios de proteção. Pode ser observado que através de todas as normas verificadas se obtém resultados semelhantes para uma abordagem comparativa. O carregamento de vento transversal para o cálculo dinâmico não-linear é relativamente similar à abordagem comparativa dos resultados obtidos através das normas IEC (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003, p. 29-31), CENELEC⁸ e ASCE⁹.

⁸ EUROPEAN COMMITTEE FOR ELECTROTECHNICAL STANDARDIZATION, **CENELEC EM-50341-1**: Overhead electrical lines exceeding AC 45 kV. [S. l.], 2000.

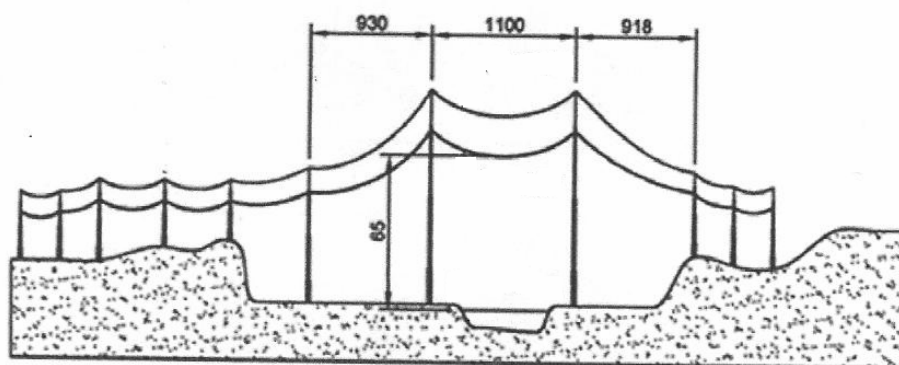


Figura 8: esquema da travessia estudada (LÉGERON; GANI, 2009, p. 370)

Método	Transversal (kN)	Longitudinal (kN)	Vertical (kN)
IEC	228.9	6.92	138.5
CENELEC	249.0	6.92	138.5
ASCE74	223.0	6.92	138.5
Transiente	210.7	35.4	159.8

Quadro 1: Forças máximas no ponto de fixação do isolador para travessia típica (LÉGERON; GANI, 2009, p. 373)

O método estático é, portanto, validado para este caso em particular. Estes resultados mostraram que em muitos casos o carregamento de vento transversal pode ser facilmente superestimado para travessias de linhas aéreas. A análise não-linear mostrou que o carregamento transversal máximo pode exceder 5% do carregamento vertical e, portanto, estas cargas deveriam ser analisadas mais detalhadamente para estes trechos da linha de transmissão. O carregamento vertical obtido através da análise não-linear é aproximadamente 15% maior do que o carregamento vertical estático. Isto é devido aos efeitos dinâmicos e variações na tensão do condutor. Este tópico deveria ser considerado no projeto de travessias de linhas de transmissão.

⁹ AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS, **ASCE Manual 74**: Guidelines for electrical transmission line structural loading. [S. l.], 2005.

6 A SITUAÇÃO ANALISADA

O projeto de travessia analisado faz parte da LT de 500 kV Oriximiná-Itacoatiara-Cariri. Esta LT consiste em lote de um empreendimento com mais de 1800 km de extensão na região Amazônica, que visa à transmissão de energia elétrica gerada na Usina de Tucuruí (localizada no Pará) até Macapá e Manaus.

Os primeiros estudos de Engenharia realizados para a LT analisada já contemplavam a utilização de torres especiais com alturas da ordem de 180 m para vencer vãos superiores a 1500 m. Estas situações demandam avaliações especiais, como avaliações mais profundas sobre as características dinâmicas do carregamento do vento e, conseqüentemente, da resposta estrutural da torre.

6.1 TRAVESSIA SOBRE O RIO TROMBETAS

A seção de travessia do rio Trombetas, ilustrada na figura 9 é do tipo A-S-S-S-A, ou seja, é composta por torres de ancoragem nos extremos (GTA 00 e GTA 01) e um trecho central com três torres de suspensão (GTS 00, GTS 01 e GTS 02). A travessia em perfil, com as torres identificadas, pode ser visualizada na figura 10.

No quadro 2 estão indicados os vãos e as alturas úteis das torres (altura do cabo mais baixo ao solo) para a seção analisada. Duas estruturas, a GTS 00 e a GTS 01, devem ter, em adição, suas fundações elevadas da ordem de 10 m em função da elevação do nível de água do rio com as cheias.

Todas as torres para esta travessia foram projetadas pelo consórcio DAMP/SAE TOWERS.

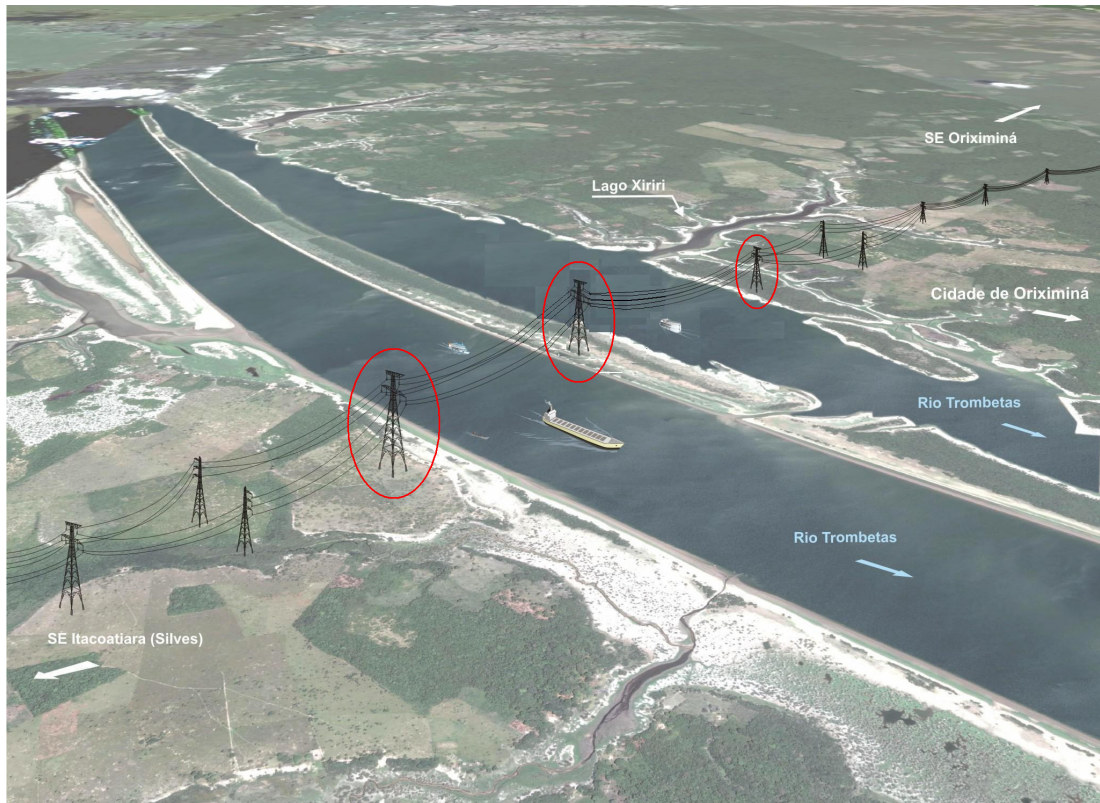


Figura 9: representação da travessia sobre o Rio Trombetas, sendo as torres do tipo GTS as assinaladas (figura cedida pela Marte Engenharia, projetista da LT)

