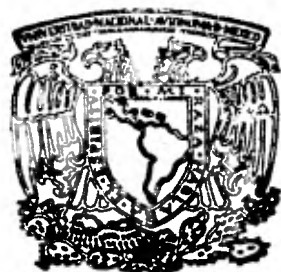


29 49
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA



**DESARROLLO DE HERRAMIENTAS PARA EL
ANÁLISIS Y DISEÑO ÓPTIMOS DE TORRES
DE TRANSMISIÓN**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
I N G E N I E R O C I V I L
P R E S E N T A

EDUARDO ESPEJEL VALDEZ

México, D. F.

1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E.

CAPITULO 1	INTRODUCCION	1
1.1	Antecedentes y Generalidades	1
1.2	Objetivos y Contenido	2
CAPITULO 2	CONCEPTOS SOBRE ANALISIS Y DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISION	4
2.1	Consideraciones Generales	4
2.2	Solicitaciones	4
2.3	Análisis Estructural	6
2.4	Diseño Estructural	18
CAPITULO 3	PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA ANALISIS Y DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISION AUTOSOPORTADAS	22
3.1	Antecedentes	22
3.2	Subrutinas de Análisis. Programa SAP-IV	22
3.3	Subrutina de Diseño	27
3.4	Criterio de Optimación	29
3.5	Resultados Proporcionados por el Programa	30
CAPITULO 4	EJEMPLOS DE APLICACION	34
4.1	"Torre Tipo Delta para 230 KV"	34
4.2	"Torre Tipo A para 400 KV"	46
	CONCLUSIONES	62
	BIBLIOGRAFIA	65
	APENDICES	
A	Manual de Usuario del Programa	67
B	Listado de la Subrutina de Diseño	78

C	Listado de Diseños Típicos con el Programa	84
D	Nudos Planos. Ejemplo Numérico	96
E	Inestabilidad Global de una Estructura. Ejemplo Numérico	99

CAPITULO 1

INTRODUCCION

1.1. ANTECEDENTES Y GENERALIDADES.

La energía eléctrica es una necesidad esencial de nuestro tiempo y un factor decisivo en el desarrollo, tanto social como económico, de cualquier país. Su participación como insumo básico en los procesos industriales y en los servicios y comodidades de la vida moderna, hace de ella un bien indispensable que justifica el empleo de recursos, naturales y económicos, para producirlo en gran escala.

La electricidad, convencionalmente, se genera mediante la transformación de energía mecánica, obtenida, a su vez, de combustibles, de vapor o de agua.

La disponibilidad de los recursos empleados, así como las condiciones y facilidades necesarias para llevar a cabo los procesos involucrados en forma eficiente, determinan la localización de los grandes centros de generación de electricidad, que no necesariamente coincide con la de los centros de consumo. Llevar a éstos la energía generada es, entonces, una obra esencial de infraestructura, tan importante como la generación misma.

La transmisión de energía eléctrica, debido a condiciones técnicas, se realiza a muy altos voltajes, mayores mientras más grande sea la distancia de transporte, por lo que la forma más económica de llevarla a cabo es mediante las llamadas líneas aéreas, en las que los conductores, desprovistos de aislamiento, se colocan a una cierta altura sobre el terreno, soportados por estructuras especialmente diseñadas para ello.

Los soportes para conductores -torres de transmisión- tienen una gran importancia, a pesar de su función limitada de apoyo, ya que su costo representa un alto porcentaje del total de transmi-

sión. Estas estructuras tienen, además, la particularidad de ser repetitivas, es decir, es considerable el número de torres en una línea que, salvo ligeras variantes, son de iguales características. Su diseño, entonces, resulta crítico, ya que aun los pequeños aciertos o deficiencias en él, repercuten de modo significativo en la economía de la transmisión.

Optimar, o al menos mejorar, el diseño de torres de transmisión es pues una actividad indispensable y remunerativa que desde luego, debe enfocarse a obtener las estructuras que, satisfaciendo los requisitos de seguridad y operación, resulten de menor costo total, considerando todos los factores involucrados, como son eficiencia estructural, fabricación, transporte, montaje, erección, mantenimiento, etc.

