# Análise Numérica e Experimental de Torres de Escoramentos Tubulares

Celuos A. de Oliveira Junior<sup>1</sup> Ricardo Valeriano Alves<sup>2</sup> Eduardo de Miranda Batista<sup>3</sup>

#### Resumo

Este trabalho apresenta aspectos relevantes a serem considerados no projeto das torres de escoramento tubulares. Quanto à modelagem são abordadas questões relativas às bases de apoio, dispositivos de união e condições de fixação do topo das torres. Em função do tipo de estrutura definitiva a ser cimbrada (escorada), são definidas condições de fixação, posicionamento das torres e a ligações entre estas. São analisados os desvios de retilinidade e de prumo, devido à montagem, a excentricidade das cargas axiais, considerando-se cargas das operações de lançamento e adensamento do concreto. Todas estas particularidades são consideradas nas análises computacionais e experimentais. São apresentados resultados numéricos de análise incremental não linear geométrica e de aproximações de cargas críticas, via problema de autovalor, em modelos de pórticos plano e espacial. Os resultados dessas análises são comparados com ensaios de laboratório de um padrão usual de torres tubulares de escoramento.

**Palavras-chave**: análise estrutural; estabilidade estrutural; estrutura metálica; análise experimental; escoramento tubular.

### 1 INTRODUÇÃO

Pelo fato de as estruturas de escoramento serem caracterizadas como provisórias, há muito os escoramentos têm sido tratados como elementos de importância secundária, tanto no que se refere ao seu projeto como à sua execução. Essa desatenção já resultou inclusive em acidentes com grandes perdas materiais e, infelizmente, humanas. Tradicionalmente, no Brasil, os escoramentos têm sido fornecidos às construtoras em regime de locação e estima-se que esse mercado movimente cerca de 1,8 bilhão de reais por ano (ou aproximadamente US\$ 1,0 bilhão).

É importante observar que os escoramentos estão sujeitos aos mesmos tipos de ações que solicitam as estruturas definitivas. Recentemente a ABNT publicou a NBR 15696 (2009), que trata as formas e escoramentos. Essa publicação é consequência de uma iniciativa da Associação Brasileira das Empresas de Formas e Escoramentos – ABRASFE, e se constitui na primeira norma a esse respeito no Brasil. O documento foi elaborado por um comitê, formado por representantes das principais empresas do setor, além de engenheiros estruturais de atuação nesse mercado. A ESTUB Sistemas Construtivos participou desse comitê e sua larga experiência no uso de torres tubulares possibilitou ao seu departamento técnico (do qual faz parte o primeiro autor) identificar a necessidade de melhor entender o comportamento de tais estruturas, parte crucial dos escoramentos.

Essas estruturas se caracterizam por suportar, por vezes, grandes cargas axiais mantendo as propriedades de modulação, leveza e facilidade de montagem.

Nas torres tubulares três aspectos são relevantes: • a carga axial máxima que pode ser aplicada

- com segurança em cada poste (coluna) da torre;
- o sistema de travejamento (chamado de sistema de amarração) utilizado para unir

<sup>1</sup> M. Sc Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil. Programa de Projeto de Estruturas celuos@poli.ufrj.br

<sup>2</sup> D. Sc Prof. Associado, Departamento de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil. COPPE, batista@coc.ufrj.br

<sup>3</sup> D. Sc Prof. Associado, Departamento de Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Brasil. Programa de Projeto de Estruturas, valeriano@poli.ufrj.br

grupos de torres muito altas, reduzindo assim a possibilidade de flambagem de todo o conjunto;

• os dispositivos de ligação entre os componentes da estrutura.

O objetivo principal deste trabalho é a determinação de estimativas da máxima carga axial em uma torre de escoramento. Foram utilizados procedimentos computacionais confrontados com ensaios de laboratório. Os resultados numéricos foram obtidos através de análise incremental não linear geométrica e aproximações de modos e cargas críticas via problema de autovalor, em modelos de pórticos planos e espaciais.

O sistema PALESTUB, principal padrão de torres tubulares da ESTUB, foi escolhido como referência deste estudo. As Figuras 1 e 2 ilustram aplicações desse sistema em torres de grande altura e cargas elevadas. Trata-se da modelagem estrutural dessas torres, considerando-se as particularidades do próprio sistema, como as ligações entre os elementos, imperfeições decorrentes da montagem e do uso repetitivo, desvios de prumo e retilinidade dos componentes.



Figura 1 – Arranques de ponte em balanços



Figura 2 – Cúpula em Natal-RN.

