



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

GLT 10
14 a 17 Outubro de 2007
Rio de Janeiro - RJ

GRUPO III

GRUPO DE LINHAS DE TRANSMISSÃO – GLT

ACIDENTES NA LT 138kV C.S. PCH PARAÍSO / CHAPADÃO DO SUL: EVIDÊNCIA DE ATUAÇÃO DE VENTO DE ALTA INTENSIDADE

Filipe Guerra Soares*
Paulo Ricardo Ralo Liberato da Silva
Reynaldo Castriota de Mello
Sírio José Ferreira

Luiz Eduardo Marcílio

ENGETOWER ENGENHARIA

ENERSUL

RESUMO

Tem sido prática bastante difundida no Brasil a construção de linhas de transmissão com a reutilização de projetos existentes de torres, adequando-se apenas os vãos e ângulos de aplicação de cada estrutura às condições específicas do local de implantação da LT. Para estas adequações, normalmente considera-se a atuação de ventos frontais conforme critérios de carregamentos propostos pela IEC 60826 ou pela NBR 5422.

Nesse contexto a ENERSUL adquiriu, junto à CEMIG, projetos de uma série de torres para linhas de 138kV circuito simples, desenvolvidos em 1982 com parâmetros climáticos e características de aplicação específicos da área de concessão da empresa mineira. Tais projetos foram então utilizados na construção da Linha de Transmissão 138kV Circuito Simples PCH Paraíso / Chapadão do Sul, com 54km de extensão, energizada em 27 de dezembro de 2003.

Nos dias 03 de junho e 16 de outubro de 2004 foram registradas interrupções na LT, causadas pelo colapso estrutural de torres durante fortes vendavais associados a chuvas com granizo. Diante de falhas tão precoces surgiu a necessidade de se reaverificar a confiabilidade estrutural da LT, além de realizar-se estudos para determinação das causas mais prováveis dos colapsos.

O presente Informe Técnico apresenta os estudos desenvolvidos nas análises estruturais para determinação das causas prováveis dos colapsos acima relatados, seus principais resultados e as conclusões e recomendações deles advindas.

PALAVRAS-CHAVE

Linha de transmissão; Thunderstorms; Ventos de alta intensidade; Ventos frontais; Colapso; Reforço estrutural.

1.0 - INTRODUÇÃO

No final da década de 90, estudos de grupos de trabalho da CIGRÉ já apontavam para as significativas diferenças entre as características dos ventos do hemisfério norte, considerados pela IEC 60826, e os ventos de regiões tropicais como o Brasil. Tais estudos mostravam que os ventos típicos de regiões tropicais são caracterizados por instabilidades pré-frontais, ocasionando tempestades com rajadas de alta intensidade, pequena extensão de atuação e mudanças bruscas de direção.

A consideração deste tipo de vento no projeto de estruturas para linhas de transmissão implicava em grandes cargas devidas ao vento na própria estrutura e pequenas cargas devidas ao vento nos cabos, sendo bastante dimensionante principalmente para as diagonais localizadas nos tramos inferiores das torres. Por esse motivo, buscando maior confiabilidade para as novas LT's a serem implantadas, desde 1999 as licitações da ANEEL para concessões de novas linhas, abertas à participação de empresas privadas, introduziram nos critérios para elaboração de projetos de estruturas a verificação com ventos Thunderstorms, também chamados de ventos de

alta intensidade. Este estudo evidencia a alta probabilidade da atuação deste tipo de vento no colapso de estruturas da Linha de Transmissão 138kV Circuito Simples PCH Paraíso / Chapadão do Sul.

2.0 - CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

2.1 Características da LT

A Linha de Transmissão 138kV Circuito Simples PCH Paraíso / Chapadão do Sul, com 54km de extensão e energizada em 27 de dezembro de 2003, foi construída utilizando-se o projeto de uma série de torres para utilização em linhas de 138kV circuito simples, adquirido junto à CEMIG, originalmente desenvolvido para os critérios e características de aplicação das LT's da área de concessão da empresa mineira. Tal projeto, desenvolvido em 1982, é constituído por uma família de 4 torres cujos tipos e aplicações são mostrados na Tabela 1.

