



ANÁLISE DINÂMICA NÃO-LINEAR DE TORRES EM CONCRETO ARMADO SUBMETIDAS AO VENTO SINTÉTICO

Reyolando M.L.R.F. Brasil

(1) Professor Livre Docente, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

E-mail: rmlrdfbr@usp.br

Avenida Professor Almeida Prado, Trav. 2, 87 – 05508-900 São Paulo, SP, Brasil

Murilo Sasaki de Paula e Silva

(2) Aluno de Mestrado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

E-mail: murilosps@usp.br

Rua Vereador Tadao Sakai, 08737-140, Mogi das Cruzes-SP, Brasil

Resumo. O tema está relacionado com o constante crescimento da necessidade em implementar mais torres de telecomunicações, devido ao rápido crescimento da infraestrutura de telecomunicações no Brasil. Em geral, novos sistemas de transmissão e recepção de ondas eletromagnéticas estão sendo implantados. O objetivo deste trabalho é propor um procedimento seguro e eficiente para a análise dinâmica estrutural de torres de telecomunicações em concreto armado de grande esbeltez, com base em um modelo dinâmico não linear, submetendo à carga de vento. Estas cargas são simuladas pelo método do vento sintético proposta por Franco (1993). A análise do concreto armado será realizada de acordo com a NBR-6118 (ABNT, 2014). A fim de determinar com precisão a rigidez da estrutura submetida ao carregamento de vento, um método iterativo computacional será utilizado para discretizar a seção transversal em elementos finitos. Então, as tensões e a porção fissurada da seção transversal é calculada e parte-se para a determinação dos deslocamentos de cada elemento da torre. Em cada iteração, procedimento do tipo P-Delta, também será utilizado para levar em conta a não-linearidade geométrica da estrutura, e

então a rigidez efetiva dos elementos de concreto armado é recalculada. As condições de contorno do problema estão relacionadas com a restrição do nível de tensões, deslocamentos e frequências de vibração da estrutura. Uma análise dinâmica não linear será realizada, e o deslocamento da torre será determinado por cálculos iterativos considerando a resistência das seções de concreto fissuradas submetidas a esforços transversais e axiais.

Palavras-Chave: Análise dinâmica não-linear, carregamento de vento, concreto armado, rigidez efetiva, vento-sintético

1 INTRODUÇÃO

O tema escolhido está relacionado com a necessidade da implantação de inúmeras novas torres de telecomunicação decorrente do crescimento acelerado da infraestrutura de telecomunicações no Brasil. De um modo geral, novos sistemas de transmissão e recepção de ondas eletromagnéticas estão sendo implantados. Assim, o objetivo deste trabalho é propor um procedimento seguro e eficiente para a análise de torres de telecomunicações em concreto armado, de grande esbeltez, baseado num modelo dinâmico não-linear, com carregamento dado pelo método do vento sintético.

Primeiramente, apresenta-se a estrutura da torre de telecomunicação com suas características geométricas e físicas necessárias para análise do problema. Em seguida, apresenta-se a determinação do carregamento estático de vento proposto pela norma NBR-6123:1988. Calculam-se os esforços solicitantes em cada seção discretizada do modelo da torre a partir do método dos deslocamentos e em seguida propõe-se um processo iterativo para consideração da não-linearidade física e geométrica da estrutura. Apresenta-se o método do vento sintético proposto por FRANCO (1993) e realiza-se a análise dinâmica do problema a partir de uma configuração não-linear de equilíbrio obtida do carregamento estático da norma. Finalmente, comparam-se os resultados obtidos com os trabalhos de SILVA e BRASIL (2004a, 2004b) e são apresentadas as conclusões obtidas.

Para resolver os problemas propostos é necessária a utilização de várias ferramentas numéricas, tais como o método dos elementos finitos, análise dinâmica não-linear de estruturas de concreto armado e análise estocástica para determinação dos carregamentos decorrentes do método do vento sintético.

A análise do concreto armado será feita de acordo com a NBR-6118 (ABNT, 2014). Para obter com precisão a rigidez da estrutura submetida aos carregamentos, foi elaborado um programa computacional que discretiza a seção transversal de concreto armado em elementos finitos para determinar com exatidão as tensões em cada ponto da seção e a porção da seção transversal fissurada que deverá ser desprezada para o cálculo dos deslocamentos nas próximas iterações. Em cada iteração, um procedimento tipo P-Delta é utilizado para levar em conta a não linearidade geométrica, e a rigidez efetiva dos elementos em concreto armado é recalculada.

Para efeitos de comparação, será estudado o método de análise dinâmica-não linear para estruturas esbeltas submetidas a carregamento dinâmico proposto por SILVA e BRASIL (2004a, 2004b), em que o modelo apresentado por esses autores é baseado estritamente nos carregamentos estáticos e dinâmicos de vento propostos pela NBR-6123 (1988) e a não-linearidade da estrutura de concreto é considerada a partir de equações simplificadas, em função do nível dos esforços, que determinam a rigidez efetiva das seções de concreto armado. A rigidez efetiva dos elementos em concreto armado é calculada em função do nível de flexão da iteração. Considerando-se a rigidez efetiva obtida na última iteração, são então

calculadas as frequências e modos naturais de vibração da estrutura, os quais serão utilizados para o cálculo das respostas flutuantes do vento, de acordo com o modelo dinâmico discreto da NBR-6123 (ABNT, 1988). Os autores consideram que a estrutura, sob a excitação do vento, vibra em torno de uma configuração de equilíbrio dada pela análise não linear e sua amplitude de vibração é dada pela componente dinâmica da velocidade do vento.