# 2 O Sistema Palestub

O PALESTUB é um sistema auxiliar utilizado durante a construção das estruturas de concreto armado e protendido. Seus componentes utilizam tubos de aço com costura, cuja fabricação é regulamentada pela NBR 6591 (2008). As propriedades mecânicas do aço são determinadas pela NBR 5590 (2008) e os valores mínimos da tensão de escoamento e da tensão de ruptura são de 246 MPa e 422 MPa, respectivamente. Esses componentes, base fixa, barra de ligação, diagonal, triângulo e forcado são mostrados a seguir.



Figura 3 – Bases fixas e barra de ligação.



Figura 4 – Ligação do triângulo e forcado.

Uma visão geral da torre montada é apresentada na Figura 5.



Figura 5 – Torre típica montada.

### **3 Fundamentos do Projeto de Torres Tubulares de Escoramento**

Para o projeto das torres tubulares de escoramento ainda é usual a adocão das indicações de Coppel e Coulon (1963). Adicionalmente as empresas especializadas costumam dispor ainda de resultados experimentais indicativos de carga limite das torres de seus sistemas específicos. No Brasil a referência relevante é Pfeil (1987), que propõe a consideração de uma força horizontal no topo da torre (força "nocional"), como forma de representar as imperfeições geométricas e as ações horizontais dos equipamentos utilizados na concretagem. Observa-se que de uma maneira geral o projeto de escoramentos vinha sendo tratado, até recentemente, como algo secundário. Alguns pesquisadores, tais como Peng (1994), vinham manifestando preocupação pela pouca atenção dada ao projeto de equipamentos provisórios na construção civil. Atualmente pode-se considerar que já existe uma nova mentalidade, pois a recém-publicada NBR 15696 (2009), que aborda as formas e escoramentos, passou a indicar que no projeto das torres de escoramento devese considerar ações de mesma natureza daquelas que solicitam as estruturas definitivas.

### 4 Modelagem

Neste item são abordadas as possíveis formas de modelagem das principais particularidades do problema estrutural da análise de torres de escoramentos tubulares.

#### 4.1 Modelagem da Base de Apoio

Como premissa fundamental admite-se que

não haja possibilidade de deslocamentos vertical e horizontal, esse último em razão do forte atrito. Além disso, por suas reduzidas dimensões há uma incapacidade prática de resistir à solicitação de flexão, e assim os apoios são modelados como rótulas (Peng *et al*, 2006; Weesner e Jones, 2001).

Zhang *et al* (2010) estudaram a influência da altura de regulagem na capacidade de carga da torre, comprovando a redução dessa capacidade com o aumento da altura.

• Com bases altas a torre apresenta deslocamentos muito mais acentuados na ligação entre o topo das bases e o elemento imediatamente acima (Figura 6a).

• Com bases curtas a torre exibe modo de flambagem com uma configuração em "S", também denominado "modo de coluna" (Figura 6b);



Figura 6 – Modos críticos: (a) bases longas (b) bases curtas (Zhang et al, 2010).

### 4.2 Encaixe dos Elementos da Torre

A modelagem do encaixe é outra particularidade que merece atenção, pois embora os elementos sejam ajustados por simples justaposição, as ligações são consideradas rígidas à flexão. Tomando-se como exemplo o sistema PALESTUB, observa-se que o módulo triângulo se encaixa aos demais componentes da torre por meio de um conector alongado com bom ajuste, que na prática se revela como uma ligação rígida à flexão (Figura 7).



Figura 7 – Detalhe do conector fixo.

A consideração de conexão rígida à flexão é comprovada experimentalmente (Peng, 1994). Pode-se ainda citar Weesner e Jones (2001) que utilizaram mo-

delo computacional cujos encaixes foram modelados como nós rígidos e obtiveram excelente correspondência entre os resultados experimentais e teóricos.

### 4.3 Movimentação Lateral das Extremidades

No caso do escoramento de uma laje as extremidades superiores são consideradas fixas. Isto se deve ao fato das torres serem de mesma altura, unidas por vigas estruturando um grande assoalho de madeira. O assoalho contorna os pilares (já concluídos), envolvendo-os e impossibilitando a movimentação lateral das extremidades superiores. A Figura 8 esclarece.



Figura 8 – Trecho do escoramento típico de laje,

Quando se trata do escoramento de com torres de altura variável, (*e.g.* cúpula), as extremidades superiores não estão no mesmo nível e não existem, em geral, pilares para travamento. A favor da segurança, as torres com essas características devem ser modeladas com suas extremidades superiores livres (Figura 9).



Figura 9 – Escoramento de uma cúpula.