TABELA 1: Série de estruturas para 138kV C.S. da CEMIG

Torre	Aplicação	Vão médio / Ângulo de deflexão	Vão gravante
L6	Suspensão leve	550m / 0° e 470m / 3°	750m
H6L7	Suspensão reforçada	670m / 0° e 470m / 8°	1030m
L3A	Ancoragem leve	1070m / 0° e 340m / 30°	1200m
H3L4A	Ancoragem pesada	1200m / 0° e 490m / 60°	1200m
	Ancoragem terminal	670m / 0° (LT) e 160m / 30° (SE)	400m

Para adequação das aplicações das estruturas às condições de vento do local de implantação da LT considerou-se apenas os critérios de carregamentos para ventos frontais, conforme IEC 60826 ou NBR 5422, utilizando-se como estrutura de suspensão apenas a torre tipo H6L7 com vão médio reduzido para 550m. A Figura 2 apresenta o desenho de silhueta da torre tipo H6L7, com suas diversas possibilidades de formações geométricas e combinações de pés.

2.2 Os acidentes

No dia 03 de junho de 2004 registrou-se uma interrupção na LT, causada pelo colapso estrutural das torres tipo H6L7 números 94, 95, 96 e 108. No decorrer da inspeção para localizar o defeito causador do desligamento, constatou-se a evidência da ocorrência de forte vendaval associado a chuvas com granizo, além de indícios corroborativos da ação de ventos superficiais com velocidades significativas: placa de publicidade arrancada, pequenas árvores com galhos quebrados, área significativa com vegetação rasteira (mato e capim) inteiramente dobrada sobre o solo, etc, como mostra a Figura 1.



FIGURA 1: Indícios da atuação de elevados ventos superficiais

Diante de falhas tão precoces, surgiu a necessidade de se reverificar a confiabilidade estrutural da LT. Foi então contratada a empresa ENGETOWER Engenharia para estudar o colapso das torres, estabelecendo suas causas prováveis e propondo reforços estruturais para melhoria da confiabilidade da linha. Em 16 de outubro de 2004, ainda durante o período de realização deste estudo, registrou-se outro acidente na LT com a queda de torres tipo H6L7 (números 44, 45 e 46), novamente durante forte vendaval.