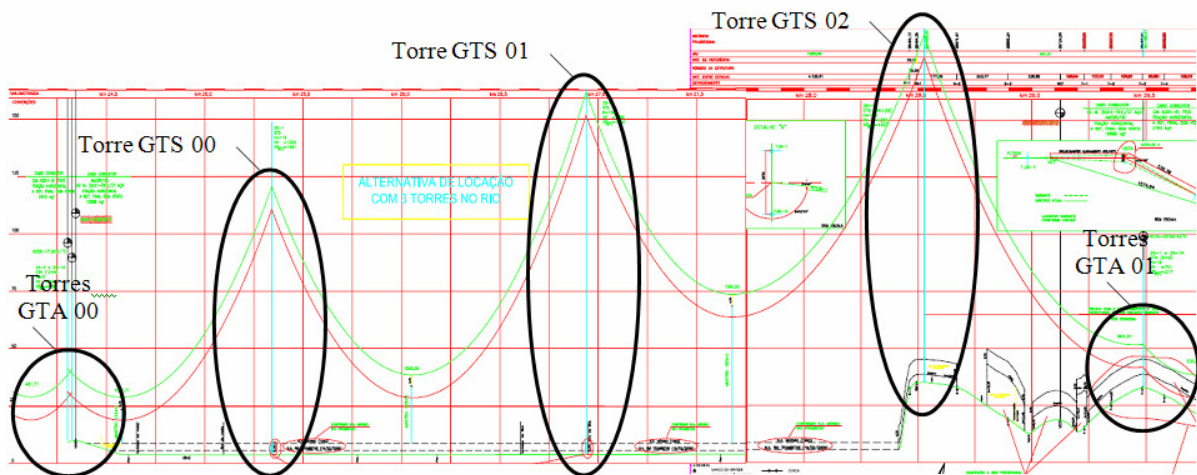


Figura 10: representação da travessia em perfil

Torre	Altura cabo-solo (m)	Vão à vante (m)
GTA 00	31	1.037,71
GTS 00	119	1598,00
GTS 01	160	1590,00
GTS 02	160	961,61
GTA 01	19	-

Quadro 2: dados do trecho analisado.

6.2 ESTRUTURA GTS 01

Foi selecionada para a análise, em razão de possuir a maior altura e os maiores vãos a ré e a vante, a estrutura GTS 01. A figura 11 apresenta uma representação simplificada da silhueta desta torre.

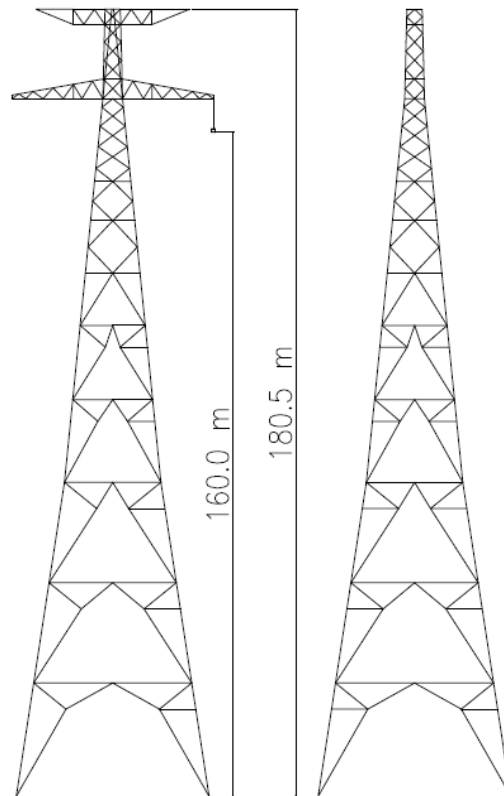


Figura 11: representação simplificada da silhueta da torre GTS

Diferentemente da análise estática, a distribuição das massas adicionais em uma torre, ou seja, as massas dos parafusos, das chapas de ligação, de escadas e plataformas para escalada e das barras de contraventamento, desempenham um papel fundamental na análise dinâmica. Dessa maneira, teve-se uma preocupação especial na correta distribuição das massas na estrutura.

As massas das barras principais foram distribuídas conhecendo-se as coordenadas dos nós, as conectividades de cada barra e a massa específica do aço. As massas das barras de contraventamento foram calculadas manualmente, visto que estes elementos não são representados no modelo estrutural, sendo adicionadas nos seus correspondentes nós. As massas de parafusos, chapas e galvanização foram informadas pelos projetistas da torre, assim como sua distribuição na estrutura. Cabe salientar que estes valores foram estimados com base em projetos anteriores, bem como no projeto preliminar desta estrutura.

As áreas de obstrução ao vento dos diferentes painéis (um total de dezenove) também foram fornecidas pelos projetistas da torre. Para a determinação dos coeficientes aerodinâmicos, as áreas de obstrução da estrutura e dos equipamentos foram somadas para a definição da área líquida (processo não adotado na análise estática).

As características do solo de fundação no local de construção das torres da travessia do rio Trombetas, consideradas conjuntamente com a altura e esbelteza da torre, não permitiram admitir a hipótese usual de que o modelo utilizado na análise estrutural está apoiado sobre uma base rígida. Com efeito, informação fornecida pela empresa projetista da LT sobre resultados de ensaios de penetração no local indicava índices do SPT inferiores a 1 até 20 m de profundidade, o que caracterizaria um material extremamente mole, inadequado para a adoção de fundações superficiais e até de fundações sobre estacas. Além de não ter sido encontrada superfície de rocha, nem sequer um estrato de solo competente até a profundidade supracitada, o alagamento da região durante vários meses do ano permite inferir que a capacidade das camadas superiores seja desprezível.

Nessas condições, a predição da rigidez da fundação para fins de projeto da superestrutura apresenta sérias dificuldades. Assim, foram consideradas algumas alternativas, visando a determinação da resposta estrutural do sistema em função de valores representativos de possíveis coeficientes de rigidez da fundação.

Para cada carregamento aplicado no modelo, foram analisadas três condições de apoio diferentes na torre GTS 01:

- a) rígidos;
- b) flexíveis, considerando a rigidez de uma fundação convencional;
- c) bastante flexíveis, considerando a rigidez de uma fundação flutuante.

Os coeficientes de rigidez axial adotados no modelo com apoios rígidos são:

$$k_X = 1,724 \times 10^{13} \text{ N / m}$$

$$k_Y = 1,724 \times 10^{13} \text{ N / m}$$

$$k_Z = 1,724 \times 10^{13} \text{ N / m}$$

Os coeficientes de rigidez axial adotados no modelo com apoios flexíveis são:

$$k_X = 3,452 \times 10^7 \text{ N / m (na tração e na compressão)}$$

$$k_Y = 3,983 \times 10^9 \text{ N / m (na tração)}$$

$$k_Y = 1,413 \times 10^9 \text{ N / m (na compressão)}$$

$$k_Z = 3,452 \times 10^7 \text{ N / m (na tração e na compressão)}$$

Os coeficientes de rigidez axial adotados no modelo com apoios bastante flexíveis são:

$$k_X = 2,040 \times 10^6 \text{ N / m}$$

$$k_Y = 2,040 \times 10^6 \text{ N / m}$$

$$k_Z = 2,040 \times 10^6 \text{ N / m}$$

7 ANÁLISE MODAL DA ESTRUTURA

A análise modal da estrutura tem por objetivo a determinação de suas frequências naturais e de seus modos de vibração. Apesar de as frequências naturais não serem utilizadas na análise dinâmica no método utilizado neste trabalho, a sua determinação pode ser considerada o passo inicial, normalmente adotado para o estudo da resposta estrutural de uma estrutura considerando efeitos dinâmicos.