### 4.4 Imperfeições Geométricas

As imperfeições decorrentes da montagem e os consequentes desvios de prumo fazem com que a linha de ação das cargas axiais seja modificada desde o topo até a base da torre. Tais imperfeições têm importância fundamental na análise não linear geométrica das torres de escoramento. Segundo Chandrangsu e Rasmussen (2011) pode-se considerar que existam três métodos de modelagem dessas imperfeições:

> o método EBM, abreviatura de *Eigenbuckling Method*, parte de uma análise dos autovalores do modelo estrutural geometricamente

perfeito e impõe, com um fator escala, o primeiro dos seus modos críticos à geometria do modelo perfeito;

- no método IGI (*Initial Geometric Imperfection*), considera-se diretamente no modelo estrutural as imperfeições geométricas estimadas, no caso os desvios de prumo e de alinhamento dos elementos verticais da torre;
- o método NHF, do inglês Notional Horizontal Forces, considera a aplicação de cargas horizontais pontuais, chamadas de forças nocionais (que tem caráter de noção; valor teórico; valor de referência), no topo da torre geometricamente perfeita.

## 5 Modelo de Estudo

Para exemplo de análise adotou-se uma torre de base quadrada, com 102 cm de lado e 460 cm de altura, composta pelos seguintes elementos do padrão PALESTUB:

- 4 bases fixas de 45 cm;
- 16 módulos-triângulo com 102 cm de largura e 100 cm de altura;
- 4 forcados reguláveis;
- 4 barras de ligação com 102 cm de comprimento;
- 2 diagonais horizontais com 144 cm de comprimento.

Sobre as bases fixas de 45 cm são montados os triângulos. São quatro peças com 100 cm de altura em cada nível, repetindo-se o processo nos quatro níveis seguintes. As bases são travejadas por barras de ligação, que também definem o formato da torre. No último nível, com 445 cm de altura, são posicionados quatro forcados reguláveis com abertura de 15 cm, totalizando a altura de 460 cm. A sequência de montagem é ilustrada na Figura 10



*Figura 10* – Sequência de montagem da torre de 460 cm de altura.

#### 5.1 Montagem dos Ensaios

Para simular as condições de uso, a montagem deveria receber o carregamento sobre um assoalho sendo transmitido às torres pelas vigas principais e secundárias. Devido à magnitude das cargas envolvidas na situação de colapso, a reprodução em laboratório nessas condições traz muitas dificuldades, além de alto risco. A solução foi ensaiar torre singela, com 102 cm de largura e 460 cm de altura, aplicando-se o carregamento por meio de um atuador hidráulico conectado a perfís metálicos CVS  $300 \times 66$ , de grande rigidez, no alto da torre, que o transmitiram em parcelas iguais aos postes. Essa montagem se assemelha com soluções adotadas por outros pesquisadores, como Weesner e Jones (2001), cujo esquema do ensaio é apresentado na Figura 11.



Figura 11 – Montagem do experimento de Weesner e Jones (2001).

A carga aplicada pelo atuador hidráulico, ancorado na placa de reação do laboratório, traciona quatro cordoalhas 12,7 mm CP-190, fixadas aos perfis CVS (Figura 12). Indica-se ainda a posição dos flexímetros instalados para caracterização dos modos de colapso.



Figura 12 – Vista geral do dispositivo utilizado no ensaio.

Foram montados dois ensaios em condições idênticas, descritos a seguir.

#### 5.2 Ensaio 1

A carga, aplicada gradualmente, indicou colapso no valor de 500 kN (125 kN por poste). O colapso das torres foi precedido pela formação de rótulas plásticas na base. No Ensaio 1 as rótulas se formaram na junção entre a base fixa de 45cm e o triângulo. Além do grande deslocamento lateral na base, ocorreu também uma rotação em torno do eixo vertical, também prevista nas análises numéricas. A Figura 13 apresenta as fotos da torre do Ensaio 1 após o colapso.



Figura 13 – Modo de colapso da torre no Ensaio 1.

### 5.3 Ensaio 2

No Ensaio 2 as rótulas se localizaram pouco acima da junção, evidenciando um comportamento de nó rígido, hipótese adotada neste trabalho. Assim como no Ensaio 1, os grandes deslocamentos laterais na base da estrutura foram acompanhados por uma rotação em torno do eixo vertical. A carga de colapso registrada no Ensaio 2 foi de 520 kN. A configuração após o colapso é apresentada nas fotos da Figura 14.

### 5.4 Análise dos Resultados Experimentais

As figuras a seguir ilustram os gráficos carga  $\times$  deslocamento mais significativos obtidos experimentalmente.