2 ANÁLISE ESTÁTICA NÃO-LINEAR

2.1 Carregamento de Vento NBR-6123:1988

De acordo com a NBR-6123 (ABNT, 1988) V_0 é a velocidade média do vento sobre 3 segundos, a 10 metros de altura sobre o terreno, em um terreno plano sem rugosidade, com um período de retorno de 50 anos. O fator topográfico é S_1 , enquanto que a rugosidade do terreno é dada pelo fator S_2 , o qual é uma função dada por:

$$S_2 = bF_{(r)} (z/10)^p \quad (1)$$

Onde b , p e F_r são fatores os quais dependem das características do terreno, e z é a altura acima do nível do terreno em metros. O fator estatístico é S_3 . Ambos S_1 , S_2 e S_3 são dados em tabelas na NBR-6123 (ABNT, 1988). A velocidade característica do vento (metros por segundo) e a pressão do vento (Pascal) são respectivamente:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ e } q = 0.613 \cdot V_k^2 \quad (2)$$

A força devida ao vento (Newton) sobre uma área A (área, em metros quadrados, de projeção ortogonal de um determinado objeto sobre um plano vertical) é computada como:

$$F = q \cdot C_a \cdot A \quad (3)$$

Onde C_a é o coeficiente de arrasto. A norma NBR-6123 (ABNT, 1988) apresenta diversas tabelas para o cálculo dos valores de C_a .

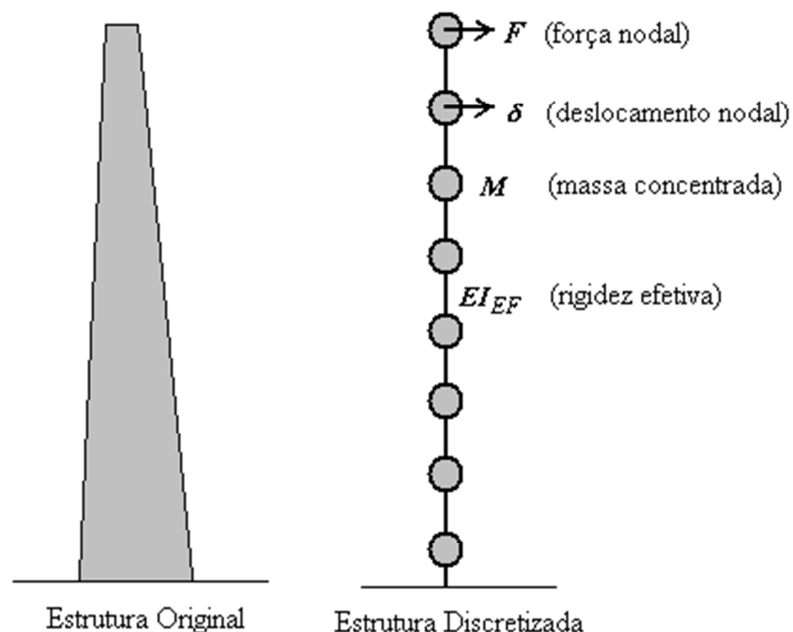


Figura 1 - Típica estrutura de torre de telecomunicações de concreto armado

2.2 Método P-delta e Rigidez Efetiva

Conforme sugerido por SILVA, M. Araújo; BRASIL R.M.L.R.F; ARORA J.S. Otimização de Torres de Telecomunicações em Concreto Armado Baseada em Resultados Experimentais. São Paulo, SP: UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO considera-se a não linearidade geométrica escrevendo o acréscimo de momento na posição de equilíbrio deformada, considerando as excentricidades, como pode ser visto na equação que descreve o método P- Δ (P-delta) a seguir:

$$\Delta M_{ki(j)} = \Delta N_{k(j)} (\delta_{i(j)} - \delta_{i(j-1)}) \text{ e } M_{ki(j)} = M_{ki(j-1)} + \Sigma \Delta M_{kl(j)} \quad (4)$$

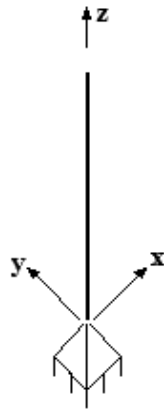
Onde,

- M_{ki} é o valor do momento característico no nó i ,
- N_{ki} é o valor da força normal característica no nó i ,
- δ_i é o valor do deslocamento no nó i ,
- j é a iteração,

Após a consideração da não-linearidade geométrica pelo método P-Delta, haverá alteração dos esforços solicitantes de cálculo e, se os esforços se alteram, os deslocamentos também se alteram, que por sua vez alteram, novamente, esforços internos. Uma referência

circular é criada, onde o deslocamento depende do esforço e o esforço depende do deslocamento.