Dentro de la optimación, los procesos de análisis y diseño estructurales ocupan un lugar relevante, ya que cualquier alternativa de torre que se proponga debe estar sujeta a ellos. Estos procesos, sin embargo, dada la complejidad de las torres de transmisión, formadas por numerosos elementos que las hacen altamente hiperestáticas, resultan en extremo complicados y, cuando no se cuenta con herramientas técnicas para llevarlos a cabo en forma eficiente, se recurre a simplificaciones y aproximaciones que hacen necesario considerar factores de seguridad demasiado elevados y consecuentemente, incrementan el peso de las estructuras.

1.2. OBJETIVOS Y CONTENIDO.

El objeto de esta tesis es presentar un paquete de programas de computadora que se ha desarrollado como una herramienta básica para el análisis y diseño estructurales de torres de transmisión. Esta herramienta permite analizar las torres de transmisión como estructuras tridimensionales utilizando métodos matriciales y, una vez obtenidos los esfuerzos máximos en cada elemento estructural, proponer para cada uno de ellos el perfil de área mínima capaz de resistir dichos esfuerzos, siguiendo las normas y recomendaciones más aceptadas en la práctica. El programa, además, puede reanalizar la estructura con las propiedades propuestas y en -

un proceso iterativo encontrar la de peso total mínimo. Se tiene, entonces, una herramienta que sistematiza los procesos de análisis y diseño y permite realizarlos con rapidez y exactitud razonables.

La descripción detallada del paquete de programas objeto de esta tesis se encuentra en el capítulo tercero. Como antecedentes, para un mejor entendimiento del mismo, en el capítulo segundo se presentan someramente los conceptos básicos para analizar y diseñar las torres de transmisión.

Para ilustrar el uso y aplicación del programa, se discuten en el capítulo cuarto dos casos prácticos de estructuras reales y, finalmente, en el capítulo quinto, se exponen las conclusiones alcanzadas de mayor relevancia.

CAPITULO 2

CONCEPTOS SOBRE ANALISIS Y DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISION

2.1 CONSIDERACIONES GENERALES.

Las torres de transmisión tienen como función soportar a los cables conductores de energía eléctrica, y a los cables o hilos de guarda que protegen a los primeros contra descargas atmosféricas, sin alterar las condiciones eléctricas y de seguridad requeridas. Para llevar a cabo el diseño estructural de las torres, como primer paso, es necesario definir las características, tanto geométricas como mecánicas, que deben tener a fin de que cumplan su función en forma confiable y económica.

Las características geométricas de las torres de transmisión se derivan de requisitos eléctricos de seguridad tales como: separación entre conductores, entre éstos y la estructura, distancia entre conductores y terreno, ángulo de protección entre conductores e hilos de guarda, etc.

Estas condiciones definen la configuración general de la estructura y son el punto de partida del diseño estructural.

2.2 SOLICITACIONES.

Como cualquier estructura, ya sea natural o construída por el hombre, las torres de transmisión están sometidas a cargas o solicitudes diversas, que son debidas a su propia función y a la acción de agentes externos que obran sobre ella.

Las cargas que se consideran básicas para el diseño de las torres de transmisión se mencionan a continuación:

- A).- Peso propio de la torre y equipo.
- B).- Carga vertical debida al peso de los cables (conductores y de guarda) con sus accesorios.

- C).- Peso de hielo que se forma en la torre y equipo.
- D).- Peso de hielo que se forma en los cables y accesorios.
- E).- Carga transversal en la torre debida a la acción del viento.
- F).- Carga transversal en los cables debida a la acción del viento.
- G).- Carga longitudinal en la torre debida a la acción del viento.
- H).- Carga debida a la desviación del eje de la línea (deflexión).
- I).- Carga por estirado de cables (durante el tendido de la línea).
- J).- Carga por rotura de alguno de los conductores o hilos de guarda.

Las solicitaciones anteriores no se consideran aisladamente, sino que se combinan, de acuerdo a la probabilidad que tienen de ocurrir simultáneamente, formándose así las condiciones de carga, -- que son para las cuales se analiza la estructura.

En las especificaciones nacionales sobre torres de transmisión -- son típicas las condiciones siguientes:

CONDICION 1.

OPERACION NORMAL DE LA TORRE.

En esta condición se consideran las cargas a las que está sujeta la torre bajo su estado real de operación, tales como el peso propio de la estructura, el de los conductores e hilos de guarda con sus accesorios y las fuerzas sobre estos elementos debidas al -- viento actuando en dirección perpendicular a la línea de transmisión. Adicionalmente en el caso de torres de deflexión o de remate tendrían que incluirse dentro de esta combinación los efectos de las tensiones no balanceadas de los conductores e hilos de -- guarda.