A partir da torre isolada, ou seja, sem os isoladores e sem os cabos, codificada em um software de elementos finitos, variações em determinados parâmetros foram realizadas para verificar a sensibilidade da estrutura. Foram alterados os seguintes parâmetros:

- a) a presença das massas adicionais da estrutura;
- b) flexibilidade das fundações e presença do fuste de concreto;
- c) tipo de elemento utilizado (pórtico 3D e/ou treliça 3D).

As variações citadas resultaram em doze modelos de estrutura, descritos abaixo:

- a) modelo 1: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada sem o fuste de concreto, sem as massas adicionais e sem molas nos quatro pés da torre, isto é, apoios indeslocáveis;
- b) modelo 2: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 01;
- c) modelo 3: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada com o fuste de concreto, sem as massas adicionais e sem molas nos quatro pés da torre, isto é, apoios indeslocáveis;
- d) modelo 4: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 03;
- e) modelo 5: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada sem o fuste de concreto, sem as massas adicionais e com molas nos quatro pés da torre, representando o fuste de concreto mais uma fundação convencional para este tipo de torre;
- f) modelo 6: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 05;
- g) modelo 7: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada sem o fuste de concreto, com as massas adicionais e sem molas nos quatro pés da torre, isto é, apoios indeslocáveis;

- h) modelo 8: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 07;
- i) modelo 9: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada sem o fuste de concreto, com as massas adicionais e com molas nos quatro pés da torre, representando o fuste de concreto mais uma fundação convencional para este tipo de torre;
- j) modelo 10: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 09;
- k) modelo 11: construído com elementos de treliça 3D e pórtico 3D, a torre foi modelada sem o fuste de concreto, com as massas adicionais e com molas nos quatro pés da torre, representando o fuste de concreto mais uma fundação flutuante, bem mais flexível;
- l) modelo 12: construído apenas com elementos de treliça 3D, a torre foi modelada com as mesmas características do modelo 11.

Os resultados obtidos para as seis primeiras frequências naturais, com seus respectivos modos de vibração, estão apresentados no quadro 3.

Modelo	Frequências naturais de vibração (Hz)					
	1º modo por flexão transversal (direção x)	1º modo por flexão longitudinal (direção z)	1º modo por torção	2º modo por flexão transversal (direção x)	2º modo por flexão longitudinal (direção z)	2º modo por torção
1	1,04	1,04	1,52	1,69	1,69	2,18
2	1,04	1,05	1,56	1,70	1,71	2,41
3	1,00	1,00	1,50	1,57	1,58	2,15
4	0,99	1,00	1,54	1,58	1,59	2,36
5	0,86	0,86	1,48	1,47	1,48	2,12
6	0,86	0,87	1,51	1,47	1,49	2,32
7	0,73	0,73	1,00	1,28	1,30	1,63
8	0,73	0,74	1,02	1,28	1,30	1,65
9	0,65	0,65	0,99	1,10	1,12	1,56
10	0,62	0,62	1,01	1,09	1,11	1,57
11	0,31	0,31	0,83	0,82	0,82	1,23
12	0,31	0,31	0,83	0,82	0,82	1,26

Quadro 3: seis primeiras frequências naturais e modos de vibração da torre GTS 01

Nas figuras 12 e 13 são ilustrados o primeiro e o segundo modos por flexão correspondentes à vibração longitudinal à LT (direção z), para o modelo 10, cujas frequências associadas são 0,62 Hz e 1,11 Hz, respectivamente.

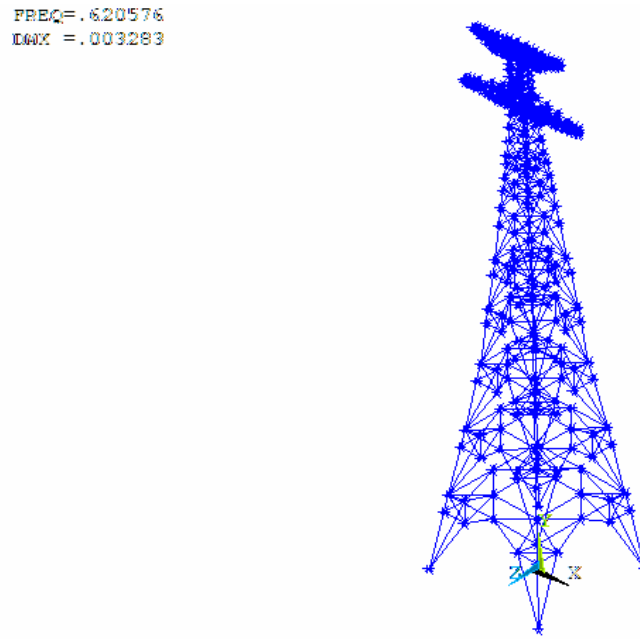


Figura 12: primeiro modo por flexão do modelo 10, correspondente à vibração longitudinal à LT (direção z)

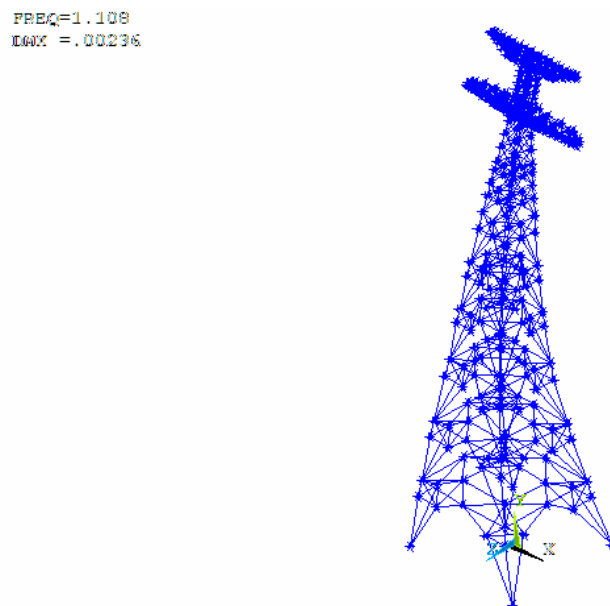


Figura 13: segundo modo por flexão do modelo 10, correspondente à vibração longitudinal à LT (direção z)

Na figura 14 é ilustrado o primeiro modo por torção, correspondente à vibração em torno do eixo y, para o modelo 10, cuja frequência associada é de 1,01 Hz.