O método da integração elástica é aplicado quando da análise da não linearidade da torre, de modo a se calcular os deslocamentos do eixo da peça para a seção fissurada e para os momentos de segunda ordem, a fim de se obter os esforços incluindo o comportamento não linear. A equação a seguir ilustra a equação diferencial da linha elástica para um pilar engastado na base, conforme a Figura 2.



$$\frac{dv_x}{dz} = \frac{M(y)}{EI(z)}$$

v_x : deslocamento na direção x

$M(y)$: momento fletor na direção y

$EI(z)$: produto de rigidez ao longo da altura z

Figura 2 – Pilar engastado na base

A partir da integração numérica pelo Método de Simpson da equação da linha elástica ao longo de toda a peça, determinam-se os deslocamentos e parte-se para nova determinação dos esforços solicitantes de segunda-ordem e novamente calculam-se os deslocamentos de segunda ordem sucessivamente até atingir tolerância aceitável.

Após determinação dos esforços de segunda ordem obtidos da realização das etapas anteriores obtêm-se as deformações lineares específicas das seções de cada segmento da torre conforme Figura 3.

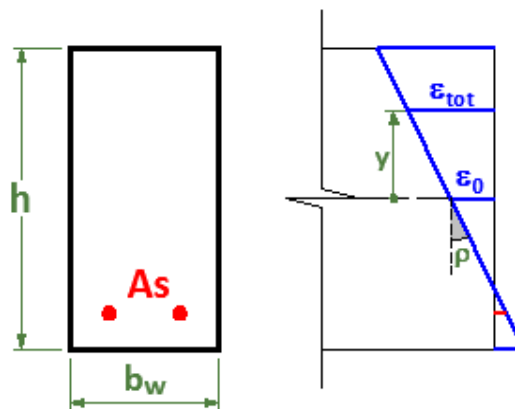


Figura 3 – Deformações mecânicas provenientes dos esforços solicitante na seção

A deformação linear específica total, respeitando a hipótese de manutenção da seção plana, fica caracterizada pela seguinte equação:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_0 + \rho \cdot y \quad (5)$$

onde,

ε_{tot} é a deformação linear específica total de uma fibra qualquer,

ε_0 é a deformação linear do centro geométrico da seção transversal,

ρ é a curvatura da seção transversal,

y é a distância do centro geométrico a fibra em análise.

Supõe-se que cada uma das seções transversais, de formato geométrico qualquer, serão discretizadas em uma malha de elementos retangulares, conforme a Fig. 4, na qual se imagina que cada elemento seja representado por sua deformação mecânica (ε), definida no centro geométrico do elemento. As barras de aço são representadas também pela posição de seu centro geométrico.

Conhecida a deformação de cada elemento, a tensão do mesmo pode ser obtida facilmente pelas relações constitutivas.

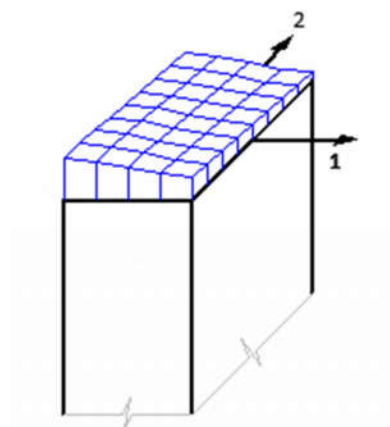


Figura 4 – Seção Transversal genérica discretizada em elementos de área

Os esforços internos solicitantes são calculados, em relação ao centro geométrico da seção bruta de concreto, pelas seguintes equações:

$$N_{Rd} = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci,\theta} \cdot A_{ci} + \sum_{j=1}^{ns} \sigma_{sj,\theta} \cdot A_{sj} \quad (6)$$

$$M_{Rd} = \sum_{i=1}^{nc} \sigma_{ci,\theta} \cdot y_{ci} \cdot A_{ci} + \sum_{j=1}^{ns} \sigma_{sj,\theta} \cdot y_{sj} \cdot A_{sj} \quad (7)$$

Onde,

n_c é o número de elementos de concreto da malha discretizada,

n_s é o número de barras de aço na seção transversal,

$\sigma_{ci,\theta}$ é a tensão no elemento “i” de concreto,

$\sigma_{sj,\theta}$ é a tensão na barra “j” de aço,

A_{ci} é a área do elemento “i” de concreto,

A_{sj} é a área da barra “j” de aço.

A partir da determinação dos esforços internos e a configuração de equilíbrio da seção, determina-se a inércia da seção fissurada I_2 a partir da somatória dos momentos de inércia das seções de concreto não-fissuradas. Com esta nova inércia, obtém-se o produto de rigidez efetivo das seções ao longo da altura da torre.

Com a rigidez efetiva calcula-se novamente os deslocamentos de segunda ordem e assim sucessivamente repetem-se as etapas anteriores gerando uma referência circular onde a curvatura depende dos esforços, que dependem dos deslocamentos que por sua vez voltam a depender da curvatura.