CONDICION 2.

UN CABLE DE GUARDA ROTO.

En este caso, además de considerar las cargas correspondientes de la condición de operación normal, se toma en cuenta la fuerza que se produce en la torre al romperse el cable de guarda en algunos de los claros adyacentes de la misma.

CONDICION 3.

UN CONDUCTOR EXTREMO ROTO.

Esta condición de carga es similar a la anterior; en ella se considera la fuerza que produce un conductor extremo al romperse y generarse así una tensión desbalanceada.

CONDICION 4.

UN CONDUCTOR CENTRAL ROTO.

En esta condición, además de tomar en cuenta las cargas correspondientes de la condición de operación normal, se considera la fuerza que se produce al presentarse la rotura del conductor central.

Cada una de estas condiciones y las demás que pudieran presentarse para cada tipo de torre en una línea de transmisión, tienen asociado un factor de sobrecarga, que realmente es un factor global de seguridad, ya que incluye un factor de sobrecarga propiamente dicho y los factores de reducción en los esfuerzos admisibles de los materiales. Para las condiciones mostradas es común en nuestro medio asociar un factor de sobrecarga de "2" a la condición de operación normal y de "1.25" a las restantes.

2.3. ANALISIS ESTRUCTURAL.

En este inciso se presentan las diferentes idealizaciones que se pueden hacer de las torres de transmisión para efecto de llevar a cabo su análisis estructural (determinación de elementos mecánicos y desplazamientos de la torre). Igualmente se hace un breve resumen del método matricial de análisis conocido como método de las rigideces o método de los desplazamientos y de la forma en que éste se adapta a la solución específica del problema que aquí se discute. Finalmente, se incluye una breve discusión de los problemas que surgen al intentar analizar los diferentes modelos de la estructura, así como de las posibles soluciones y su correspondiente adaptación al algoritmo de análisis.

Tradicionalmente y hasta antes del auge de las grandes computadoras digitales, el análisis de las torres de transmisión se lleva-

ba a cabo en forma manual. Lo anterior implicaba una serie de consideraciones y simplificaciones que hacía que los resultados obtenidos de ese análisis fuese sólo aproximados. La más importante - de estas simplificaciones era la de descomponer la torre en armaduras planas independientes, sometidas a cargas en su plano y posteriormente analizarlas mediante algún método gráfico o analítico simplificado. Otra simplificación consistía en convertir las armaduras planas obtenidas en estructuras isostáticas (removiendo redundantes y diagonales dobles) con objeto de poder llevar a cabo el análisis con mayor facilidad.

Si bien estas simplificaciones son aceptables para evaluar los -- efectos de cargas verticales e incluso cargas longitudinales simétricas, no lo son para representar la manera real en que se comporta la estructura bajo los efectos de torsión (ruptura de un -- conductor extremo), que en ocasiones son los que rigen el diseño.

Afortunadamente, en el caso de las torres de transmisión, los -- errores inducidos por consideraciones simplistas para el análisis, pueden detectarse mediante la prueba a la falla de un prototipo, cuya realización es siempre justificada, dado el gran número de - estructuras que se producen con un mismo diseño.

Sin embargo, en este tipo de pruebas sólo se detectan los elemen-- tos subdiseñados, mas no aquellos sobrediseñados; es decir, los - que tienen capacidad sobrada. En consecuencia, con este procedi-- miento, si bien se evitan estructuras inseguras, se obtienen to-- rres poco eficientes y con peso mayor que el necesario.

Es evidente que las torres de transmisión son en realidad estruc-- turas tridimensionales y como tales deben ser analizadas si se -- quiere congruencia entre el modelo analítico y la realidad fisi-- ca. Los métodos matriciales y en particular el método de las rigideces que aquí se utiliza permiten analizar modelos tridimensio-- nales de las torres con gran eficiencia, reduciendo el número de hipótesis simplificadoras y obteniendo resultados con mayor gra-- do de precisión y confiabilidad.

El modelo tridimensional de torres de transmisión que mejor predice el comportamiento real parece ser, a decir de la mayor parte de autores y diseñadores de torres, el de una "Armadura Tridimensional". En él se tienen tres grados de libertad por punto nodal (los desplazamientos en las tres direcciones globales x , y , z) y las piezas que interconectan los nudos (barras) están sujetas únicamente a cargas axiales de tensión o compresión.