FREQ=1.007
DAMP = .006473

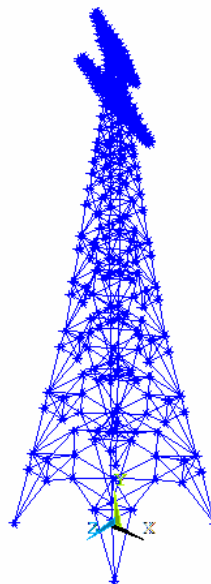


Figura 14: primeiro modo por torção do modelo 10, correspondente à vibração em torno do eixo y

Como pode ser observado nos resultados mostrados no quadro 3, o tipo de elemento utilizado no modelo (treliça 3D e/ou pórtico 3D) praticamente não afeta os valores das seis primeiras frequências naturais de vibração. No entanto, a distribuição das massas adicionais e o tipo de fundação utilizada na torre modificam consideravelmente os valores destas frequências, podendo chegar a valores da ordem de 0,30 Hz para a frequência fundamental da torre com uma fundação bastante flexível, do tipo fundação flutuante, a qual seria uma solução a ser adotada no projeto das fundações.

8 ANÁLISES ESTÁTICA E DINÂMICA

Neste capítulo serão apresentados os procedimentos e os resultados obtidos através das análises estática e dinâmica.

8.1 ANÁLISE ESTÁTICA

A análise estática da torre isolada foi realizada de acordo com as recomendações da norma IEC 60826 (INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, 2003), brevemente descrita a seguir.

A pressão do vento descrita pela Norma citada é descrita na equação 9:

$$q_0 = \frac{1}{2} \times \tau \times \mu \times (K_R \times V_{RB})^2 \quad (\text{equação 9})$$

Onde:

q_0 = pressão do vento na LT;

τ = fator de correção para a massa específica do ar em função da altitude e da temperatura;

μ = massa específica do ar igual a 1,225 kg/m³ na temperatura de 15 °C, no nível do mar, com pressão atmosférica igual a 101,3 kPa;

K_R = fator de correção da velocidade do vento em função da rugosidade do terreno;

V_{RB} = velocidade básica do vento, medida em um terreno de rugosidade B.

Para a análise do carregamento do vento que incide nos condutores a equação 10 é aplicada:

$$A_c = q_0 \times C_{XC} \times G_c \times G_L \times d \times L \times \text{sen}^2(\Omega) \quad (\text{equação 10})$$

Onde:

A_c = carregamento sobre os condutores;

C_{xc} = coeficiente de arrasto do condutor, geralmente igual a 1,00;

G_c = fator de ajuste para condutores em função da altura acima do solo e da rugosidade do terreno;

G_L = fator de ajuste em função do comprimento do vão;

d = diâmetro do condutor, em metros;

L = o vão médio, que é igual a metade da soma dos vãos adjacentes a uma determinada estrutura;

Ω = ângulo de incidência do vento com o condutor.

Em cadeias de isoladores, calcula-se o carregamento do vento através da equação 11:

$$A_i = q_0 \times C_{xi} \times G_i \times S_i \quad (\text{equação 11})$$

Onde:

A_i = carregamento sobre as cadeias de isoladores;

C_{xi} = coeficiente de arrasto dos isoladores, considerado igual a 1,20;

G_i = fator de ajuste para cadeias de isoladores em função da altura acima do solo e da rugosidade do terreno;

S_i = área da projeção da cadeia de isoladores em um plano vertical.

O carregamento do vento em torres treliçadas é obtido através da divisão da torre em painéis. Para torres de seção quadrada ou retangular, como é o caso da torre estudada, o carregamento do vento, aplicado no centro de gravidade do painel, é expresso através da equação 12:

$$A_t = q_0 \times (1 + 0,2 \times \text{sen}^2(2\theta)) \times (S_{t1} C_{xt1} \times \cos^2(\theta) + S_{t2} C_{xt2} \times \text{sen}^2(\theta)) G_{ti} \quad (\text{equação 12})$$

Onde:

A_t = carregamento sobre o painel da torre;

θ = ângulo de incidência do vento com a face longitudinal, em um plano horizontal;

S_{t1} = total de área projetada na face transversal do painel;

S_{t2} = total de área projetada na face longitudinal do painel;

C_{x1} = coeficiente de arrasto para a face transversal para a incidência do vento perpendicular a ela;

C_{x2} = coeficiente de arrasto para a face longitudinal para a incidência do vento perpendicular a ela;

G_r = fator de ajuste para o painel em função da altura acima do solo e da rugosidade do terreno.

Estas expressões se constituem em modelagem de carregamentos estáticos equivalentes propostos pela norma de projeto e que são aplicáveis com as limitações das premissas mencionadas anteriormente.

Com base em tais expressões, são calculados carregamentos nodais que são aplicados ao longo da estrutura. Tais carregamentos devidos à ação do vento são combinados com aqueles devidos à ação do peso próprio. O resultado dessas combinações, expresso através de um conjunto de cargas aplicadas nos correspondentes nós da estrutura, constitui o que usualmente é chamado de árvore de carregamento.

Após a determinação das árvores de carregamento, as solicitações atuantes nas barras foram determinadas através de um programa computacional de projeto de torres de linhas de transmissão.

Tal programa computacional utiliza a teoria elástica de elementos finitos aplicável a barras. O recurso mais avançado que utiliza em termos de análise estrutural é a consideração da não linearidade geométrica. Ou seja, possibilita calcular a resposta estrutural na condição já deformada.

Os resultados das solicitações nas barras, em termos de dispersão dos seus valores, estão indicados na figura 15.