A saída para a referência circular criada é ficar fazendo iterações sucessivas, quantas vezes forem necessárias até que em uma determinada iteração, os deslocamentos d_i não se alterem significativamente (além de um valor especificado) em relação aos valores obtidos na iteração anterior, garantindo a convergência da solução. Se após um grande número de iterações, mesmo assim a convergência não for obtida, pode-se estabelecer problema de equilíbrio, caracterizando instabilidade da peça.

3 ANÁLISE DINÂMICA EM TORNO DA CONFIGURAÇÃO NÃO-LINEAR

3.1 Modos de Vibração

A fim de obter a resposta dinâmica da estrutura realiza-se inicialmente uma análise da estrutura submetida a vibrações livres para obtenção dos modos de vibração da mesma. Para tanto, implementa-se no programa uma rotina de cálculo para obtenção das frequências naturais e respectivos modos de vibração a partir do método “Matrix Iterations” proposto por W.CLOUGH & JOSEPH PENZIEN (2003).

O método utilizado para determinar as frequências naturais para uma estrutura de “n” graus de liberdade é separado em duas etapas. Primeiro calcula-se o primeiro modo de

vibração da estrutura e sua correspondente frequência natural. Em seguida, parte-se para a determinação dos demais modos de vibração da estrutura. A seguir apresentam-se estas etapas e os passos seguidos em cada uma delas:

1ª etapa – obtenção do primeiro modo de vibração e frequência natural

- 1) Calcula-se a matriz de flexibilidade reduzida [f] da estrutura (apenas considerando-se os graus de liberdade livres),
- 2) Multiplica-se a matriz de massa [M] pela matriz de flexibilidade [f] obtendo-se a matriz dinâmica [D] da estrutura,
- 3) Obtém-se o vetor de deslocamentos modais $\{\bar{v}^1\}$ multiplicando-se a matriz dinâmica [D] pelo vetor de deslocamentos inicial normalizado estimado $\{v^0\}$
- 4) Normaliza-se o vetor de deslocamentos modais $\{\bar{v}^1\}$ obtendo-se $\{v^1\}$
- 5) Repetem-se os passos 3 e 4 até se obter boa convergência para o valor dos deslocamentos modais.
- 6) Obtém-se a frequência do primeiro modo de vibração da estrutura dividindo-se o maior valor do vetor de deslocamentos modais da iteração anterior v^{i-1} pelo correspondente valor do vetor de deslocamentos modais normalizado da iteração atual \bar{v}^i

2ª etapa – obtenção dos demais modos de vibração e frequências naturais

- 1) Calcula-se o valor da matriz de massa generalizada M_i para cada um dos modos de vibração,
- 2) Calcula-se a matriz de transformação do primeiro modo de vibração Φ_i dada por $[S_1] = \frac{1}{M_i} \Phi_i \Phi_i^T m$,
- 3) Calcula-se a matriz dinâmica do segundo modo de vibração $[D_2]$ multiplicando-se a matriz de transformação do primeiro modo de vibração $[S_1]$ pela matriz dinâmica do primeiro modo de vibração [D].
- 4) Obtém-se o vetor de deslocamentos modais do segundo modo $\{\bar{v}_2^1\}$ multiplicando-se a matriz dinâmica do segundo modo $[D_2]$ pelo vetor de deslocamentos inicial normalizado estimado para o segundo modo $\{v_2^0\}$
- 5) Normaliza-se o vetor de deslocamentos modais $\{\bar{v}_2^1\}$ obtendo-se $\{v_2^1\}$
- 6) Repetem-se os passos 4 e 5 até se obter boa convergência para o valor dos deslocamentos modais.
- 7) Obtém-se a frequência do segundo modo de vibração da estrutura dividindo-se o maior valor do vetor de deslocamentos modais da iteração anterior v^{i-1} pelo correspondente valor do vetor de deslocamentos modais normalizado da iteração atual \bar{v}^i
- 8) Repetem-se os passos 2 a 7 para os demais modos de vibração.

3.2 Vento Sintético

Os efeitos dinâmicos de vento sobre a torre em questão serão analisados seguindo metodologia sugerida pelo trabalho FRANCO (1993). Trata-se de uma simulação tipo Monte Carlo, com base em espectro de velocidades de vento do Prof. A. Davenport, da University of Western Ontário, Canadá.

Carril C. F. J. (2000) calcula a pressão de vento para rajadas de 3 segundos e para o vento médio de 10 minutos para as características do local e altura de cada ponto da estrutura. O

vento médio de 10 minutos é considerado como um efeito estático (~48% da pressão do vento). A diferença entre as duas pressões é considerada como a parte flutuante da excitação de vento (~52% da pressão do vento).

$$p_f = p_3 - p_{600} = 0,613(V_3^2 - V_{600}^2)C_p \quad (8)$$

Onde V_3 é a velocidade de pico, V_{600} é a velocidade média, p_3 e p_{600} são as pressões obtidas com a velocidade média do vento no tempo de 3 segundos e 600 segundos, respectivamente, e C_p é o coeficiente de pressão.