La obtención de los desplazamientos de los nudos mediante el método de las rigideces se reduce a la solución de un sistema de N ecuaciones con N incógnitas, donde N es el número total de grados de libertad de la estructura; es decir, tres veces el número total de puntos nodales. A partir de los desplazamientos y siguiendo el lineamiento del método de las rigideces la obtención de esfuerzos se reduce a una serie de multiplicaciones matriciales en las que intervienen la matriz de rigidez de las barras $[k]_i$, la matriz de rotación $[a]_i$ y los desplazamientos anteriormente obtenidos $[d]_i$ todas estas matrices y su correlación definida por el método de las rigideces en sí se describen brevemente a continuación:

METODO DE LAS RIGIDECES PARA ARMADURAS TRIDIMENSIONALES.

El método de las rigideces se basa en los tres principios fundamentales siguientes:

- a).- Ecuaciones de Continuidad: representan la compatibilidad de los desplazamientos de un nudo determinado y las deformaciones de las barras que a él concurren.
- b).- Relaciones Esfuerzo-Deformación: relacionan las deformaciones de los miembros con las fuerzas que las provocan. En el caso de análisis elástico lineal esta relación esfuerzo-deformación está dada por la Ley de Hooke.
- c).- Ecuaciones de Equilibrio: resultado de igualar las sollicitaciones a las que está sujeta la estructura y fuerzas internas en los miembros de ésta.

Las expresiones respectivas de los tres principios son:

$$\text{CONTINUIDAD:} \quad [E] = [A][D] \dots\dots (1)$$

$$\text{LEY DE HOOKE:} \quad [P] = [k][E] \dots\dots (2)$$

$$\text{EQUILIBRIO:} \quad [F] = [A]^T [P] \dots\dots (3)$$

donde:

[A] Matriz de Continuidad.

[D] Matriz de Desplazamientos.

[E] Matriz de Deformaciones.

[P] Matriz de Fuerza en las barras.

[k] Matriz de Rigidez de barra.

[F] Matriz de Solicitaciones en los nudos.

[A]^T Matriz de Equilibrio (transpuesta de la Matriz de Continuidad [A]).

Relacionando entre sí las expresiones anteriores se tiene:

Sustituyendo (1) en (2)

$$[P] = [k] \frac{[A][D]}{E} \dots\dots (4)$$

Sustituyendo (4) en (3)

$$[F] = [A]^T \frac{[k][A][D]}{P}$$

Si

$$[K] \equiv [A]^T [k] [A]$$

donde:

[K] es la Matriz de Rigidez de la Estructura.

Entonces:

$$[F] = [K][D] \quad \dots (5)$$

Despejando los desplazamientos de los nudos que son las incógnitas básicas del método se tiene:

$$[D] = [K]^{-1}[F] \quad \dots (6)$$

De aquí, ya conocido $[D]$, se obtienen las deformaciones de las barras:

$$[E] = [A][D]$$

Y finalmente, se obtienen las fuerzas que actúan en cada barra -- por medio de la Ley de Hooke:

$$[P] = [k][E]$$

El orden de las matrices en el método de las rigideces para armaduras tridimensionales, se muestra en la tabla siguiente:

	ARMADURA TRIDIMENSIONAL
Grados de Libertad por Nudo	3
Matriz de Desplazamientos [D]	3n x ncc
Matriz de Solicitaciones [F]	3n x ncc
Matriz de Deformaciones [E]	b x ncc
Matriz de Fuerza en las barras [P]	b x ncc
Matriz de Rigidez de barra [k]	b x b
Matriz de Rigidez de la estructura [K]	3n x 3n
Matriz de Continuidad [A]	b x 3n
Matriz de Equilibrio [A] ^T	3n x b

Notas a la tabla anterior:

1. El primer factor indica el número de renglones de la matriz.

El segundo factor indica el número de columnas de la matriz.

2. n = número de nudos.

b = número de barras.

ncc = número de condiciones de carga.

El método tal como se expone anteriormente se denomina método general de las rigideces, sin embargo debido al tamaño de las matrices que resultan y al hecho de que estas matrices son muy "porosas" (contienen muchos ceros), resultaría ineficiente intentar implementarlo en un programa de computadora. Surge entonces el denominado método de los vectores direccionales (método de la suma o método directo de rigideces) que consiste en ensamblar directamente la matriz de rigidez de la estructura $[K]$ a partir de las matrices de rigidez de barra $[k_g]_i$ referidas a un sistema global de referencia.

