

No linealidad geométrica en torres atirantadas

Vivian Elena Parnás

Correo electrónico: vivian@civil.cujae.edu.cu

Artículo Original

Ingrid Fernández Lorenzo

Correo electrónico: ingridfl@civil.cujae.edu.cu

Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba

Resumen

Las torres atirantadas son estructuras con un alto comportamiento estructural no lineal geométrico bajo la acción de cargas de viento extremas. La no linealidad es debida a los cambios en la rigidez que experimentan los cables que las estabilizan, lo cual se produce a partir de los desplazamientos de la estructura bajo cargas de diseño y la consecuente variación de tensión en los cables. Los cables a barlovento incrementan los valores de tensión mientras que los cables a sotavento experimentan distensión. Este trabajo tiene por objeto estudiar las variaciones en los esfuerzos internos obtenidos en los elementos de una torre atirantada bajo carga de viento extrema considerando la no linealidad geométrica y sin considerarla, a fin de valorar la necesidad de este tipo de análisis. Los resultados obtenidos de la modelación de la torre reflejaron incrementos significativos en los esfuerzos para todos los elementos, confirmando la necesidad de aplicación de análisis no lineal en torres bajo carga de viento extrema. Los resultados permiten afirmar que la no consideración de la no linealidad geométrica produce un aumento de la vulnerabilidad de las torres cuando estas se encuentran bajo carga de viento extrema.

Palabras clave: análisis no lineal de estructuras, torres atirantadas, carga de viento

Recibido: 4 de julio de 2011

Aprobado: 27 de agosto de 2011

INTRODUCCIÓN

Las torres atirantadas de celosía son estructuras de gran complejidad debido a la presencia de cables para garantizar su estabilidad, los cuales le confieren al conjunto un comportamiento caracterizado por la no linealidad geométrica producto de la variación de la rigidez de los mismos y a los desplazamientos horizontales de la estructura frente a cargas de viento. Cuando una torre atirantada es sometida a la acción del viento, se deforma lateralmente, y se desplaza el punto de apoyo de los cables en la torre; consecuentemente se modifica el perfil del cable y la componente horizontal en sus extremos. Los cables que se encuentran a barlovento aumentan su tensión mientras que los que se encuentran a sotavento experimentan una disminución de la misma y un aumento notable de la flecha, con lo cual las expresiones lineales de cálculo dejan de ser válidas y deben utilizarse otros métodos para determinar su respuesta.

La forma primaria empleada para modelar los cables en una torre atirantada fue cambiarlos por apoyos elásticos.

Así, los cables de diferentes niveles quedaban sustituidos por resortes lineales en la dirección del viento, con rigidez calculada de acuerdo con las propiedades elásticas del cable y al ángulo de inclinación con la torre y una fuerza vertical en ese punto dada por su tensión inicial. [1] Más tarde se incorporaron modelos de representación por medio de barras rectas, con fuerza inicial de tesado y rigidez reducida calculada a través de un módulo equivalente o módulo de Ernst, que tiene en cuenta la variación de rigidez horizontal debido a la flecha. Este sistema resulta satisfactorio para cables sometidos a gran tensión. Asumiendo un perfil parabólico del cable, Shears [2] definió la rigidez horizontal de cable a partir de la rigidez elástica y geométrica del mismo. Esta formulación fue utilizada por Davenport y Gerstoft [1] en las modelaciones realizadas para análisis dinámicos de torres atirantadas y más tarde en investigaciones sobre el comportamiento no lineal de cables tensados bajo viento turbulento [3].

En estudios posteriores Kiureghian y Sackman [4] obtuvieron una fórmula analítica para obtener la rigidez geométrica bajo peso propio e hicieron comparaciones con la conocida fórmula de Ernst para simular el comportamiento del cable a partir de una barra. Ellos llegaron a la conclusión de que la fórmula de Ernst no aportaba valores confiables cuando los cables se destensaban o eran inclinados. Una forma desarrollada en los últimos años, con el uso de los métodos de elementos finitos, es la de calcular analíticamente la deformada del cable bajo fuerza de tesado y peso propio, a partir de la cual se comienza el análisis de la estructura. Esta deformada o configuración inicial puede ser modelada por una serie de elementos rectos con capacidad nula a la compresión. La discretización de cada cable en varios elementos rectos pequeños permite una mejor simulación del problema.