Toma-se o espectro de potência das velocidades de vento de Davenport modificado como padrão:

$$\frac{nS(n)}{u^2} = 4 \frac{x^2}{(1+x^2)^{\frac{4}{3}}} \quad (9)$$

Com,

$$x = \frac{1220n}{U_0} \quad (10)$$

$$U_0 = 0,69V_0 \quad (11)$$

Onde V_0 é a velocidade característica do vento na região fornecida pela NBR-6123. O espectro de potência $S(n)$ em questão, em escala logarítmica, é mostrado na Figura 4.

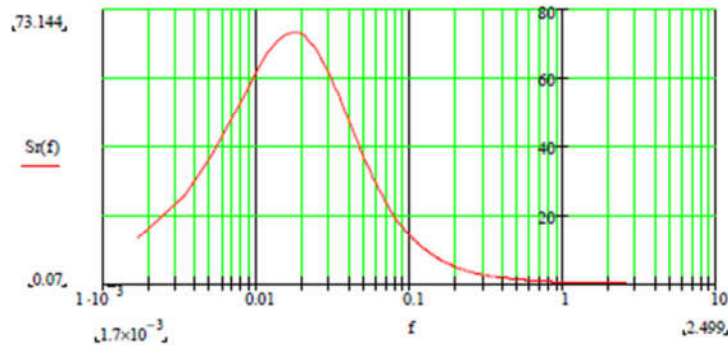


Figura 5 –Variação da pressão ao longo de um bocal: dados experimentais

A seguir, divide-se esse espectro em certo número de faixas de frequências. A proposta de Franco adota 11 divisões, com a quarta delas centrada na frequência do primeiro modo natural da estrutura. As demais são centradas em valores de frequência que são obtidos multiplicando essa frequência por 2 elevado a expoentes fracionários ou inteiros (0.125, 0.25, 0.5, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7). A relação entre as áreas de cada uma dessas faixas e a área total do espectro dá a amplitude relativa dos harmônicos que se poderiam obter desse diagrama. Cada uma dessas áreas dá:

$$C_k = \sqrt{2 \int_{(k)} S(n) dn} \quad (12)$$

A seguir, supõe-se que o espectro de pressões $S_{p'}$ é proporcional ao de potências de velocidades, como de fato o é:

$$S_{p'}(z, n) = (\rho c U_z)^2 S(z, n) \quad (13)$$

Onde,

- ρ é a densidade do ar;
- c é o coeficiente aerodinâmico;
- U_z é a velocidade média na altura z .

A pressão flutuante total é decomposta em amplitudes para cada harmônico utilizando as porcentagens calculadas no espectro de potência das velocidades. Sabendo que a amplitude máxima da pressão flutuante pode ser escrita como uma parcela da pressão total, $p'(t) = \alpha p$, as amplitudes dos componentes harmônicos de $p'(t)$ podem ser escritas na forma:

$$p'_k = \frac{C_k}{\sum_{k=1}^m C_k} p' = c_k p' \quad (14)$$

A construção das séries de carregamentos para a geração dos históricos de carga baseia-se na superposição dos componentes harmônicos com ângulos de fases indeterminados. Assim, estes últimos representam a componente aleatória do processo.

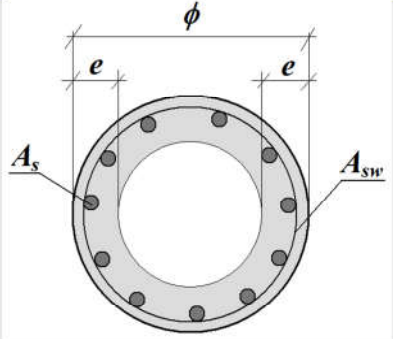
$$p'(t) = \sum_{k=1}^m c_k p' \cos\left(\frac{2\pi n_r}{r_k} t - \theta_k\right) \quad (15)$$

4 RESULTADOS DA ANÁLISE

A fim de demonstrar os resultados obtidos, realiza-se a análise de uma torre de concreto armado pré-moldado, composta por segmentos tubulares de seção circular de diâmetro externo constante de 1 m e paredes de 12 cm de espessura. A altura total fora do solo considerada é de 40 m, considerada engastada na base.

- Seção tubular de diâmetro externo constante de 1m e paredes de 12 cm de espessura
- Altura total fora do solo de 40 m
- Concreto $f_{ck} = 45$ Mpa, $\gamma_c = 1,3$ (pré-moldados), densidade 2500 kg/m^3 , $E_c = 46$ GPa
- Aço CA-50, $s = 1,15$, densidade 7800 kg/m^3 , $E_s = 210$ GPa
- Coeficiente de amortecimento ξ : 2,5% (adotado como usual para torres de concreto armado conforme sugerido por Brasil, R. M. L. R. F., Pauletti, R. M.O., Carril Jr, C.F.C e Lanza, E.C. (2003))
- Índice de esbeltez $\lambda = \frac{L_f}{i} = 219$