La forma en que se lleva a cabo el ensamble de la matriz $[K]$ por el método directo de las rigideces se detalla en el inciso 3.2. Por ahora sólo se adelantará la forma y tamaño de las matrices de rigidez de barra $[k]_i$ en coordenadas locales, la matriz de rotación para cada barra $[a]_i$ (que son las matrices a partir de las cuales se ensamblaría la matriz $[A]$ antes definida), y la matriz de rigidez de barra en coordenadas globales $[k_g]_i$.

En el caso de armaduras tridimensionales la matriz $[k]_i$ es un escalar cuyo valor es la rigidez axial de la barra, ésto es:

$$[k]_i = \frac{E_i A_i}{L_i}$$

donde:

E_i = Módulo de elasticidad del material de la barra i .

A_i = Área de la sección transversal de la barra i .

L_i = Longitud de la barra i .

Para referir esta rigidez expresada en coordenadas locales a coordenadas globales se procede a "rotarla". Lo anterior se logra mediante la expresión:

$$[k_g]_i = [a]_i^T [k]_i [a]_i$$

En la cual $[a]_i$ es el vector de continuidad o de rotación que contiene los cosenos directores de los ángulos comprendidos entre los dos sistemas de referencia (global y local).

$$[a]_i = [-\cos \alpha, -\cos \beta, -\cos \gamma, \cos \alpha, \cos \beta, \cos \gamma]$$

donde: α , β y γ son los ángulos que forma el eje de la barra con los ejes globales X, Y y Z respectivamente.

Como se ha podido observar el orden de las matrices es el siguiente:

$$[k]_i \quad (1 \times 1)$$

$$[a]_i \quad (1 \times 6)$$

$$[a]_i^T \quad (6 \times 1)$$

Y por lo tanto al llevar a cabo el producto

$$\begin{matrix} [a]_i^T & [k]_i & [a]_i \\ (6 \times 1) & (1 \times 1) & (1 \times 6) \end{matrix}$$

La matriz de rigidez del elemento armadura tridimensional referido a coordenadas globales resulta ser una matriz de (6 x 6) que incluso pudiera tener ceros en la diagonal principal de coincidir el eje de la barra con alguno de los tres planos principales formados por el sistema global de referencia. Cada uno de los seis renglones y columnas de esta matriz está asociada a los 6 grados de libertad de los nudos que interconecta la barra, según se explica en el inciso 3.2.

Al llevar a cabo el análisis de las torres de transmisión como armaduras tridimensionales pueden surgir dos problemas en función de la estructuración y características de la torre:

El primero de ellos se refiere a la aparición de los llamados "nudos planos" en los cuales todas las barras que en él concurren están contenidas en un solo plano, como se muestra en la figura 2.1. Si las barras sólo trabajan en forma axial (tensión o compresión) ninguna de ellas, al menos en forma potencial, puede impedir el desplazamiento libre del nudo en dirección normal al plano que contiene las barras. En este caso, en general, aún cuando se trate de un problema de inestabilidad local, y únicamente para efectos de análisis, se presentan singularidades en la matriz de rigidez de la estructura que impiden su solución mediante el uso de programas de computadora.

El segundo problema, y desde luego el más importante, consiste en que ciertas estructuraciones (geometrías) de torres de transmisión, son inestables (mecanismos) cuando se tratan como armaduras tridimensionales. Esta situación se presenta en torres cuyo número de incógnitas (barras) es menor al número de ecuaciones (grados de libertad). En realidad no se trata de mecanismos, ya que las juntas sólo son rótulas para efecto del análisis y sí tienen cierta capacidad de giro y por tanto un cierto comportamiento de "marco".

Para fines de análisis, tanto el problema de inestabilidad local como el de inestabilidad general, se pueden resolver de varias maneras: una solución sería añadir a la estructura, barras "ficticias" con rigidez axial despreciable comparada con la rigidez de los elementos que realmente existen y trabajan en la torre. Si estas barras ficticias se colocan en los lugares adecuados, la estructura se convierte en isostática y entonces es posible resolver el sistema de ecuaciones que se genera al utilizar el método de las rigideces.