Los estudios más recientes relacionados con torres atirantadas están encaminados a la aplicación de modelos de elementos finitos para el análisis de torres atirantadas frente a la acción del viento y de sismo, teniendo en cuenta la no linealidad geométrica y considerando los cables como elementos de perfil catenaria [5-10]. Esta investigación se propone realizar una comparación entre las fuerzas interiores obtenidas en los elementos de una torre sometida a carga de viento extrema, mediante el análisis lineal y no lineal, a partir de la modelación computacional de la estructura.

DESARROLLO

Teoría del cable en la torre

Los cables de una torre atirantada son inclinados y se encuentran fijos en su extremo más bajo y suspendidos del otro, el cual admite desplazamientos dl y dh en las direcciones horizontal y vertical respectivamente. Al desplazarse la torre, se introducen variaciones dH y dV de las reacciones horizontales y verticales H y V , en el extremo del cable (figura1).

Se asume que los valores de H y V iniciales en la parte superior del cable para el estado inicial (sin carga de viento) son conocidos y determinados por las ecuaciones:

$$l = \frac{HL_0}{EA} + \frac{HL_0}{W} \left[\sinh^{-1}\left(\frac{V}{H}\right) - \sinh^{-1}\left(\frac{V-W}{H}\right) \right] \quad (1)$$

$$h = \frac{WL_0}{EA} \left(\frac{V}{W} - \frac{1}{2} \right) + \frac{HL_0}{W} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{V}{H}\right)^2} - \sqrt{1 + \left(\frac{V-W}{H}\right)^2} \right] \quad (2)$$

$$L_0 = \frac{H}{q} \left(\sinh \frac{qL_2}{H} + \sinh \frac{qL_1}{H} \right) = \frac{H}{q} \left(\sinh \frac{qL}{H} - 2 \sinh \frac{qL_1}{H} \right) \quad (3)$$

donde:

H : Fuerza horizontal en el extremo del cable.

V : Fuerza vertical en el extremo del cable.

W : Peso propio del cable (mgL_0).

L_0 : Longitud deformada del cable.

Entonces, estas funciones pueden ser escritas como:

$$l = f(H, V) \quad (4)$$

$$h = g(H, V) \quad (5)$$

De modo que las variaciones pueden ser expresadas mediante las funciones:

$$dl = \frac{\partial f}{\partial H} dH + \frac{\partial f}{\partial V} dV \quad (6)$$

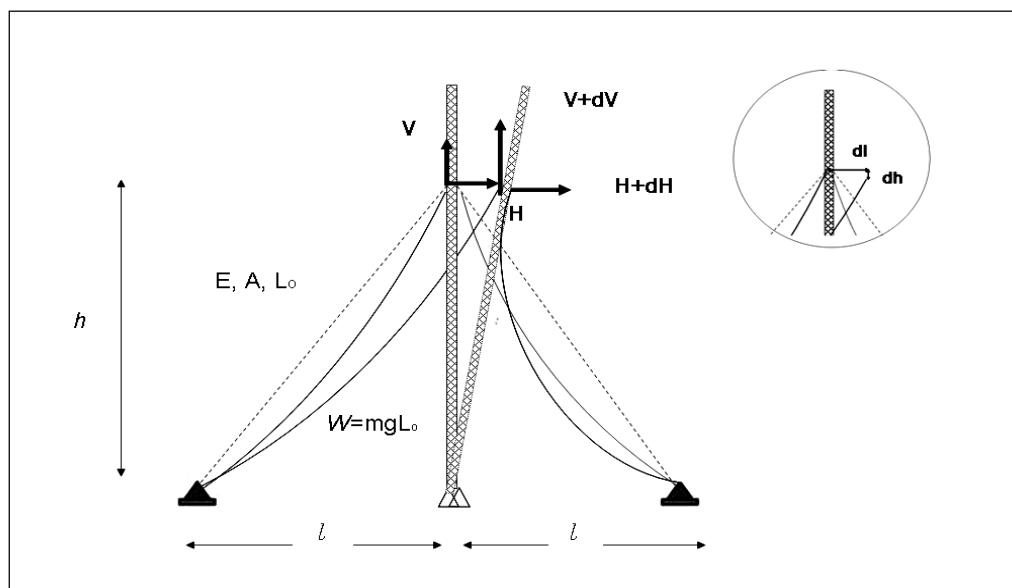


Fig. 1. Esquema deformado de la torre con variación del perfil de cable debido a la carga horizontal.

$$dh = \frac{\partial g}{\partial H} dH + \frac{\partial g}{\partial V} dV \quad (7)$$