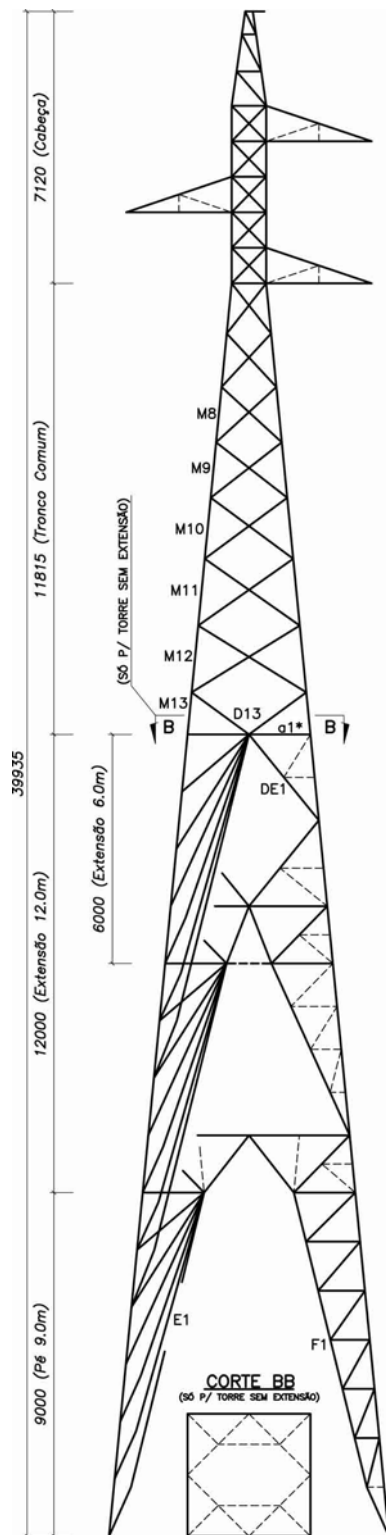


FIGURA 2: Silhueta da torre tipo H6L7

3.0 - AVALIAÇÃO DO PROJETO

Antes que fossem estudadas as causas mais prováveis para os colapsos estruturais decidiu-se fazer uma avaliação do projeto estrutural da torre H6L7. Tal avaliação foi realizada em duas etapas:

1- Verificação com base nas condições de carga definidas no projeto original da torre: esta etapa teve como objetivo avaliar se o projeto da torre H6L7 está mecanicamente compatível com as condições para as quais foi originalmente desenvolvido, considerando-se critérios atualizados de análise estrutural e de dimensionamento.

2- Verificação com base em condições de carga baseadas nas aplicações previstas no projeto original da torre, mas determinadas segundo as condições específicas da LT e práticas modernas de avaliação de carregamentos: esta etapa, por sua vez, teve como objetivo avaliar se o projeto está mecanicamente compatível com as novas condições de implantação, considerando-se não apenas critérios de carregamentos para ventos frontais, mas também ventos de alta intensidade e condições específicas para contenção de queda em cascata.

3.1 Critérios de cálculo originais e atualizados

A Tabela 2 apresenta as velocidades de vento utilizadas pela CEMIG no projeto original da série de estruturas, além das velocidades consideradas para a região de implantação da LT e para a determinação dos carregamentos atualizados para verificação do projeto.

TABELA 2: Critérios para determinação da ação do vento

Velocidade de vento	Critério original	Critério atualizado
$V_{R(50)}$ (T = 50anos, t = 10min, 10m, rug. B)	23.1m/s (83.2km/h)	26.0m/s (93.6km/h)
$V_{R(150)}$ (T = 150anos)	25.6m/s (92.2km/h)	-
V_{2-3seg} (rajada, t = 2-3seg, 10m, rug. B)	$1.40 \times 25.6 = 35.8\text{m/s}$ (129.0km/h)	$1.40 \times 26.0 = 36.4\text{m/s}$ (131.0km/h)
V_i (alta intensidade, rajada intensa)	-	$1.20 \times 36.4 = 43.7\text{m/s}$ (157.2km/h)

Observa-se que os valores de velocidade adotados para a atualização dos carregamentos foram compatíveis com levantamentos estatísticos elaborados pelo CEPEL com base em estações meteorológicas razoavelmente próximas ao local dos acidentes, como mostra a Tabela 3.

TABELA 3: Velocidades de vento estimadas pelo CEPEL

	Velocidade de vento (m/s)	
	Referência	Rajada
Valor adotado	26.0	43.7
Estimativa CEPEL	16.9 a 26.4	31.5 a 49.3

3.2 Verificação do projeto com base nos critérios originais

As hipóteses de carga utilizadas para o projeto original da torre tipo H6L7, contemplando apenas situações de ventos frontais, estão apresentadas na Tabela 4.

TABELA 4: Hipóteses de carga originais

Hipótese	Descrição
1A	Vento transversal máximo, cabos intactos
1B	Vento a 45° máximo, cabos intactos
2A	Vento transversal reduzido, cabo pára-raios rompido
2B	Vento a 45° reduzido, cabo pára-raios rompido
3A	Vento transversal reduzido, condutor rompido em qualquer posição
3B	Vento a 45° reduzido, condutor rompido em qualquer posição
4A	Vento transversal reduzido, lançamento
4B	Vento a 45° reduzido, lançamento

As cargas devidas à ação do vento sobre a estrutura foram calculadas com base numa pressão de vento de 220kgf/m^2 , constante ao longo da altura e aplicada sobre a área exposta de 1 face da torre.