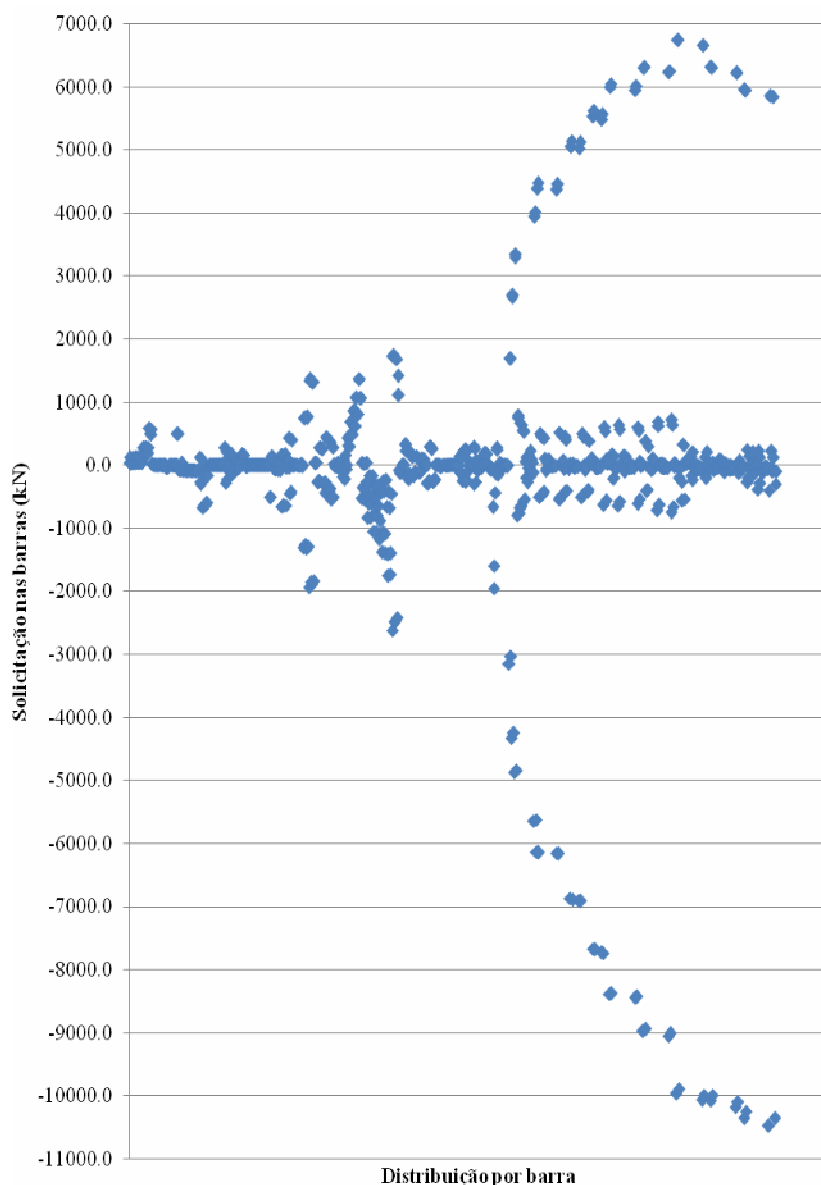


Figura 15: dispersão das solicitações obtidas através da análise estática

Pode-se observar que há barras com solicitações com valores bastante significativos. Tais barras são os montantes da estrutura, que são peças de disposição próximas à vertical, principais responsáveis pela resistência global da torre. Solicitações de grande valor também acontecem em algumas barras diagonais, responsáveis pela transferência dos esforços horizontais no mecanismo estrutural da torre. Adicionalmente às barras já citadas, há barras de função estrutural secundária, tais como barras de contraventamento. Todas as barras devem ter cuidadoso dimensionamento para que a sua função estrutural seja corretamente desempenhada. Entretanto, o conjunto de barras principais, composto pelos montantes e diagonais, tem o seu dimensionamento próximo ao limite da capacidade estrutural e é, portanto, o foco principal das comparações.

8.2 ANÁLISE DINÂMICA

Para a análise dinâmica da torre de travessia, denominada GTS 01, a qual é submetida a vento do tipo EPS, foi construído um modelo mecânico com toda a seção de travessia. Foram modelados os cabos condutores e os cabos pára-raios de todos os vãos entre as torres da seção de travessia, bem como todas as cadeias de isoladores suspensas nas três torres do trecho central. Foram modeladas apenas as torres GTS 01 e GTS 02. As torres de ancoragem (GTA 00 e GTA 01) e a torre de suspensão GTS 00 não foram modeladas.

O modelo mecânico com todos os elementos considerados está apresentado na figura 16, a qual mostra uma escala distorcida na direção longitudinal à LT (direção z).

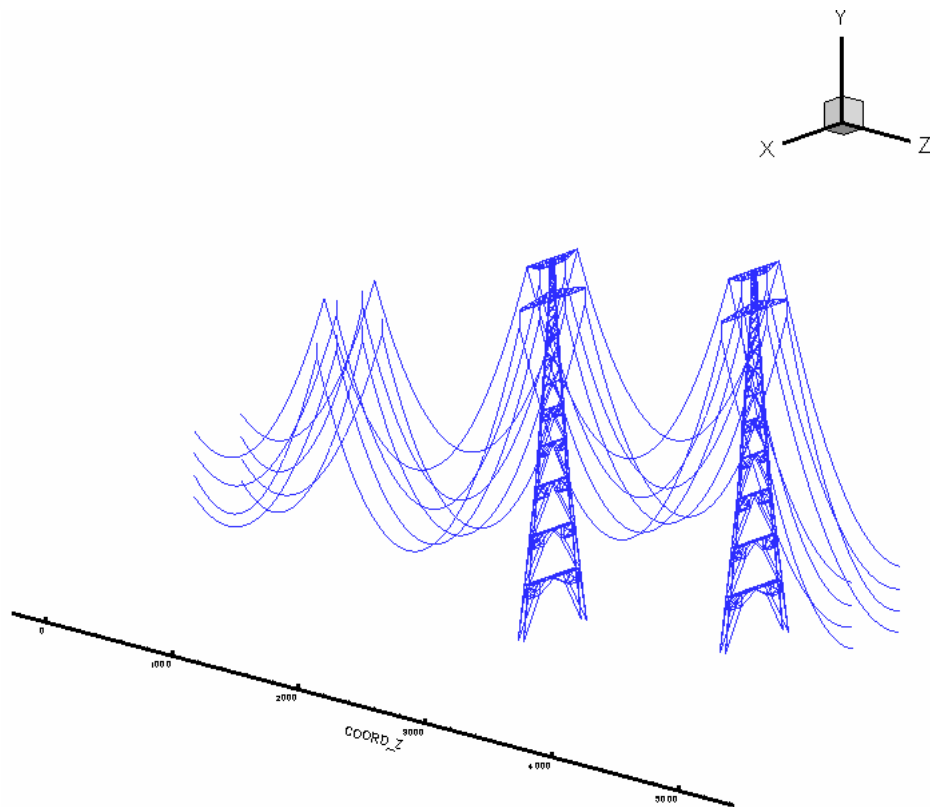


Figura 16: modelo mecânico da seção de travessia para a análise dinâmica da torre GTS 01

A figura 17 ilustra o mesmo modelo mecânico da figura anterior, porém sem distorções na escala.

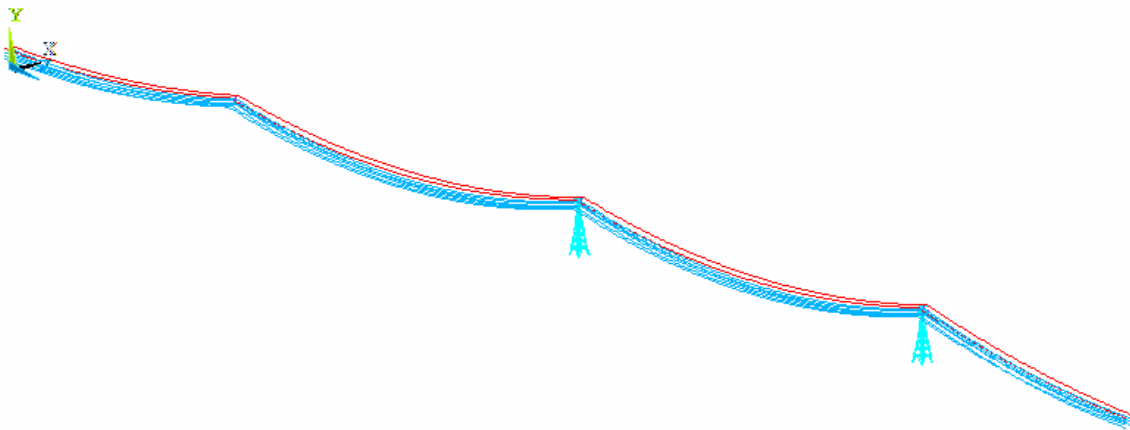


Figura 17: modelo mecânico da seção de travessia para a análise da torre GTS 01, sem distorções na escala

As cadeias de isoladores nas torres GTS 00, GT 01 e GTS 02 são duplas, porém foi modelada uma única cadeia de isoladores para cada feixe de cabos condutores, com o dobro da rigidez axial e da massa, como pode ser observado na figura 18, para a torre GTS 01. Todas as cadeias têm 7,15 m de comprimento.