En notación matricial y en función de la rigidez estas ecuaciones pueden expresarse como:

$$\begin{Bmatrix} dH \\ dV \end{Bmatrix} = K \begin{Bmatrix} dl \\ dh \end{Bmatrix} \quad (8)$$

$$K = F^{-1} \quad (9)$$

donde:

Y, F es la matriz flexibilidad del cable y puede ser expresada por:

$$F = \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial H} & \frac{\partial f}{\partial V} \\ \frac{\partial g}{\partial H} & \frac{\partial g}{\partial V} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \quad (10)$$

De las ecuaciones 1 y 2, se obtienen los términos:

$$f_{11} = \frac{\partial f}{\partial H} = \frac{L_0}{EA} + \frac{L_0}{W} \left[\operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{V}{H} \right) - \operatorname{senh}^{-1} \left(\frac{V-W}{H} \right) \right] + \frac{L_0}{W} \left[-\frac{V/H}{\sqrt{1+(V/H)^2}} + \frac{(V-W)/H}{\sqrt{1+((V-H)/H)^2}} \right] \quad (11)$$

$$f_{12} = \frac{\partial f}{\partial V} = \frac{L_0}{W} \left[\left\{ 1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2 \right\}^{-1/2} - \left\{ 1 + \left(\frac{V-W}{H} \right)^2 \right\}^{-1/2} \right] \quad (12)$$

$$f_{21} = \frac{\partial g}{\partial H} = \frac{L_0}{W} \left[\left\{ 1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2 \right\}^{1/2} - \left\{ 1 + \left(\frac{V-W}{H} \right)^2 \right\}^{1/2} \right] + \frac{2L_0}{W} \left[-\frac{V^2/H^2}{\left\{ 1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2 \right\}^{1/2}} + \frac{(V-W)^2/H^2}{\left\{ 1 + \left(\frac{V-W}{H} \right)^2 \right\}^{1/2}} \right] \quad (13)$$

$$f_{22} = \frac{\partial g}{\partial V} = \frac{L_0}{EA} + \frac{L_0}{W} \left[-\frac{V/H}{\left\{ 1 + \left(\frac{V}{H} \right)^2 \right\}^{1/2}} + \frac{(V-W)/H}{\left\{ 1 + \left(\frac{V-W}{H} \right)^2 \right\}^{1/2}} \right] \quad (14)$$

La matriz rigidez K estará dada por:

$$K = \begin{bmatrix} f_{11} & f_{12} \\ f_{21} & f_{22} \end{bmatrix} \frac{1}{f_{11}f_{22} - f_{12}f_{21}} \quad (15)$$

En términos generales puede expresarse como:

$$P = KeU + KgU \quad (16)$$

$$P = KU \quad (17)$$

donde:

K : Matriz rigidez total que contiene los términos lineales y no lineales del elemento.

P : Matriz de las fuerzas.

U : Matriz de los desplazamientos.

Debido a la no linealidad geométrica, los elementos de la matriz K deben ser constantemente actualizados. En este caso, los desplazamientos dh son mucho menores que los desplazamientos dl , por lo que pueden ser despreciados sin errores significativos. Las variaciones dH y dV pueden ser determinadas entonces por medio de las ecuaciones (18 – 19).

$$dH = \frac{f_{22}}{f_{11}f_{22} - f_{12}f_{21}} dl \quad (18)$$

$$dV = \frac{-f_{21}}{f_{11}f_{22} - f_{12}f_{21}} dl \quad (19)$$

Para resolver casos de relaciones no lineales, se aplican métodos iterativos que adoptan inicialmente el valor de la variable desconocida, la cual se modifica a medida que se plantea la exigencia que esta debe cumplir para establecer las ecuaciones de equilibrio. Al mismo tiempo se establece cuál es el valor del error máximo admisible entre las variables obtenidas y la adoptada inicialmente. El método iterativo más comúnmente utilizado es el de Newton Raphson, y fue con él que se trabajó debido a que el software de cálculo empleado en este estudio lo tiene incorporado. [11] Este método presupone conocido el valor del esfuerzo axial a partir del cual se puede conocer la rigidez de segundo orden de cada elemento y de la estructura en su conjunto, válida para el valor adoptado.