As verificações apontaram, para todos os elementos estruturais, taxas de trabalho (relação entre o esforço atuante máximo e a correspondente estimativa de resistência) iguais ou inferiores a 1.00. Isto indica que o projeto estrutural da torre tipo H6L7, inclusive seus stubs, está mecanicamente compatível com as condições de carga para as quais foi originalmente desenvolvido, mesmo considerando critérios atualizados de análise estrutural e de dimensionamento.

A única ressalva em relação ao projeto estrutural refere-se ao fato de que o quadro horizontal do final do tronco comum (Corte BB - ver Figura 2) deveria ter sido utilizado em todas as formações da torre e não somente nas torres sem extensões de corpo. Isto se deve ao fato de que a efetividade do contraventamento das diagonais que passam por este ponto (barras D13 e DE1 – ver Figura 2) é relativamente pequena, sendo conferida apenas através da flexão de barras horizontais de pequena bitola e grande comprimento (barra a1* – ver Figura 2).

3.3 Verificação do projeto com base em critérios atualizados

Para a verificação do projeto com base em critérios atualizados foram consideradas não somente as situações de ventos frontais, mas também situações de vento de alta intensidade, ambas incidindo nas direções de 0° , 45° , 60° , 75° e 90° . Além disso foi criada uma hipótese específica para contenção de queda em cascata, com cargas longitudinais equivalentes a 40% da tração EDS aplicadas simultaneamente no pára-raios e em todos os condutores. A Tabela 5 lista as hipóteses de carga atualizadas consideradas na segunda etapa da avaliação do projeto estrutural.

TABELA 5: Hipóteses de carga atualizadas

Hipótese	Descrição
1	Cabos intactos, com vento transversal máximo (90°)
2	Cabos intactos, com vento longitudinal máximo (0°)
3, 3-60 e 3-75	Cabos intactos, com vento máximo a 45° , 60° e 75°
4	Ruptura de uma fase, com vento reduzido transversal (90°)
5	Ruptura do pára-raios, com vento reduzido transversal (90°)
6	Construção/Manutenção, sem vento
7	Cabos intactos, com vento transversal de alta intensidade (90°)
8	Cabos intactos, com vento longitudinal de alta intensidade (0°)
9, 9-60 e 9-75	Cabos intactos, com vento de alta intensidade a 45° , 60° e 75°
10	Contenção de queda em cascata, sem vento

Para determinação da ação do vento máximo (frente larga) sobre a estrutura, considerou-se uma pressão dinâmica de referência $q_0 = 40.3\text{kgf/m}^2$ variável com a altura. Para determinação da ação do vento de alta intensidade (frente estreita), considerou-se uma pressão dinâmica $q_i = 113.8\text{kgf/m}^2$ constante ao longo da altura. As cargas devidas à ação destes ventos foram calculadas de acordo com as seguintes expressões:

$$F_{WM} = q_0 \times G_T \times C_a \times A_e \quad e$$

$$F_{Wi} = q_i \times C_a \times A_e \quad \text{onde:}$$

F_{WM} = força devida ao vento máximo

F_{Wi} = força devida ao vento de alta intensidade

G_T = fator de rajada para terreno com rugosidade B (corrige o valor de q_0 com a altura)

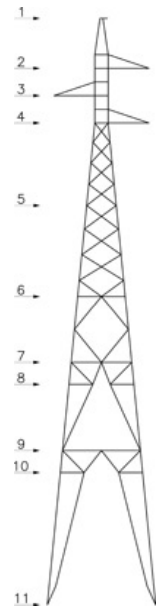
C_a = coeficiente de arrasto (leva em conta a presença de 2 faces treliçadas interpondo-se à passagem do vento)

A_e = área exposta ao vento

Comparando-se os carregamentos originais com os atualizados observou-se que as cargas devidas aos cabos sobre a torre situaram-se próximas daquelas originalmente consideradas. Observou-se porém que, no caso de atuação de vento máximo, as cargas atualizadas por ele produzidas sobre a própria torre aumentaram em percentuais que variaram entre 7% e 37%. Considerando-se também a atuação de vento de alta intensidade, o percentual de aumento chegou a 86% (Tabela 6 e Figura 3).