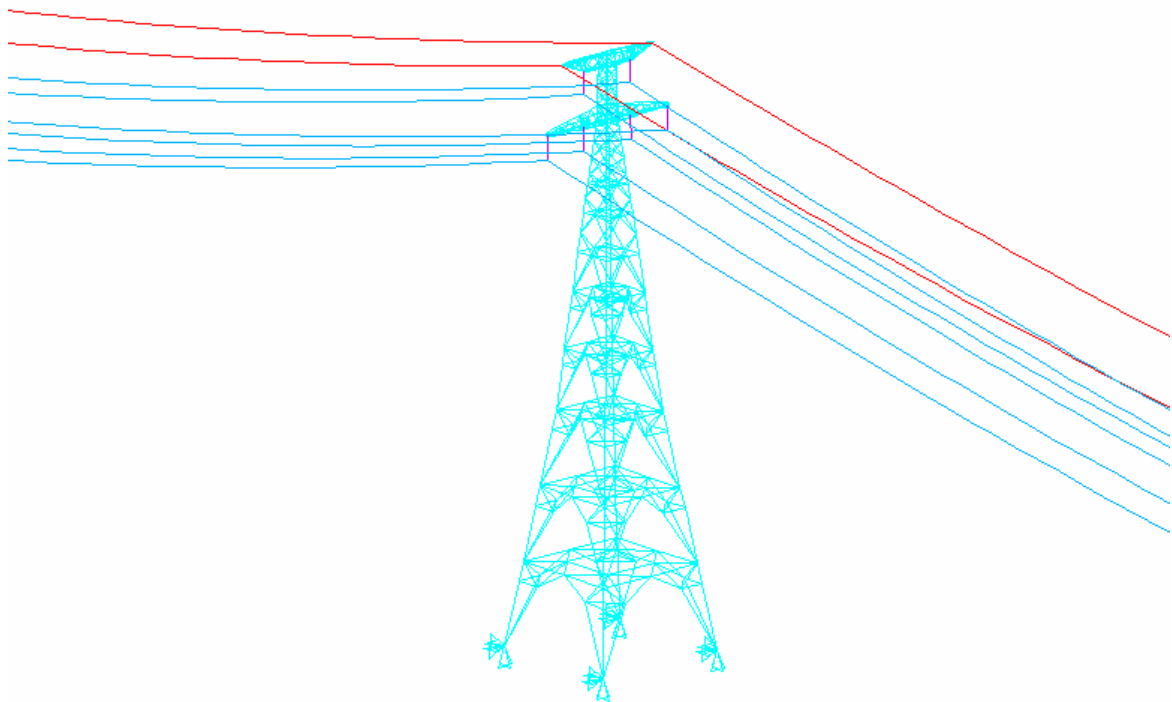


Figura 18: detalhe da torre GTS 01 no modelo mecânico para a análise dinâmica

Conforme os algoritmos desenvolvidos pelo LDEC, o cálculo da resposta do sistema é obtido através da integração direta das equações do movimento, de forma explícita, usando o método numérico das diferenças finitas centrais. Este procedimento não requer a montagem da matriz de rigidez global da estrutura, uma vez que a integração é realizada por elemento.

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 método é dito explícito (o sistema de equações do movimento pode ser desacoplado), não sendo necessária a montagem ou atualização da matriz de rigidez global K da estrutura. Esta vantagem é atrativa principalmente na solução de problemas não lineares.

Nos métodos de integração explícita, o vetor de coordenadas nodais da estrutura, em um tempo discreto t_i , é determinado a partir de um conjunto de vetores, em tempos discretos anteriores t_{i-k} , com $k = 1, 2, 3, \dots, i$. Para resolver as equações de equilíbrio dinâmico e obter as coordenadas nodais da estrutura em cada tempo t_i , nas direções x , y e z , é utilizada uma metodologia numérica como, por exemplo, a das diferenças finitas centrais.

Assim, conhecido o estado do sistema nos instantes t_i e $t_{i-\Delta t}$, é possível determinar o estado no intervalo seguinte. Para isso, para se iniciar o processo é necessário especificar condições iniciais.

É importante salientar que não linearidades geométricas são sempre consideradas, já que as coordenadas nodais são atualizadas após cada passo de integração.

A convergência e a precisão da solução dependem basicamente do intervalo de tempo de integração Δt adotado. Portanto, é necessário escolher intervalo de integração menor que o valor crítico. Para a seção de travessia estudada foi utilizado o intervalo de integração igual a 1×10^{-6} segundos.

Cabe salientar que o método é facilmente aplicado em estruturas que podem ser modeladas com elementos de barra bi-rotulados, como é o caso das torres metálicas treliçadas.

O método de solução inicia com a aplicação do peso próprio de todos os elementos do modelo (entre 0 e 5 s). O intervalo de tempo de 5 a 10 s é consumido para amortecer qualquer vibração induzida. No instante de tempo $t = 10$ s as forças começam a ser gradualmente aplicadas (de 0 a 100%) durante um intervalo de tempo de 5 segundos. A partir daí, até o

tempo final da análise ($t = 60$ s), as forças são continuamente aplicadas. Nos 20 s finais, em intervalos de 0,1 s, os esforços normais em cada barra e os deslocamentos no topo da torre GTS 01 são armazenados, para a determinação dos seus valores máximos e valores de pico.

A figura 19, esquematicamente, ilustra as forças aplicadas em cada nó do modelo da seção de travessia, em um instante de tempo qualquer, em razão de um vento EPS.

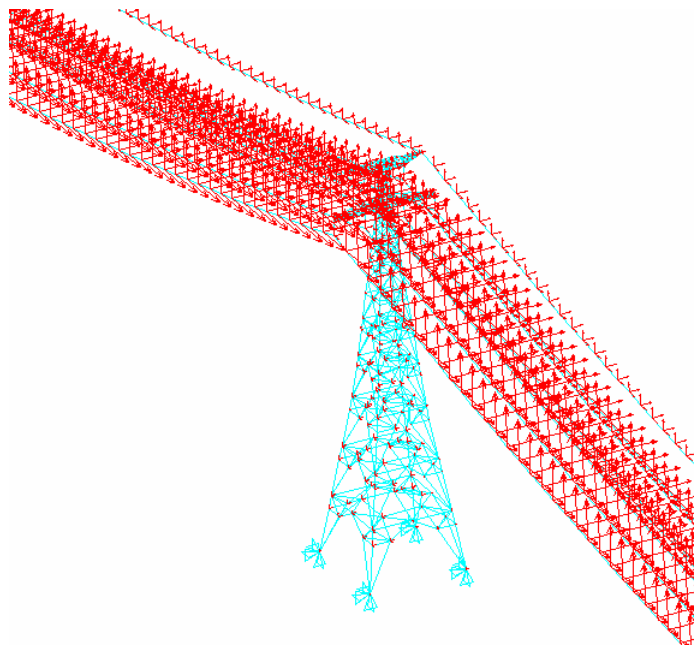


Figura 19: forças aplicadas no modelo da seção de travessia em razão de um vento EPS

Numa análise dinâmica, a resposta da estrutura é dada em função do tempo. Isto é, uma solicitação atuante numa barra é dada como um valor variável no tempo, apresentando flutuações em razão do comportamento dinâmico.