Dados da estrutura e materiais	
Diâmetro externo ϕ (m)	1,00
Diâmetro interno (m)	0,76
Altura (m)	40,00
Discretização (nº de divisões)	10,00
E (kN/m ²)	3,43E+07
Armadura (cm ²)	5,00
I _x (m ⁴)	0,033
Área (m ²)	0,33
F _{ck} (Mpa)	45,00
F _{yk} (Mpa)	500,00
Cobrimento (cm)	6,00
Diâmetro das barras (mm)	25,00
Quantidade de barras	40,00
E _s (kN/m ²)	2,10E+08
γ_c	1,30
γ_s	1,15
I _s (m ⁴)	0,0112
alfa e	6,13
alfa i	0,91
γ_{f3}	1,10
Dados da análise modal	
Discretização (nº de divisões)	6,00
massa linear (kN.s ² /m/m)	0,85
massa no topo (kN.s ² /m)	0,00
Coeficiente de amortecimento (%)	2,50
Número de séries de carregamentos	20,00
Nº de passos da iteração	400,00



Inicializacao	
Análise Estática Linear - NBR6123	Cálculo das Frequências Naturais
Análise Estática NLG - NBR6123	Cálculo da Resposta Dinâmica
Análise Estática NLFG - NBR6123	Análise Dinâmica NLFG - Vento Sintético

Figura 6 – Tela de entrada de dados do programa de análise

A pressão de vento para análise estática da estrutura foi determinada conforme propõe a NBR-6123/1988 – “Forças devido aos Ventos em Edificações”

Foram adotados os seguintes elementos para análise:

- velocidade básica do vento $V_0 = 40 \text{ m/s}$

- fator topográfico $S_1 = 1$
- categoria do terreno e altura $S_2 = \text{Cat. IV, Classe C, } (b=0,84; p=0,135; Fr=0,95)$
- fator estatístico: $S_3 = 1,1$
- velocidade característica do vento $V_k = V_0 S_1 S_2 S_3$
- pressão dinâmica do vento $q = 0,613 V_k^2$
- coeficiente de arrasto para a torre: $C = 0,6$
- coeficiente de arrasto para a escada: $C = 1,2$
- coeficiente de arrasto para a esteira: $C = 0,8$

Tabela 1 – Pressão de vento aplicada sobre a torre (kN/m²)

Cota	Vento					Pressao	Torre	Escada	Esteira	Total
	z (m)	V0 (m/s)	S1	S2	S3					
60,0	40	1	1,02	1,1	44,7	1,23	0,74	0,07	0,15	0,96
54,0	40	1	1,00	1,1	44,1	1,19	0,71	0,07	0,14	0,93
48,0	40	1	0,99	1,1	43,4	1,15	0,69	0,07	0,14	0,90
42,0	40	1	0,97	1,1	42,6	1,11	0,67	0,07	0,13	0,87
36,0	40	1	0,95	1,1	41,7	1,07	0,64	0,06	0,13	0,83
30,0	40	1	0,93	1,1	40,7	1,02	0,61	0,06	0,12	0,79
24,0	40	1	0,90	1,1	39,5	0,96	0,57	0,06	0,11	0,75
18,0	40	1	0,86	1,1	38,0	0,89	0,53	0,05	0,11	0,69
12,0	40	1	0,82	1,1	36,0	0,79	0,48	0,05	0,10	0,62
6,0	40	1	0,74	1,1	32,8	0,66	0,40	0,04	0,08	0,51
0,0	40	1	0,00	1,1	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

4.1 Análise Estática Não-linear

A seguir apresentam-se os resultados de deslocamentos e esforços solicitantes de primeira ordem, segunda ordem, e segunda ordem com não linearidade física, considerando 100% da parcela de vento calculado pela NBR-6123 como carga estática.