TABELA 6 e FIGURA 3: Forças de vento transversal por nível na torre H6L7

Nível	Vento original (kgf)	Vento atualizado (kgf)		Vento de alta intensidade (kgf)	
1	84	90	+7%	105	+25%
2	152	166	+9%	196	+29%
3	139	152	+9%	181	+30%
4	220	273	+24%	329	+50%
5	367	495	+35%	607	+65%
6	389	532	+37%	670	+72%
7	290	374	+29%	489	+69%
8	290	372	+28%	503	+73%
9	301	379	+26%	526	+75%
10	510	632	+24%	920	+80%
11	381	485	+27%	709	+86%
Total	3123	3950	+26%	5235	+68%



O aumento nas cargas devidas ao vento atualizado observado na Tabela 6 deve-se ao cálculo equivocando das cargas de vento do projeto original, que considerava uma pressão de vento constante, sem a devida correção pelo fator G_T , ao longo da altura, e pelo coeficiente de arrasto C_a .

Para este caso, as verificações apontaram barras com taxas de trabalho significativamente maiores que 1.00 (barra E1 = 1.47 e barra F1 = 1.59 – ver Figura 2), levando à conclusão de que o projeto estrutural da torre tipo H6L7 não atende às condições de carga específicas para a região de implantação da LT e que, consequentemente, sua confiabilidade é bem menor que aquela originalmente desejada e suposta. Dessa forma, dadas as condições de aplicação da estrutura, a resistência da torre não é compatível com uma velocidade de referência de vento $V_R = 26.0\text{m/s}$ com período de retorno $T = 50\text{anos}$.

Foram então propostos reforços nos elementos estruturais críticos da torre de forma que, diminuindo suas taxas de trabalho, a resistência da estrutura seria elevada para um nível de cargas produzidas por um vento com $V_R = 25.0\text{m/s}$.

4.0 - AVALIAÇÃO DOS COLAPSOS

Durante as inspeções pós-acidente inúmeras fotos foram colhidas, mostrando o estado dos diversos componentes das estruturas colapsadas e da parte visível de suas fundações. As informações contidas nestas fotos permitiram as seguintes constatações (Figura 4):

- As fundações ainda mantinham-se estruturalmente íntegras após o acidente, não tendo evidentemente qualquer influência para o colapso das torres;
- As torres números 94, 95 e 96, contíguas na LT, apresentavam queda completa no sentido transversal à direção da linha (para o lado com 2 fases), enquanto que a torre número 108, a cerca de 6km dali, dobrara-se parcialmente no sentido da linha, sua queda completa sendo contida pelos cabos PR e condutores;
- Para as estruturas números 96 e 108, o colapso estrutural foi desencadeado por falha ocorrida em barras do painel dos pés, pois à exceção desta parte, todo o restante das estruturas permaneceu praticamente íntegro após o acidente, sem danos relevantes que não os causados pelo impacto sobre o solo da torre número 96;

- As estruturas números 94 e 95 apresentavam duas regiões fortemente danificadas, nas quais poderia ter se originado a falha estrutural: o painel dos pés e o trecho localizado entre a metade inferior da torre básica e o tramo superior da extensão 12.0m;



FIGURA 4: Colapso das torres números 94, 95, 96 e 108, respectivamente

4.1 Verificação das torres colapsadas

Para análise das causas mais prováveis dos colapsos foi feita a verificação do projeto estrutural das torres com alturas úteis $H=31.0\text{m}$ (extensão 12.0m e 4 pés 9.0m) e $H=29.5\text{m}$ (extensão 12.0m e 4 pés 7.5m) e aplicações descritas na Tabela 7. As hipóteses de carga foram compostas como na verificação do projeto com base em critérios atualizados (item 3.3), porém considerando-se unicamente as condições de carga associadas à ação de ventos fortes, que são aquelas que, com grande probabilidade, estavam presentes sobre as estruturas acidentadas no momento de sua queda (ver Tabela 5: hipóteses 1, 2, 3, 3-60, 3-75, 7, 8, 9, 9-60 e 9-75).