Descripción del modelo utilizado

La torre seleccionada para el estudio comparativo está compuesta por el fuste de 75 m de altura (estructura reticulada espacial) formado por elementos columna, diagonales y tranques y por un sistema de cables en tres direcciones de anclaje que se sujetan a diferentes alturas. La sección transversal del fuste es triangular equilátera de ancho 1,4 m. Las columnas que conforman las aristas, son perfiles

angulares de alas similares de longitud igual a 75 mm y 8 mm de espesor colocados a 60° y unidos por planchas. Los elementos de arriostre horizontal, denominados en este trabajo tranques, se conforman de perfiles angulares de alas iguales, de 50 mm de longitud y espesor de 5 mm. Las diagonales son cruzadas y compuestas por perfiles angulares de alas iguales de 40 mm de longitud y 4 mm de espesor. Posee 5 niveles de cables, incluyendo los sistemas de reducción de torsión. En la tabla 1 y figura 2 se definen las características de disposición de cables y antitorsos.

Nivel	Tipo*	Ángulo con la torre (grados)	Tipo de cable**	Φ (mm)	Carga de rotura (kN)
1	TSB (1)	58,39	1X7+0	13	162
2	ATB (2)	37,41	1X7+0	13	162
3	TSM (1)	29,48	1X7+0	13	162
4	ATA (2)	35,26	1X7+0	13	162
5	TSA (1)	28,66	1X19+0	16	235

* La nomenclatura está referida al tipo, simple o antitorsor, y el número entre paréntesis indica la cantidad de cables que llegan al nivel desde los anclajes.

** La nomenclatura se refiere al número de cordones, número de cables y tipo de alma del cable.

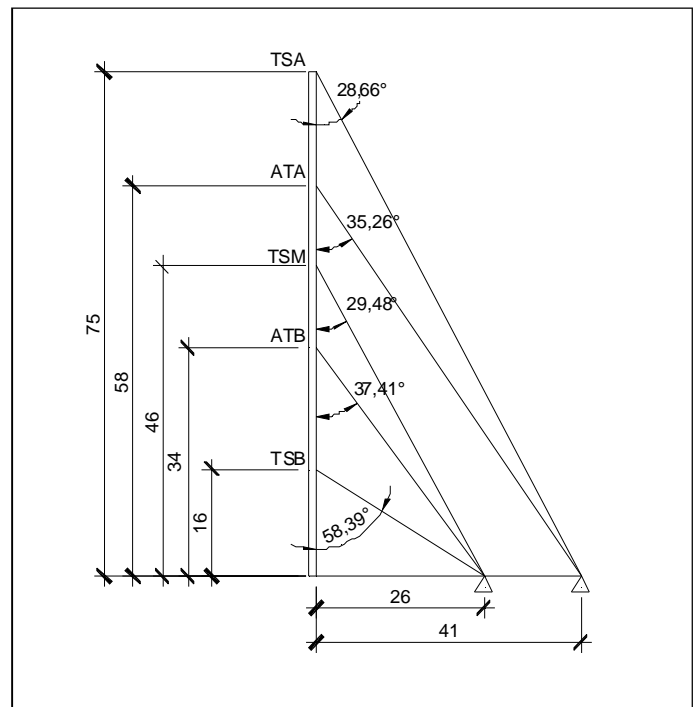


Fig. 2. Modelo de torre seleccionada para el estudio comparativo. Dimensiones en metros

No linealidad de la torre en el rango de los vientos extremos de Cuba

En las torres atirantadas, en condiciones de trabajo sin grandes cargas de viento, todos los cables se mantienen dentro de un rango de tensiones relativamente alto, que les permite un comportamiento aproximadamente lineal; sin embargo, cuando la acción de la carga de viento alcanza valores significativos, provoca en la torre el destensado o relajamiento de los cables a sotavento y su comportamiento se vuelve altamente no lineal. Para poder evaluar si el efecto de la no linealidad es significativo dentro del rango en que varían las velocidades de viento sobre las torres en estudio, se realizó el análisis no lineal y lineal aplicando diferentes valores de carga de viento a la torre.

Resultados

Dos opciones de análisis no lineal fueron realizadas, una considerando solo la no linealidad geométrica de los cables (ANL) y la otra considerando también la no linealidad en los elementos del fuste (ANL P-Δ). Los resultados arrojaron, en la mayoría de los parámetros de análisis, que el efecto de no linealidad en las barras del fuste no es significativo, esto se explica por las pequeñas deformaciones entre los extremos de cada una de las barras con relación a los desplazamientos del conjunto. Los parámetros de comparación entre los dos métodos de análisis fueron: fuerza en los cables, reacciones en anclajes, fuerzas en los elementos del fuste (columnas, diagonales y tranques) y los desplazamientos en el fuste, analizados para tres direcciones de viento 0, 60 y 90 según se recomienda, [12-14] con nomenclatura de (A, B, C) para referirse a los vértices de la torre (figura 3).