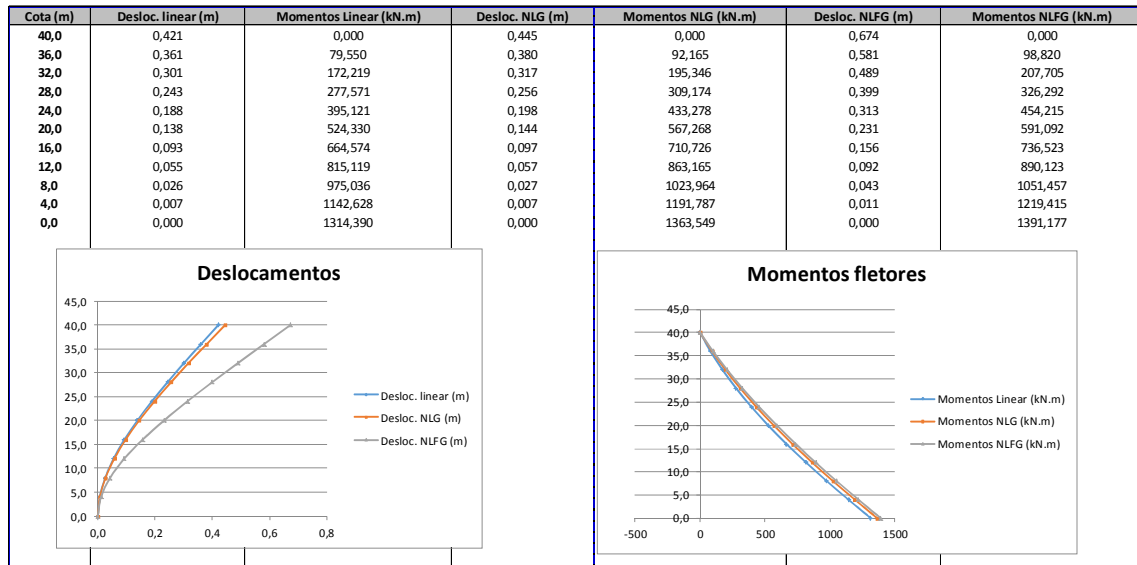


Figura 7 – Resultados da análise não-linear estática com 100% da carga de vento

4.2 Análise Dinâmica Não-linear

A seguir apresentam-se os resultados após aplicação de 48% da carga de vento como carga estática, gerando redução de até 37% do produto de rigidez da estrutura. A partir da configuração estática não-linear obtida, apresentam-se os resultados da análise dinâmica considerando 52% da carga de vento como parcela dinâmica aplicando-se o método do Vento Sintético:

Desloc. NLFG (m)	Momentos NLFG (kN.m)	M_rigidez	Porcentagem
0,591	0,000	1505077,903	100,00%
0,509	93,433	1505089,483	100,00%
0,428	193,811	1505089,483	100,00%
0,349	300,872	1505089,483	100,00%
0,273	414,355	1505089,483	100,00%
0,202	533,994	1505089,483	100,00%
0,136	659,510	998780,425	66,36%
0,080	790,642	965628,928	64,16%
0,037	927,085	953094,860	63,33%
0,010	1067,891	947959,171	62,98%
0,000	1210,381	945857,312	62,84%

Figura 8 – Resultados da análise não-linear estática com 48% da carga de vento

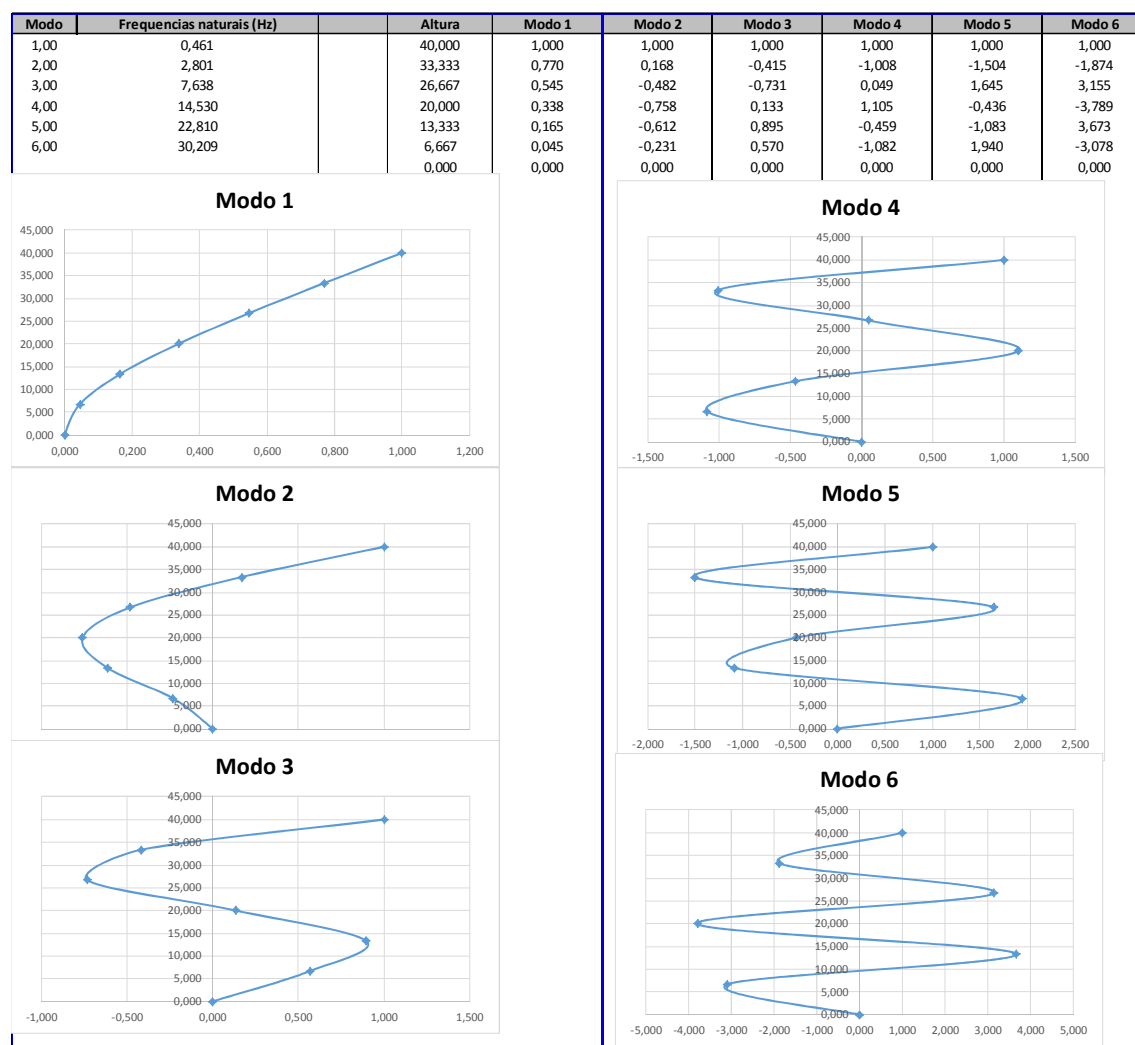


Figura 9 – Análise dos modos a partir da configuração de equilíbrio estática não-linear