Figura 14 – Colapso da torre no Ensaio 2.

O gráfico da Figura 18 é o que melhor representa o comportamento de uma estrutura dessa natureza, identificando-se nitidamente:

- acomodação dos encaixes (fase 1) e ganho de rigidez (fase 2);
- comportamento linear, marcado por pequenos deslocamentos laterais (fase 3);
- comportamento não linear, com pequenos deslocamentos laterais (fase 4);
- comportamento não linear, com grandes deslocamentos laterais (comparados aos anteriores), praticamente sem aumento de carga (fase 5);
- colapso estrutural com perda de carga (fase 6).

Como dado de comparação a carga axial máxima suportada pelo poste da torre, isoladamente, foi avaliada em 117 kN segundo os critérios da NBR 8800 (2008). Os critérios foram aplicados ao segmento do poste compreendido entre a base de apoio e o primeiro nível de travejamento horizontal. Esse segmento tem o maior comprimento de flambagem local dentre todos os componentes da torre.

### 6 Análise Numérica

A determinação da carga limite em torre esbelta de escoramento é função do comportamento não linear geométrico. Uma análise linear elástica revelaria que os materiais das torres não atingem tensões próximas de seus limites característicos quando são aplicadas, por exemplo, cargas de colapso definidas em experimentos. Observa-se na prática que o colapso se dá por instabilidade estrutural (flambagem), fenômeno só detectado ao se considerar o comportamento não linear geométrico, mesmo que ainda em regime elástico linear. O problema pode ser analisado via método da rigidez com elementos de barras no plano e/ou no espaço. Para se fundamentar uma análise não linear geométrica para este tipo de problema é necessário que na formulação do elemento as deformações considerem as contribuições de segunda ordem dos deslocamentos. Pela natureza do problema, onde as cargas são resistidas preponderantemente por rigidez axial basta que se considere uma primeira aproximação dos efeitos não lineares, representada pela matriz  $[K_{\sigma}]$ , tradicionalmente denominada matriz de rigidez geométrica ou matriz de tensões iniciais. A última denominação nos parece mais representativa por expressar bem sua origem, ou seja, os termos da matriz [K] alteram a rigidez elástica linear em função das tensões iniciais. Embora todas as tensões iniciais possam influir na rigidez de um elemento, a principal parcela decorre das tensões oriundas das solicitações normais axiais (tração e compressão). As relações não lineares entre os vetores de forças  $\{F\}$  e de deslocamentos {U} são assim expressas por:

$$([K_0] + [K_\sigma]) . \{U\} = \{F\}$$
(1)

onde

 $[K_{o}]$  = matriz de rigidez elástica

- $[K_{-}]$  = matriz de tensões iniciais
- $\{U\}$  = vetor de deslocamentos nodais
- $\{F\}$  = vetor de forças nodais

A análise não linear baseada nessa formulação é efetuada de forma incremental com correção de geometria a cada passo de carga. O processo de análise via método da rigidez foi automatizado em no programa P2DNL, escrito em linguagem FORTRAN. Utilizandose o método NHF (*Notional Horizontal Forces*) podese detectar o comportamento não linear geométrico, obtendo-se indicações das cargas limites.

Outra forma clássica de se investigar o comportamento não linear é por meio de aproximações diretas das cargas e modos críticos via problema de autovalor. Admitindo-se uma proporção linear para variação dos termos de rigidez de tensões iniciais, podese escrever o seguinte problema clássico de autovalor:

$$([K_0] + \lambda[K_\sigma]) . \{X\} = \{0\}$$

$$(2)$$



Figura 15 – Gráfico carga × deslocamento - Ensaio 1 - flexímetro 2.



Figura 16 – Gráfico carga × deslocamento; Ensaio 1; flexímetro 3.

onde

 $\lambda$  = parâmetro de carga (autovalores)

{X} = modos críticos correspondentes (autovetores)

Para a automatização dessa análise foram escritos dois programas; PCRIT2D, para a análise pórticos planos e PCRIT3D para pórticos espaciais, ambos escritos em FORTRAN.



Figura 17 – Gráfico carga × deslocamento; Ensaio 2; flexímetro 2.



Figura 18 – Gráfico carga × deslocamento; Ensaio 2; flexímetro 3.



Figura 19 – Gráfico carga × deslocamento; Ensaio 2; flexímetro 4.



Figura 20 – Primeiro modo crítico da torre – Análise 3D.