TABELA 7: Aplicação e formação geométrica das torres colapsadas

Estrutura nº	Ângulo de deflexão (°)	Vão médio (m)	Vão gravante (m)	Formação geométrica
94	0	526	506	Extensão 12.0m + 4 Pés 9.0m
95	0	513	464	Extensão 12.0m + 4 Pés 7.5m
96	0	481	506	Extensão 12.0m + 4 Pés 9.0m
108	0	457	~500	Extensão 12.0m + 4 Pés 9.0m

As verificações novamente apontaram barras com taxas de trabalho significativamente maiores que 1.00, sendo que as diagonais dos pés 7.5m e 9.0m (barras E1 e F1 – ver Figura 2) constituem os componentes críticos, ou seja, são os elementos teoricamente mais susceptíveis de falha e que determinam, em última instância, a real capacidade de carga das estruturas estudadas. Como a taxa de trabalho destes elementos é maior que 1.00, isto significa que eles não são teoricamente capazes de suportar as condições de carga estabelecidas para as condições dos acidentes.

As taxas de trabalho calculadas para cada elemento estrutural foram obtidas a partir da solicitação mais desfavorável que sobre ele pode ocorrer, considerando-se todas as hipóteses de carga da análise estrutural. Para os elementos críticos, barras E1 e F1, as taxas de trabalho à compressão encontradas em cada uma das hipóteses de carga analisadas são as mostradas na Tabela 8.

TABELA 8: Taxas de trabalho dos elementos estruturais críticos

Hipóteses de carga		Taxa de trabalho (%)	
		Barra E1	Barra F1
Vento máximo	1, 3, 3-60 e 3-75	1.00	1.06
	2	0.94	1.00
Vento de alta intensidade	7, 9, 9-60 e 9-75	1.29	1.37
	8	1.28	1.36

Observa-se que, para as barras críticas, as taxas de trabalho encontradas para as hipóteses com vento de alta intensidade são significativamente maiores que as encontradas para as hipóteses com vento máximo. Isto indica que tais barras são muito mais sensíveis à atuação do vento sobre a própria torre que à ação deste mesmo vento

sobre os cabos pára-raios e condutores. Dessa forma, é importante ressaltar que a redução do vão de aplicação da torre para adequação às novas condições de implantação não melhora de forma relevante sua confiabilidade ou risco de falha. Adicionalmente, como estas são barras dos pés da torre, próximas do solo, este é um fato indicador de que elas são fortemente solicitadas quando da ocorrência de ventos no qual a velocidade, já na superfície do terreno, é particularmente intensa.

4.2 Determinação das causas mais prováveis dos colapsos

As observações acima enunciadas permitiram as seguintes conclusões, consideradas altamente prováveis:

- O colapso das torres tipo H6L7 números 94, 95, 96 e 108 da LT 138 kV C.S. PCH Paraíso / Chapadão do Sul foi provocado pela ocorrência de vento no qual a velocidade, já na superfície do terreno, é particularmente intensa. Estima-se para este vento uma velocidade, referida a um período de integração de 2-3seg, de ~35.0m/s (dentro do modelo de cálculo empregado para avaliar a ação do vento, este valor estaria associado a uma velocidade de referência V_R de ~21.0m/s).
- A queda parcial da torre número 108 constituiu evento independente da queda das demais torres, tendo em vista a distância em que ela se encontrava e o sentido de sua queda. O colapso desta torre foi provocado por vento de direção aproximadamente longitudinal (direção da LT), cuja ação englobou a totalidade da torre, e foi desencadeado pela falha por compressão, nas faces longitudinais dos pés, da ponta superior das barras F1. Com a falha destas barras, os pés da torre giraram sobre suas fundações, dobrando-se sobre o solo, enquanto sua parte superior teve seu movimento de queda contido pelos cabos pára-raios e condutores, vindo a se apoiar novamente sobre o solo, de forma precária, logo acima dos pés avariados.
- A queda das demais torres (estruturas números 94, 95 e 96) iniciou-se com a queda da torre número 96, cuja causa desencadeante foi também a falha por compressão da ponta superior das barras F1, mas agora daquelas localizadas nas faces transversais da torre. Esta falha foi provocada por vento de direção aproximadamente transversal, cuja ação englobou a totalidade da torre e de parcela considerável de seus vãos adjacentes. Com a falha destas barras, os pés da torre apresentaram um movimento de queda similar ao da torre número 108, mas sua parte superior, e os cabos a ela presos, foram arremessados transversalmente de encontro ao solo.
- A queda da torre número 95 foi uma decorrência da queda da torre número 96, tendo sido provocada primordialmente pelo impacto transferido pelos cabos pára-raios e condutores arrastados durante a primeira dessas quedas. Este impacto se manifesta, na torre número 95, como forças intensas, de curta duração, com forte componente transversal, aplicadas nos pontos de sujeição das cadeias de suspensão das fases e do pára-raios. Uma estimativa da magnitude destas forças de impacto exigiria estudos muito mais complexos, pesquisa laboriosa para obtenção de dados experimentais confiáveis e uso de ferramentas de análise estrutural muito mais específicas e sofisticadas que aquelas usualmente empregadas em projetos de torres metálicas treliçadas para LT. Cargas como estas, associadas a cabos, produzem primordialmente solicitações sobre os montantes da torre, e só secundariamente esforços sobre suas diagonais. No caso da torre em estudo, simulações efetuadas indicaram que, para condições de carga em que as cargas predominantes são as associadas a cabos, o trecho mais susceptível de falha é o composto pela metade inferior do tronco comum da torre (barras M8 a M13 – ver Figura 2), por compressão. Com base no acima exposto, pode-se conjecturar que o impacto transferido à torre número 95 produziu inicialmente a falha do trecho inferior do tronco comum, com a parte superior da torre dobrando-se transversalmente a partir daí e a metade inferior permanecendo ainda na vertical. O impacto gerado ao completar-se a queda da parte superior, por sua vez, introduziu forte solicitação transversal sobre a parte inferior da torre, o que desencadeou a falha da ponta superior da barra E1 e o consequente colapso dos pés da torre.
- Em sequência à queda da torre número 95 ocorreu a queda da torre número 94, por um processo similar ao exposto no ponto anterior, mas no qual as cargas de impacto transferidas pelos cabos foram menores (parte da energia mecânica liberada com a queda da torre número 96 já fora dissipada com a destruição da torre número 95). Na torre seguinte, número 93 (tipo H6L7), houve nova diminuição das cargas de impacto transferidas e a sequência de quedas pôde ser contida.
- Para o lado oposto da torre número 96 a queda não se propagou, sendo já contida na torre contígua, número 97 (ancoragem tipo H3L4A), torre esta muitas vezes mais resistente que a torre H6L7.

4.3 Projeto de reforços

O conjunto de resultados encontrados nos três estudos anteriormente citados indica que o projeto estrutural da torre H6L7 não está mecanicamente adequado para aplicação na área do estado do Mato Grosso do Sul, região da empresa concessionária da LT. Tendo em vista esta constatação, foram elaborados projetos de reforço tanto para as torres H6L7 já implantadas na LT quanto para a fabricação das novas torres para reposição das estruturas colapsadas.