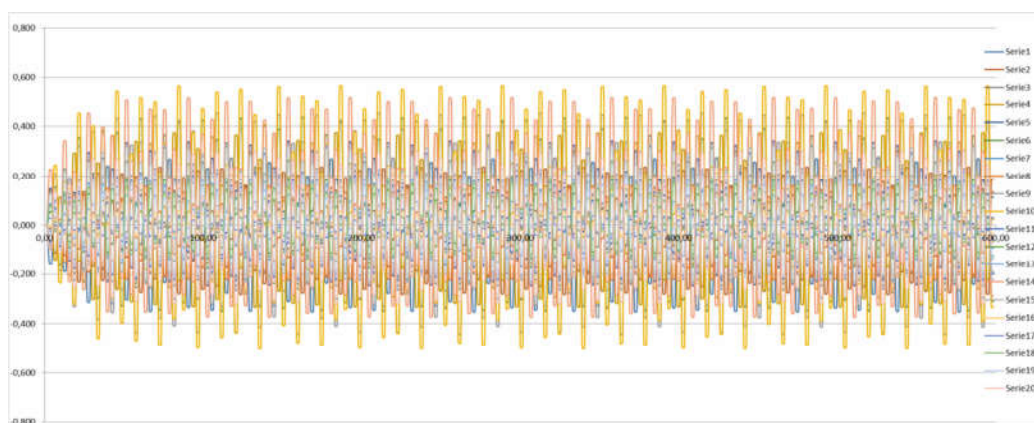


Figura 10 – Resposta dinâmica da estrutura submetida ao vento sintético – Máx. deslocamento = 0,564 m

Tabela 2 - Deslocamento total da análise dinâmica não-linear

Cota (m)	Desloc. dinâmico(m)
40,0	1,155
33,3	0,943
26,7	0,735
20,0	0,540
13,3	0,366
6,7	0,227
0,0	0,000

5 CONCLUSÕES

A partir da análise realizada, pôde-se observar que a análise dinâmica não-linear para estruturas esbeltas, como é o caso das torres de telecomunicação em concreto armado, é essencial pois leva a deslocamentos, e portanto esforços na estrutura, até três vezes maiores do que aqueles obtidos pela simples análise estática linear da estrutura. Esta diferença pode ser relacionada ao fato de que os deslocamentos e a frequência natural da estrutura isostática estudada são consideravelmente sensíveis à diminuição do produto de rigidez dos segmentos inferiores da torre.

O método do “vento sintético” sugerido pelo Prof. Mário Franco permite um enfoque estocástico coerente com a aleatoriedade dos efeitos do vento.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio proporcionado pela FAPESP, Fundação de Apoio à Pesquisa do Estado de São Paulo, e pelo CNPQ.

REFERENCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. ABNT. Rio de Janeiro. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6123 – Forças Devido ao Vento em Edificações. ABNT. Rio de Janeiro. 2004.

FRANCO, M “Direct along-wind dynamics analysis of tal structures”, Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo BT/PEF/9303, São Paulo, 1993.

Brasil, R. M. L. R. F., Pauletti, R. M.O., Carril Jr, C.F.C e Lanza, E.C. (2003), Efeito do Vento sobre uma Torre para Telecomunicações em Concreto Pré-moldado, V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo.

Silva, M. A. e Brasil, R. M. L. R. F., (2003), Otimização de Torres em Concreto Armado para Telecomunicações, V SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, São Paulo.

Silva, M. A. e Brasil, R. M. L. R. F., (2004a), Técnicas de Otimização Aplicadas a Resultados Experimentais no Estudo da Redução da Rigidez Flexional em Estruturas de Concreto Armado, Boletim Técnico da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, BT/PEF/0401, São Paulo.

Silva, M. A. e Brasil, R. M. L. R. F., (2004b), Nonlinear Dynamic Analysis Based on Experimental Results of RC Towers for Telecommunication Subjected to Wind Loading, a ser publicado nos anais do DINCON 2004 -3º Congresso Temático de Dinâmica e Controle da SBMAC, Ilha Solteira-SP.

SILVA, M. Araújo; BRASIL R.M.L.R.F; ARORA J.S. Otimização de Torres de Telecomunicações em Concreto Armado Baseada em Resultados Experimentais. São Paulo-SP

W.CLOUGH & JOSEPH PENZIEN (2003), Dynamic of Structures. 3ª Edição. Berkeley, CA 94704. Computers & Structures, Inc. 752 páginas.

Carril C. F. J. (2000), Análise Numérica e Experimental do Efeito Dinâmico do Vento em Torres Metálicas Treliçadas para Telecomunicações, Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações. São Paulo-SP.