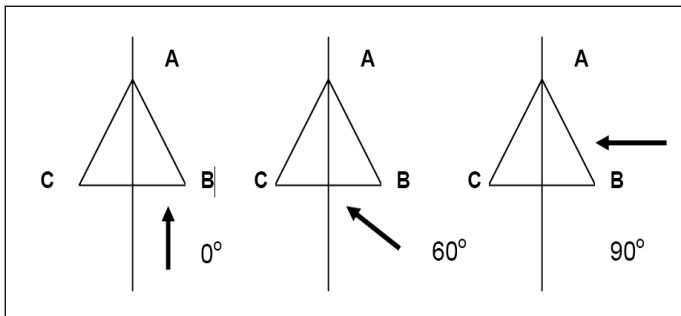


Fig. 3. Esquema de direcciones de viento y nomenclatura de vértices.

Desplazamientos

La figura 4 muestra los desplazamientos a lo largo del fuste de la torre, calculados a partir del análisis lineal y no lineal del modelo. Los incrementos encontrados en los desplazamientos del análisis no lineal, para el estado final de carga, son 2,4 veces mayor que los obtenidos por el análisis lineal. Los resultados obtenidos para la consideración del efecto P-Δ en el fuste solo difieren en un 6 % de los obtenidos con la no linealidad de los cables y grandes desplazamientos, constatándose que para la tipología estudiada el efecto de las deformaciones de los elementos entre sus extremos no es significativa.

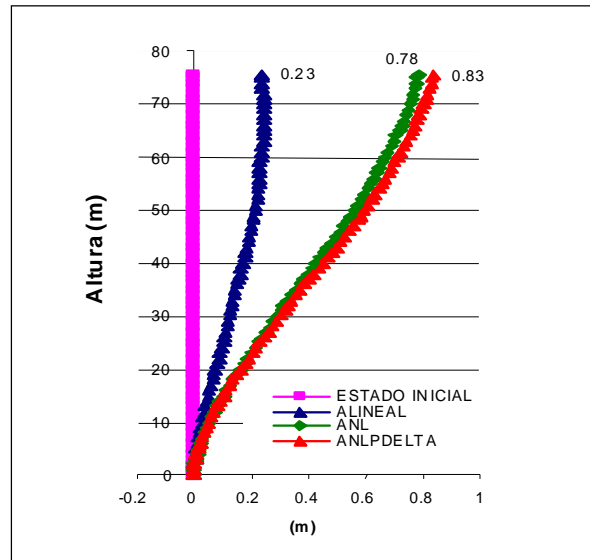


Fig. 4. Desplazamientos en la dirección del viento en el tope de la torre para estado final de trabajo.

Cables

Para las tres direcciones de viento analizadas se tomaron las fuerzas interiores de los cables más solicitados y con ellos se realizó la comparación. El esfuerzo máximo se obtuvo para los cables del vértice B para dirección de viento 90°. La figura 5 representa los esfuerzos en los cables de los distintos niveles del vértice B para los dos análisis realizados, expresados en porcentaje de la carga de rotura. Como se puede apreciar, los esfuerzos obtenidos del análisis lineal son inferiores a los obtenidos en el análisis no lineal. La tabla 2 expresa los porcentajes de incrementos relativos entre los dos tipos de análisis, que como se aprecia, llegan hasta el 77 % dependiendo de la dirección de viento analizada. Los incrementos mayores se dan para la dirección, aunque esta no es la que da los mayores esfuerzos en los cables, el comportamiento es debido a que esta dirección es la que produce las mayores distensiones en los cables del vértice A que están a sotavento, acentuando la no linealidad de la respuesta. Para la dirección 90° el destensado se produce en los cables del vértice C, que por su posición, no alcanzan nunca resultados similares a los del vértice A en la dirección 0°.