Assim sendo, objetivando comparações com os resultados estáticos, as solicitações máximas atuantes para a análise dinâmica são consideradas como iguais à média mais três desvios padrão para as condições de vento atuante do tipo EPS, considerando-o como um processo estacionário.

Estes resultados estão indicados na figura 20 no mesmo formato anterior adotado para a análise estática.

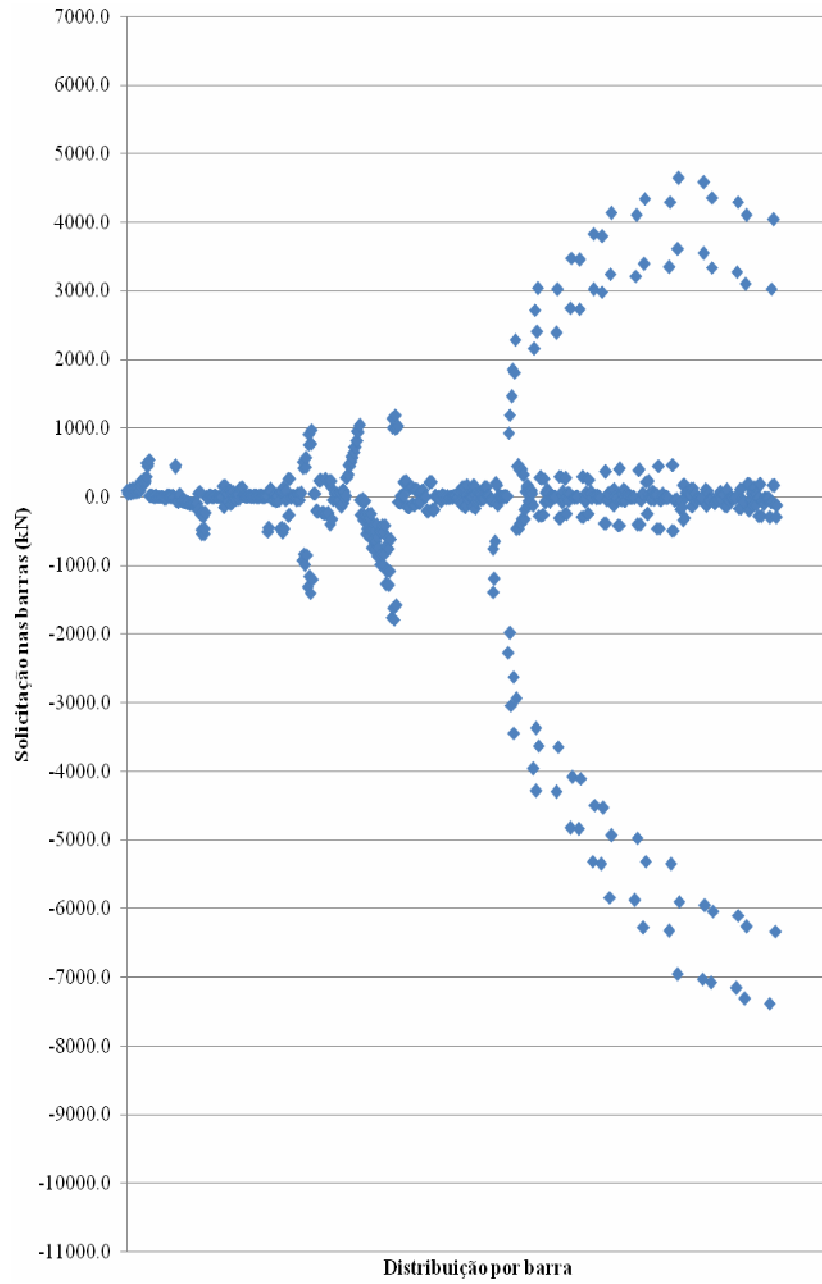


Figura 20: dispersão das solicitações obtidas através da análise dinâmica

9 COMPARAÇÃO DE RESULTADOS

Através da comparação dos resultados obtidos no capítulo 8, a figura 21 indica a comparação entre os valores máximos das solicitações da análise dinâmica e as solicitações da análise estática e a figura 22 indica a comparação entre a capacidade das barras à tração e à compressão do projeto preliminar da estrutura e os valores máximos das solicitações obtidos na análise dinâmica.

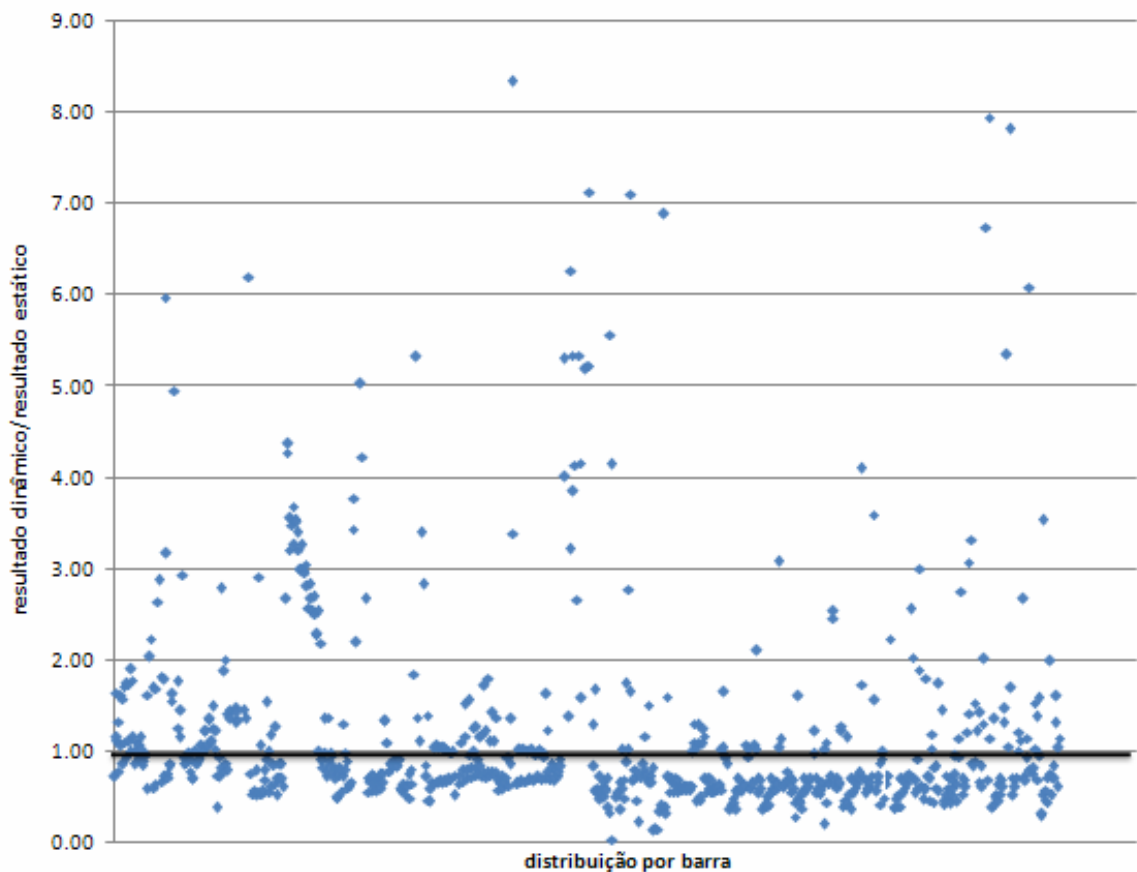


Figura 21: razão entre resultados obtidos na análise dinâmica e na análise estática