### 6.1 Respostas Numéricas

Os resultados das análises não linear incremental (programa P2DNL) e aproximações de cargas críticas no plano e no espaço (PCRIT2D e PCRIT3D) estão mostrados nas tabelas. Pela natureza do modo de colapso indicado pelas respostas experimentais, com formação de rótula plástica na base, a modelagem da ligação das bases fixas (45 cm) com os triângulos desempenha importância fundamental. Visando-se definir a envoltória da carga limite, foram modeladas as duas situações extremas, considerando-se a ligação aporticada ou rotulada. Considerou-se ainda que os tubos apresentam na prática variações de espessura resultantes do processo de fabricação. A indicação das tolerâncias dimensionais, apresentada na NBR 6591 (2008), foi seguida para se obter as faixas de variação das estimativas numéricas para as cargas limite da torre. A Tabela 1 apresenta o resumo dos resultados numéricos obtidos com os programas empregados.

Na Figura 20 apresenta-se o primeiro modo crítico, indicado pelo programa PCRIT3D cuja configuração é semelhante às formas indicadas pelas análises no plano pelos outros dois programas.

## 7 Conclusões

Os ensaios revelaram que as torres estudadas apresentaram comportamento de acordo com o esperado, sempre com colapso caracterizado por rótula plástica na base dos postes; posição com elementos de maior comprimento. A estrutura resiste às cargas preponderantemente por solicitações axiais, apresentando assim um comportamento fundamental linear. Os experimentos mostram que as juntas de encaixe, do tipo conector fixo, se revelaram de fato bem ajustadas, como é característico do sistema PALESTUB, comportando-se praticamente como ligações aporticadas.

Tomando-se como valor de referência apontado pelos ensaios uma carga entre 125 kN e 130 kN por poste, pode-se considerar que as análises numéricas forneceram boas estimativas conforme apresentado no resumo da Figura 21. O Método das Forças Nocionais mostrou-se eficaz com a adoção de uma carga horizontal (desestabilizante) com 1% da soma das cargas verticais. Importante destacar que a carga desestabilizante pode assumir valores da ordem de 0,25% até 1% das cargas

	Ligação da base	Espessura da parede dos tubos		
		85%(Nominal)	Nominal	115%(Nominal)
Incremental 2D	Aporticada	140,0 kN	166,0 kN	185,0 kN
	Rotulada	72,0 kN	85,0 kN	90,0 kN
Carga crítica 2D	Aporticada	148,1 kN	166,4 kN	185,0 kN
	Rotulada	82,4 kN	92,4 kN	103,0 kN
Carga crítica 3D	Aporticada	95,1 kN	108,3 kN	120,6 kN
	Rotulada	48,2 kN	58,0 kN	64,0 kN

Tabela 1 – Estimativas de carga limite – análises numéricas.

verticais, sendo indicado o valor máximo quando se deseja simular, além das imperfeições, as ações oriundas do lançamento do concreto. A carga máxima de projeto avaliada segundo os critérios da norma NBR 8800 (2008) também indicou valor bem próximo aos experimentos (117 kN). É importante frisar que os valores experimentais correspondem às cargas de colapso já com alguma plastificação enquanto os resultados numéricos correspondem a uma análise, embora não linear geométrica, em regime linear elástico.



Figura 21 – Resumo comparativo das respostas.

### 8 Referências Bibliográficas

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2009). NBR 15.696. Formas e Escoramentos para *Estruturas de Concreto - projeto, dimensionamento e procedimentos*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). NBR 6591. *Tubos de Aço Carbono com Costura*. Brasil.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). NBR 5590. Tubos de Aço-carbono com ou sem Solda Longitudinal, Pretos ou Galvanizados - Especificação. BRASIL.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2008). NBR 8800. *Projeto de Estrutura de Aço e de Estrutura Mista de Aço e Concreto de Edificios*. Brasil

Chandrangsu, T; Rasmussen, K. (2011). Investigation of Geometric Imperfections and Joint Stiffness of Support Scaffold Systems. Journal of Constructional Steel Research, 67, pp. 576-584.

Coppel, T.; Coulon, J. (1963). *Echafaudages Tubulaires: théorie et pratique*. Paris, França.

Pfeil, W. (1987). *Cimbramentos*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Ltda.

Peng, J. (1994). Analysis Models and Design Guidelines for High-clearance Scaffold Systems. PhD dissertation, School of Civil Engineering, Purdue University. West Lafayette.

Peng, J.; Chan, S.; Wu, C. (2006). *Effects of Geometrical Shape and Incremental Loads on Scaffold Systems*. Journal of Constructional Steel Research , 63, pp. 448-459.

Weesner, L.; Jones, H. (2001). *Experimental and Analytical Capacity of Frame*. Engineering Structures, 23, p. 592-599.