Al emplear este artificio de las barras ficticias, se presentan -

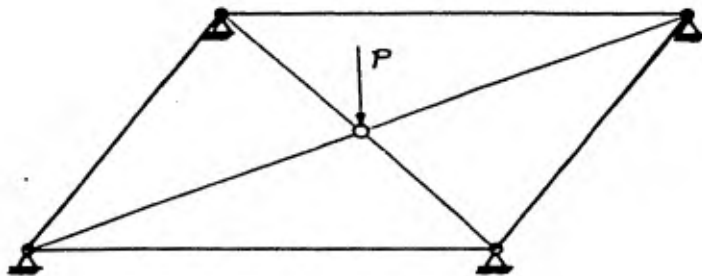


FIG. 2.1 NUDO PLANO - CONFIGURACION INESTABLE
BAJO DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

dificultades prácticas de aplicación en estructuras que requieren un número estimable de dichas barras ya que la posición de ellas no es aleatoria sino, como se dijo, se debe buscar la estructura isostática más simple. Sin embargo esta solución es fácilmente aplicable para resolver el problema de nudos planos, simplemente se coloca una barra ficticia en la dirección perpendicular al plano del nudo, teniendo cuidado de no aplicar fuerzas externas en dicha dirección.

Otra manera más aceptable que la anterior y que logra el mismo objetivo de poder efectuar el análisis, es considerar que los elementos estructurales no sólo trabajan a carga axial sino que son capaces de tomar fuerzas cortantes pequeñas, conservándose la hipótesis de que los puntos nodales son articulaciones. Al incluir esta pequeña rigidez a cortante la matriz de rigidez de la estructura $[K]$ deja de ser singular. Físicamente esto implica que existen fuerzas que pueden equilibrar la potencialidad del desplazamiento del nudo en esa dirección. Lo anterior no implica que el número de ecuaciones del sistema por resolver aumente ya que se sigue manteniendo 3 grados de libertad por nudo, y lo único que sucede es que se utiliza la matriz de rigidez de elemento viga tridimensional (TABLA 2.1), matriz de (12×12) elementos que sustituye a la matriz de rigidez del elemento armadura (rigidez axial). El tiempo de computadora extra que se emplea al implementar este artificio no es considerable según se demuestra en las tablas del capítulo 4.

Mediante el procedimiento descrito en el párrafo anterior, no existe la necesidad de incluir barras ficticias en las torres para lograr evitar las singularidades durante la solución del sistema de ecuaciones que el método de análisis plantea. Debe recalcar se que si la mencionada rigidez a cortante se define en forma tal que su valor sea despreciable al compararlo con la rigidez axial de las barras, los resultados del análisis de la torre serán prácticamente iguales a los que se lograría al considerar únicamente rigideces axiales (ver ejemplo 1 del capítulo 4).

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
1	$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0
2		$\frac{12EI_3}{L^3(1+\beta_2)}$	0	0	0	$\frac{6EI_3}{L^2(1+\beta_2)}$	0	$-\frac{12EI_3}{L^3(1+\beta_2)}$	0	0	0	$\frac{6EI_3}{L^2(1+\beta_2)}$
3			$\frac{12EI_2}{L^3(1+\beta_3)}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2(1+\beta_3)}$	0	0	0	$-\frac{12EI_2}{L^3(1+\beta_3)}$	0	$-\frac{6EI_2}{L^2(1+\beta_3)}$	0
4				$\frac{GJ}{L}$	0	0	0	0	0	$-\frac{GJ}{L}$	0	0
5					$\frac{EI_2(4+\beta_3)}{L(1+\beta_3)}$	0	0	0	$\frac{6EI_2}{L^2(1+\beta_3)}$	0	$\frac{EI_2(2-\beta_3)}{L(1+\beta_3)}$	0
6						$\frac{EI_3(4+\beta_2)}{L(1+\beta_2)}$	0	$-\frac{6EI_3}{L^2(1+\beta_2)}$	0	0	0	$\frac{EI_3(2-\beta_2)}{L(1+\beta_2)}$
7							$\frac{EA}{L}$	0	0	0	0	0
8								$\frac{12EI_3}{L^3(1+\beta_2)}$	0	0	0	$-\frac{6EI_3}{L^2(1+\beta_2)}$
9			(SIMETRICA)						$\frac{12EI_2}{L^3(1+\beta_3)}$	0	$\frac{6EI_2}{L^2(1+\beta_3)}$	0
10										$\frac{GJ}{L}$	0	0
11											$\frac{EI_2(4+\beta_3)}{L(1+\beta_3)}$	0
12												$\frac{EI_3(4+\beta_2)}{L(1+\beta_2)}$

TABLA 2.1 Matriz de Rigidez de Elemento Viga Tridimensional considerando deformaciones por Cortante.