O projeto de reforço das estruturas já implantadas tem a finalidade de fornecer todas as informações necessárias para a fabricação e a montagem das peças de reforço a serem incorporadas às torres. Os desenhos de detalhamento apresentam as posições novas a serem incorporadas à torre, com todas as informações necessárias à sua fabricação, as posições existentes que deverão sofrer modificação no campo e todos os dados para a realização destas modificações e os parafusos para fixação de posições novas ou necessários em furações

adicionais feitas no campo. O projeto fornece também orientações quanto a cuidados especiais a serem tomados para garantir a segurança das operações de reforço, como a instalação de paus-de-carga e estais nas estruturas (Figura 5), principalmente em casos nos quais o reforço exigir a substituição ou a desconexão, mesmo que provisória, de barras da torre.



FIGURA 5: Operações de reforço com linha energizada nas torres H6L7 já implantadas

Para a fabricação das estruturas de reposição das torres colapsadas, o projeto desenvolvido indica quais alterações deverão ser feitas em cada um dos desenhos que compõem o projeto original da torre H6L7, de forma que a torre possa ser fabricada com reforços equivalentes aos realizados nas estruturas já implantadas.

5.0 - RECOMENDAÇÕES FINAIS

Tendo em vista os resultados obtidos após os estudos descritos neste Informe Técnico recomenda-se que, preferencialmente, sejam sempre desenvolvidos projetos-padrão para todos os tipos estruturais a serem empregados no projeto de novas LT's, considerando-se requisitos de confiabilidade e especificidades climáticas e topográficas próprios da região de implantação. Em caso de reutilização de projetos existentes, todas as estruturas devem ser verificadas para condições específicas das novas LT's considerando-se tanto ventos frontais quanto de alta intensidade. Qualquer projeto deveria se basear em estudo estatístico cuidadoso desenvolvido sobre medições da velocidade de vento registradas em estações meteorológicas da própria região. Não sendo possível este estudo, as velocidades de vento a serem empregadas poderiam ser as prescritas no mapa da figura 28 da NBR 5422.

Quanto às condições de carga a serem consideradas e à metodologia para sua obtenção, a recomendação é a de utilizar-se procedimento similar ao empregado no item 3.3. Quanto a esta última questão, os seguintes pontos devem ser observados:

- A norma brasileira NBR 5422 encontra-se em processo de revisão. Sugere-se então que, até que a nova revisão seja publicada, as cargas atuantes sobre as torres sejam calculadas com base nas recomendações contidas na publicação IEC 60826. Adicionalmente ao que prescreve o IEC, devem ser obrigatórias condições de carga que contemplem a atuação de ventos de alta intensidade: vento de frente estreita, abrangendo apenas a torre e 12.5% de seus vãos adjacentes, com velocidade constante com a altura e pelo menos 20% maior que a velocidade de rajada (2-3seg) do vento de referência.
- Hoje no Brasil existe consenso técnico de que as cargas provenientes da atuação do vento sobre cabos devem ser sempre obtidas a partir de velocidades referidas a um período de integração de 2-3seg, o que encontra-se implícito na metodologia IEC. A abertura existente na norma NBR 5422 atual, permitindo que se use velocidade de vento referida a um período de integração de 30seg para os cabos (o que conduz a cargas ~35% menores) constitui um preceito equivocado, que não deve ser utilizado.

6.0 - REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] ABNT – NBR 5422 – “Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica” – Brasil;
- [2] IEC 60826 - Loading and Strength of Overhead Transmission Line. Second edition, 1991-04;
- [3] ANSI/ASCE - Manual 10-90 – Design of Latticed Steel Transmission Structure – Edição Dezembro/1991;
- [4] Documento MKE n° 5.37-C2001 – Torre tipo H6L7 – Cálculo Estrutural;
- [5] Documento ENGETOWER n° 81.03-C1001 – Torre tipo H6L7 – Verificação Estrutural com base nos carregamentos originais de projeto;
- [6] Documento ENGETOWER n° 81.03-C1002 – Torre tipo H6L7 – Verificação Estrutural com base em carregamentos atualizados;
- [7] Documento ENGETOWER n° 81.03-C1003 – Torre tipo H6L7 – Estudo para determinação das causas do acidente.