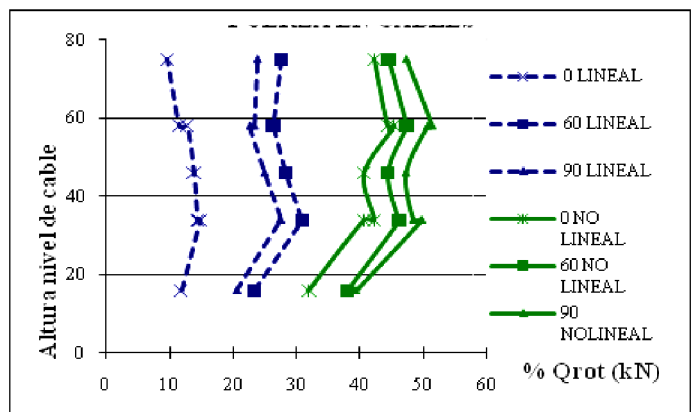


Fig. 5. Fuerza máxima en los cables de diferentes niveles para estado final de trabajo según las tres direcciones de viento.

Tabla 2
Incremento relativo de los esfuerzos en los cables expresados en porcentaje según análisis no lineal

Nivel cable	Cota (m)	Dirección de viento		
		0	60	90
TSB	16	63,1%	38,4%	47,7 %
ATB1	34	63,9%	33,2 %	44,9 %
ATB2	34	66,2%	33,0 %	43,2 %
TSM	46	66,2%	36,1%	47,1 %
ATA3	58	72,0%	44,4 %	55,3 %
ATA4	58	74,1%	44,5 %	54,5 %
TSA	75	77,4%	38,0 %	49,6 %

Anclajes

Otro elemento fundamental del análisis son los anclajes. Analizando las reacciones para las tres direcciones de viento principales, se observó que la condición más desfavorable se produjo, al igual que para los cables, en los anclajes del vértice B para la dirección de viento de 90°, lo cual es coincidente en los dos tipos de análisis realizados, (figura 6). Los anclajes del vértice más solicitados alcanzan reacciones de 155 kN y 239 kN, según análisis lineal y no lineal respectivamente, para un incremento relativo de 54 %.

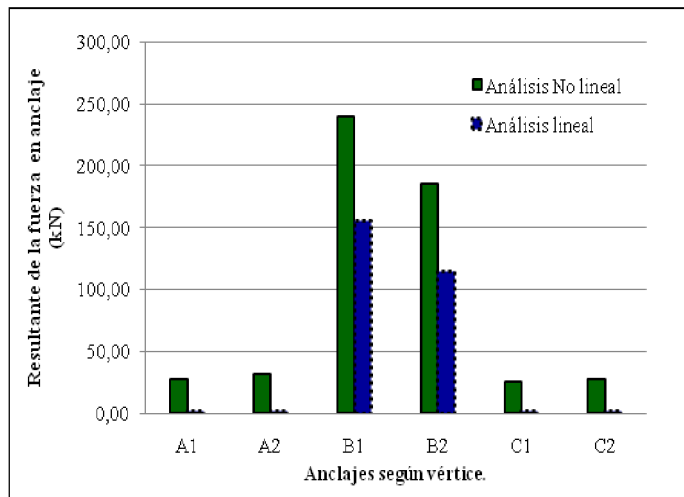


Fig. 7. Reacción en los anclajes para el estado final de trabajo.

Columnas

De las direcciones de viento analizadas, la correspondiente a cero grado es la que da los resultados más desfavorables para los elementos del fuste. La columna más comprimida del fuste es la del vértice A. Según el análisis lineal de la estructura, la columna se encuentra con esfuerzos de tracción en los tramos intermedios entre niveles de cables y esfuerzos de compresión en las cercanías de los niveles de

Cables, lo cual es característico si se consideran los puntos de unión de los cables con la estructura como apoyos sin grandes desplazamientos (apoyos semifijos). El análisis no lineal en cambio, arroja la mayor parte de los tramos de esta columna trabajando en compresión y con valores significativamente mayores que en el caso de análisis lineal. Se observa un acercamiento de los dos resultados en el último tramo de la torre, en que los esfuerzos obtenidos coinciden en signo y se acercan mucho en magnitud. En este tramo al ser los esfuerzos de compresión relativamente pequeños y existir una alta tensión en los cables del último y penúltimo nivel, el comportamiento predominante ante la carga lateral es de flexión (figura 7). La tabla 3 muestra para el elemento más solicitado, los incrementos relativos de un análisis respecto al otro.