La nomenclatura usada en la tabla 2.1 se define de la siguiente manera:

E = Módulo de Elasticidad del Material

G = Módulo de Cortante del Material

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν = Relación de Poisson

A = Area de la sección transversal de la barra

L = Longitud original de la barra

J = Momento polar de inercia de la sección transversal

I_2 = Momento de Inercia de la sección transversal, con respecto al eje local 2.

I_3 = Momento de Inercia de la sección transversal, con respecto al eje local 3.

$$\phi_2 = 24f_s (1 + \nu) \left(\frac{r_2}{L}\right)^2$$

$$\phi_3 = 24f_s (1 + \nu) \left(\frac{r_3}{L}\right)^2$$

f_s = factor de forma de la sección; $f_s = \frac{\Lambda \text{ total}}{\Lambda \text{ cortante}}$

r_2 = radio de giro de la sección transversal en la dirección
 $2 = \sqrt{\frac{I_2}{A}}$

r_3 = radio de giro de la sección transversal en la dirección
 $3 = \sqrt{\frac{I_3}{A}}$

NOTA: Los ejes locales estan considerados con el eje 1 como eje longitudinal del elemento y los otros dos coinciden con los ejes principales de inercia.

Lo anterior se puede comprender fácilmente si se considera por ejemplo que para una pieza de la torre de 1.20m de longitud (L) y 4cm² de área axial (A), -ángulo de 1 1/2 x 1/4-, la rigidez a cortante (12EI/L²) es 48 millones de veces menor que su rigidez axial (EA/L) correspondiente, para un momento de inercia (I) de la sección de 0.0001cm⁴. Aún cuando se tomara el momento de inercia real de la sección (I = 5.34cm⁴) la rigidez a cortante seguiría siendo 900 veces menor que la axial. Se ve claramente que el algoritmo es eficiente ya que no se tiene que estar buscando la estructura isostática como en el caso de la solución por barras ficticias sin incurrir en errores de consideración como se ha venido mencionando.

En los apéndices D y E se incluyen dos pequeños ejemplos en los que se presentan los problemas de nudos planos e inestabilidad global y la manera como se puede resolver el sistema al incluir pequeñas rigideces (ya sea por medio de la pequeña rigidez de -- las barras ficticias o rigidez a cortante de los elementos viga).

2.4. DISEÑO ESTRUCTURAL.

Una vez que se ha llevado a cabo el análisis estructural de la torre de transmisión como armadura tridimensional según el método propuesto en el inciso anterior, se procede al dimensionamiento de los miembros con base en las fórmulas de tensión y compresión (sólo fuerzas axiales) que a continuación se detallan y que están basadas en el manual del A.I.S.C.*. Estas fórmulas se hallan implementadas en la subrutina llamada "DISAP" según se explica en el inciso 3.3.

ELEMENTOS SUJETOS A TENSION:

La siguiente relación debe cumplirse;

$$F_{act} \times FSC \leq \frac{A_{neta} \times F_a}{capacidad} \dots (1)$$

donde:

F_{act} = fuerza actuante de tensión.

* A.I.S.C.- American Institute of Steel Constructions.

FSC = factor de sobrecarga (referido a la capacidad nominal del material; ésto es, al límite elástico F_y)

A_{neta} = área neta de trabajo.

Para piezas a tensión:

$$A_{neta} = (A_{total} - \text{área de agujeros para conectores})$$

(Para efectos del diseño automatizado se considera que el área neta a tensión es del 85% del área total, y que debe sujetarse a -- una revisión manual después del diseño de las juntas).

F_a = esfuerzo nominal admisible
para piezas a tensión: $F_a = F_y$

ELEMENTOS SUJETOS A COMPRESION:

La siguiente relación debe cumplirse:

$$F_{act} \times FSC \leq \frac{A_{neta} \times F_a}{\text{capacidad}} \quad \dots (2)$$

donde:

F_{act} = fuerza actuante de compresión.

FSC = factor de sobrecarga (referido a la capacidad nominal en compresión F_a).

A_{neta} = área neta de trabajo.

En este caso, el área neta es igual al área total de la sección transversal del elemento.