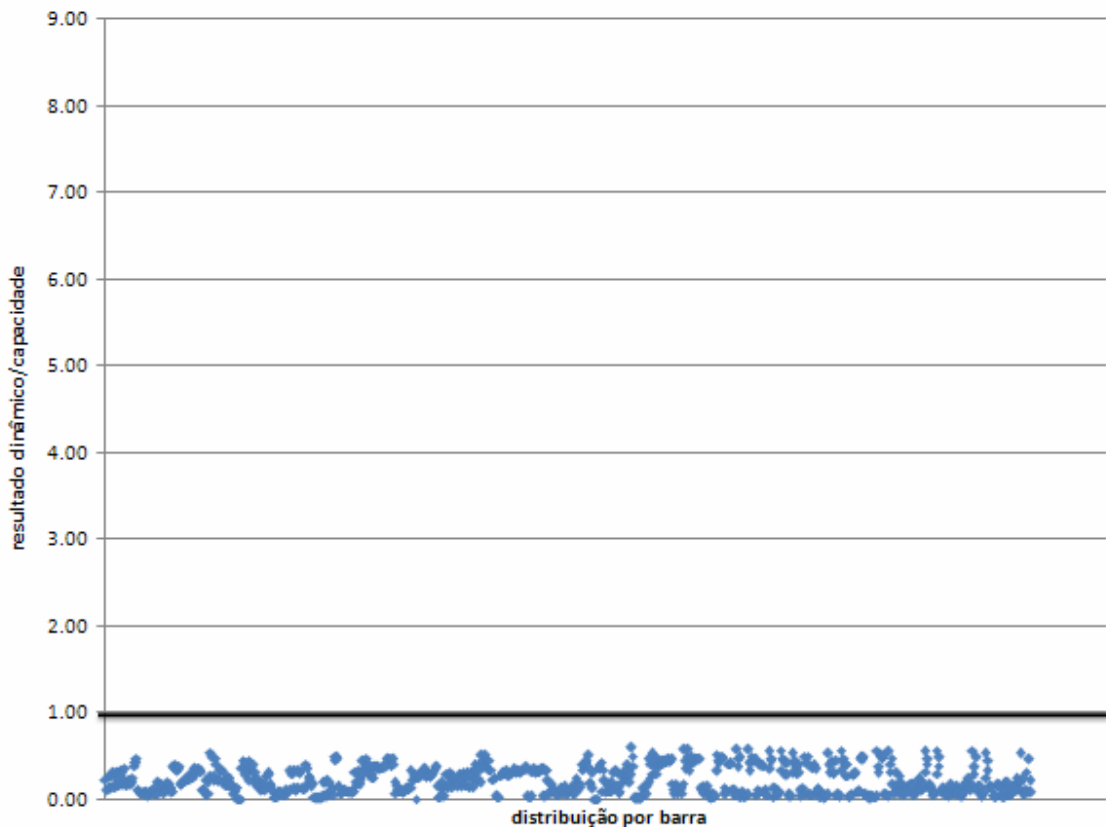


Figura 22: razão entre resultados obtidos na análise dinâmica e a capacidade das barras

A comparação simples das solicitações atuantes nas barras evidencia diferenças importantes. A análise mais detalhada destas diferenças indica que as solicitações obtidas da análise estática, quando comparadas às obtidas da dinâmica, são inferiores em algumas barras e superiores em outras. Este fato tem origem nas diferenças de modelagem tanto dos carregamentos como na modelagem do comportamento estrutural. Portanto, as diferenças devem ser avaliadas de uma forma mais ampla.

Com base nos resultados obtidos pode-se observar que os esforços nas barras da torre GTS 01, obtidos na análise dinâmica da seção da travessia, para ventos EPS, não superam os valores das capacidades determinadas no projeto da torre, que resultaram de procedimentos embasados na análise estática convencional.

10 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise da torre e o estudo da sua resposta às excitações de vento do tipo EPS proporcionou uma interessante comparação entre análise estática e dinâmica para a torre de travessia. Tal comparação amplia significativamente a visão que se tem quando é feita utilizando-se sistemas estruturais simples, normalmente encontrados em livros didáticos.

Pode-se evidenciar que a diferença das respostas da estrutura obtidas através de análise estática e dinâmica não se limitam apenas ao equacionamento das equações de equilíbrio através da incorporação das forças de inércia. As diferenças na abordagem dos carregamentos foi um aspecto a ser destacado. Enquanto no modelo de análise estática convencional os carregamentos são aplicados de forma estática, a partir do estabelecimento de uma velocidade de vento de referência, no modelo dinâmico adotado neste estudo, todo o campo espacial de velocidades de vento é simulado. Portanto, a comparação entre os tipos de análises deve ser feita com maior cuidado do que uma simples comparação de números representando valores absolutos da resposta.

Por fim, uma comparação mais ampla, entre o modelo estudado e o projeto real da estrutura, indica que a resposta da estrutura à carga estática equivalente proposta pela norma IEC 60826 representa razoavelmente a resposta dessa estrutura, com as características dinâmicas que ela possui.

REFERÊNCIAS

ASSOCIASSÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. **Random data**: analysis and measurements procedures. New York: Wiley-Interscience, 1971.

BLESSMANN, J. **Acidentes causados pelo vento**. 4. ed. Porto Alegre: Editora da UFRGS, 2001.

FUCHS, R. D. **Transmissão de energia elétrica**: linhas aéreas. 2. ed. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1979.

INTERNATIONAL ELECTROTECHNICAL COMMISSION, **IEC 60826/2003**: design criteria of overhead transmission lines. [S. l.], 2003.

KAMINSKI JR., J. **Incertezas de modelo na análise de torres metálicas treliçadas de linhas de transmissão**. 2007. 361 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LÉGERON, F.; GANI, F. Dynamic wind effects on transmission lines structures. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON MODELING AND IDENTIFICATION OF STRUCTURES SUBJECTED TO DYNAMIC EXCITATION, 2009, Bento Gonçalves. **Proceedings...** Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2009.

MEIROVITCH, L. **Analytical methods in vibrations**. New York: MacMillan, 1967.

MIGUEL, Leticia F. F.; MIGUEL, Leandro F. F.; RIERA, J. D.; KAMINSKI JR., J.; MENEZES, R. C. R. Model uncertainty in the assessment of EPS wind loads in transmission line design. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON MODELING AND IDENTIFICATION OF STRUCTURES SUBJECTED TO DYNAMIC EXCITATION, 2009, Bento Gonçalves. **Proceedings...** Passo Fundo: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2009.

RAO, S. S. **Mechanical Vibrations**. 3. ed. Reading: Addison-Wesley Publishing Company, 1995.

RODRIGUES, R. S. **Mecânica do colapso aeroelástico de torres TEE**. 2004. 183 f. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SACHS, P. **Wind forces in engineering**. 2. ed. Oxford: Pergamon Press, 1978.

TSE, F. S.; MORSE, I. E.; HINKLE, R. T. **Mechanical vibrations**: theory and applications. 2. ed. Boston: Allyn and Bacon, 1978.