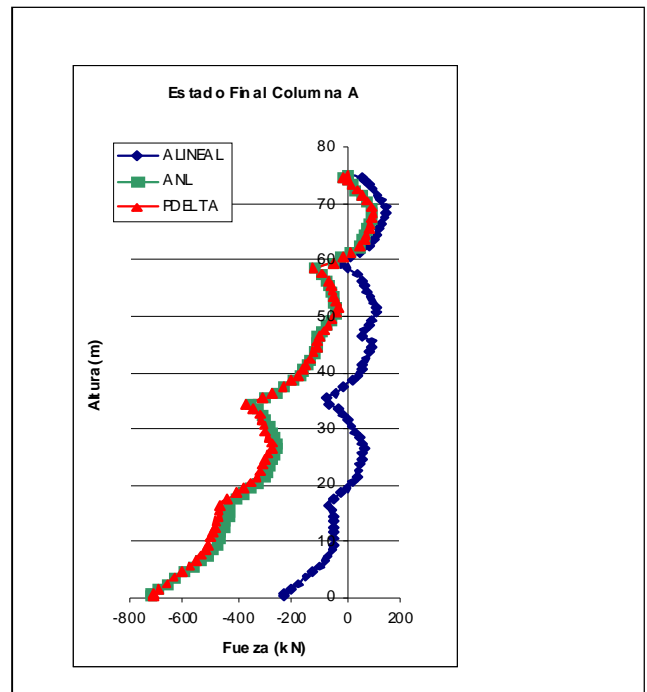


Fig. 7. Fuerza axial en columna A a sotavento para dirección de viento cero grado.

Tabla 3
Fuerza axial e incrementos relativos de fuerzas en columna A y dirección de cero grado

Esfuerzos	Columna A		
	Lineal	No lineal	Incrementos ANL/AL
Máxima tracción (kN)	148,54	95,57	-36 %
Máxima compresión (kN)	-225,2	-722,4	221 %

Diagonales

Las diagonales de la cara AB son las que sufren mayores esfuerzos. Según el análisis lineal estas presentan una simetría con relación a los elementos en tracción y compresión a lo largo de la altura de la torre, con un aumento de los esfuerzos en las diagonales próximas a los niveles de cable y en el primer tramo de la torre. La tabla 4 resume los resultados obtenidos para uno y otro análisis según la dirección de viento más desfavorable (cero grado). Se aprecian incrementos relativos del 95 % para el elemento de mayor compresión.

Tabla 4 Fuerza axial e incrementos relativos de fuerzas en diagonales			
Diagonales AB	Análisis lineal	Análisis no lineal	Incrementos ANL/AL
			(%)
Máximo esfuerzo tracción (kN)	16,1	13,6	-16 %
Máximo esfuerzo compresión (kN)	-14,7	-28,6	95 %

Tranques

Los esfuerzos en los elementos tranques de la cara BC (cara frontal al viento, para la dirección de cero grado), que bajo el análisis lineal se encuentran trabajando a valores bajos de compresión, pasan a trabajar en tracción cuando se realiza el análisis no lineal. Esto se corresponde con los incrementos en deformación lateral de la torre y el aumento de la compresión en la columna del vértice A. En los niveles donde llegan los cables al fuste, se produce un salto de los valores de fuerza axial debido a la fuerza transmitida por estos. Los tranques de este nivel se usan generalmente con sección de doble angular o con perfiles mayores que los utilizados en el resto de la torre (figura 8).

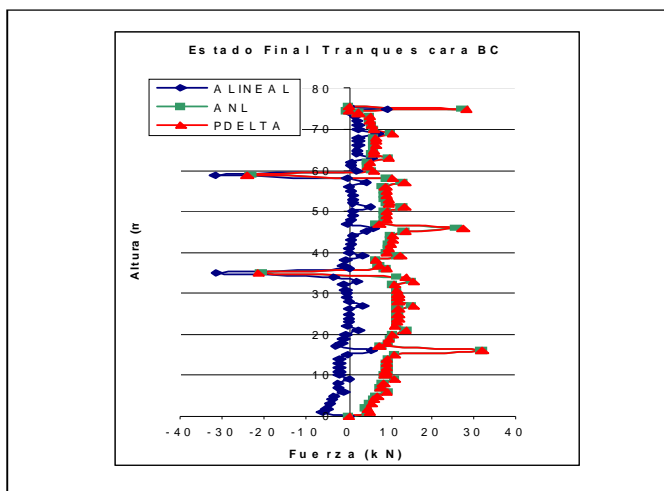


Fig. 8. Fuerza axial en tranques de cara BC del fuste para dirección de viento cero grado.

CONCLUSIONES

La comparación del análisis estructural de la torre, en condiciones de comportamiento lineal y no lineal de los cables bajo la acción de cargas extremas, evidencia que se subestiman los esfuerzos a los que está sometida la estructura si no se realiza un análisis no lineal geométrico.

Los incrementos relativos encontrados en el modelo de comportamiento no lineal geométrico con relación al modelo de comportamiento lineal geométrico para la torre, fue del orden del 33 % al 77 % para cables, de hasta un 87 % para anclajes, del 221 % para columnas, de un 95 % para diagonales y de hasta un 68 % para los tranques en el fuste.

Las variaciones entre los valores obtenidos a partir del análisis no lineal considerando el efecto p-delta y sin considerarlo fueron pequeños reflejando que la mayor fuente de no linealidad es producto de los desplazamientos generales de la torre y no de las deformaciones de los miembros de la estructura.

REFERENCIAS

1. DAVENPORT, A.G. and GERSTOFT, P. "A Simplified Method for Dynamic Analysis of a Guyed Mast. *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, 1986. vol. 23: pp. 487-499.
2. SHEARS, M. and CLOUGH, R.W. *Static and Dynamic Behaviour of Guyed Masts*, in Report No. 68.6 1968, Department of Civil Engineering, University of California: Berkeley, USA.
3. SPARLING, B.F. and DAVENPORT, A. G. "Nonlinear Behaviour of Guy Cables in Turbulent Winds". *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2001. vol. 28. pp. 98-110.
4. KIUREGHIAN, A.D. and SACKMAN, J. L. "Tangent Geometric Stiffness of Inclined Cables Under Self-Weight". *Journal of Structural Engineering*, 2005. vol. 131, núm.6.
5. GREY, M. *Finite Element Seismic Analysis of Guyed Masts*. 2006, University of Oxford, UK: Oxford.
6. AMIRI, G. G. "Seismic Sensibility of Tall Guyed Telecommunication Towers", *Ph.D. Thesis, Department of Civil Engineering and Applied Mechanics*. 1997, McGill University: Montreal, Canada.
7. MIFITANO, G. *Computer - Aided Free Vibration Analysis of Guyed Towers*. Department of Civil and Geological Engineering. 2000, University of Manitoba: Winnipeg, Manitoba.
8. MARTIN, G. *Finite Element Analysis of the Seismic Behavior of Guyed Masts*. 2005, Virginia Polytechnic Institute and State University: Blacksburg, Virginia. USA.
9. JAMES SULLINS, E., *Analysis of Radio Communication Towers Subjected to Wind, Ice and Seismic Loadings*. 2006, University of Missouri - Columbia.
10. ZHU, N. *Wind Tunnel Test for Guyed mast Dynamic Characteristics under wind Loads*, Department of Civil and Geological Engineering. 2007, University of Saskatchewan: Saskatoon. Canada.

11. **WILSON, E. L. AND HABIBULLAH, A.** *SAP2000*, in. *Computers & Structures, Inc.*, U.S. Manual Editor. : Berkeley, California. 1999.
12. **SMITH, B.W.** *Communication Structures*. First edition 2007, London, Great Britain.
13. TIA/EIA-222-G, *Structural standards for Steel Antenna Towers and Antenna Supporting Structures*. Telecommunications Industry Association, USA. 2005.
14. CIRSOC-306, *Estructuras de acero para antenas*. INTI-CIRSOC, Argentina, 1992.

AUTORES

Vivian Elena Parnás

Ingeniera Civil, Doctora en Ciencias Técnicas, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba

Ingrid Fernández Lorenzo

Ingeniera Civil, Facultad de Ingeniería Civil, Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría, Cujae, La Habana, Cuba

Non-Linear Geometric Analysis in Guyed Masts

Abstract

A guyed mast is an example of structures with non-linear behaviour under extreme wind loads. Cables are used to stabilize structures; changes in the stiffness of these structures give rise to non linearity. The variations in stiffness are produced as results of displacements of structures under wind loads and of variations in tension in cables. The aim of this paper is to analyse the variations obtained in internal stresses in tower members under extreme wind loads by considering and not considering the geometric non-linearity alternatively in order to value the necessity of non-linear geometric application in guyed mast under extreme wind loads. Results obtained from the guyed mast model reflect considerable increases in stress in all members of the tower under non-linear analysis compared to linear analysis and confirm that linear analysis conduces to increases in vulnerability under wind loads and hence to an unsafe design.

Key words: non linear analysis, guyed mast, wind load