El esfuerzo nominal admisible, F_a , es función de las relaciones de esbeltez, KL/r , y ancho espesor, b/t , del elemento:

Si $\frac{KL}{r} \leq C_c$ (diseño como columna corta, pandeo inelástico).

$$F_a = \left[1 - \left(\frac{KL}{r} \right)^2 \right] Q_B F_y$$

Si $\frac{KL}{r} > C_c$ (diseño como columna larga, pandeo elástico).

$$F_a = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

donde:

K = factor que depende de las condiciones en que la barra se conecta a sus nudos extremos. En torres autosoportadas es común que el factor K se tome igual a 1.0.

L = longitud de la barra (cm).

r = radio de giro mínimo de la sección (cm).

$$C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{Q_s F_y}}$$

F_y = esfuerzo de fluencia del material.

E = módulo de elasticidad del material.

Q_s = factor de reducción de esfuerzos por efectos de pandeo local, que es función de b/t.

$$\text{Si } b/t < 640/\sqrt{F_y} \quad ; \quad Q_B = 1.0$$

$$\text{Si } 640/\sqrt{F_y} < b/t < 1300/\sqrt{F_y} \quad ; \quad Q_B = 1.34 - 0.00052 (b/t)\sqrt{F_y}$$

$$\text{Si } 1300/\sqrt{F_y} \leq b/t \quad ; \quad Q_B = 1,090,000/(F_y (b/t)^2)$$

RESTRICCIONES AL DISEÑO:

La finalidad de estas restricciones es proporcionar mayor seguridad a las torres de transmisión debido a la importancia que reviste este tipo de estructuras. Las principales son las siguientes:

a) Esbeltez de miembros.

La relación de esbeltez (KL/r) de los miembros que componen -- las torres no sobrepasará los valores siguientes:

150, para miembros principales a compresión.

200, para diagonales a compresión.

250, para redundantes a compresión.

300, para miembros con trabajo a tensión únicamente.

La clasificación de los miembros es de acuerdo al diseñador, -- quien puede designar como principal o diagonal a cualquiera de --

ellos.

Se consideran como miembros principales a los montantes de las patas y a los elementos de cruceta; como redundantes a los elementos cuya función principal es reducir la longitud de los miembros principales y diagonales.

b) Espesor de miembros.

Los miembros que componen las torres no deben tener un espesor menor de 4mm. Esto es con el fin de considerar el fenómeno de corrosión de los mismos.

CONSIDERACIONES ADICIONALES.

un punto fundamental en el diseño, no sólo de torres de transmisión, sino en general de cualquier estructura, consiste en definir la variedad de elementos que va a integrar el diseño. Si por una parte, estrictamente hablando, es difícil que varios miembros de la estructura trabajen al mismo esfuerzo, tampoco sería válido diseñar cada elemento para que cumpla únicamente con sus necesidades estructurales y olvidarse de la economía resultante de la homogeneidad en las piezas. Este aspecto cobra aún mayor importancia en el diseño de torres de transmisión.

En este diseño es esencial tomar en consideración además de un eficiente comportamiento mecánico, los otros factores que contribuyen al costo de las estructuras, como son su fabricación, transporte, montaje, etc. Esto, desde luego, es posible si las soluciones estructurales que se proponen no implican un excesivo número de miembros de distintas características que traiga como consecuencia que la fabricación y clasificación de los mismos, y la construcción de la estructura en sí, sean tareas arduas y altamente costosas. Con objeto de tomar en cuenta estas observaciones, es necesario que un programa de diseño cuente con la posibilidad de agrupar los elementos estructurales y asignar a todos los que pertenecen a un grupo, el perfil que corresponde no a cada uno individualmente, sino al miembro más esforzado del mismo.

CAPITULO 3

PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE TORRES DE
TRANSMISION AUTOSOPORTADAS

3.1. ANTECEDENTES.

En este capítulo se describe un programa de computadora para el diseño óptimo de torres de transmisión autosoportadas desarrollado según los lineamientos expuestos en el capítulo anterior. Para una geometría dada de la estructura y las cargas a las que está sujeta, el programa supone un dimensionamiento inicial, obtiene los esfuerzos en los elementos estructurales y propone en cada caso el perfil de área mínima capaz de resistir dichos esfuerzos. Además, el programa cuenta con la opción de agrupar elementos estructurales localizando entre los perfiles resultantes el de mayor área de cada grupo y asignándolo a todos los miembros del mismo, y calcula el peso total de la estructura resultante. Con este nuevo dimensionamiento repite el proceso de análisis y diseño hasta lograr la estructura de peso total mínimo (ver inciso 3.3).

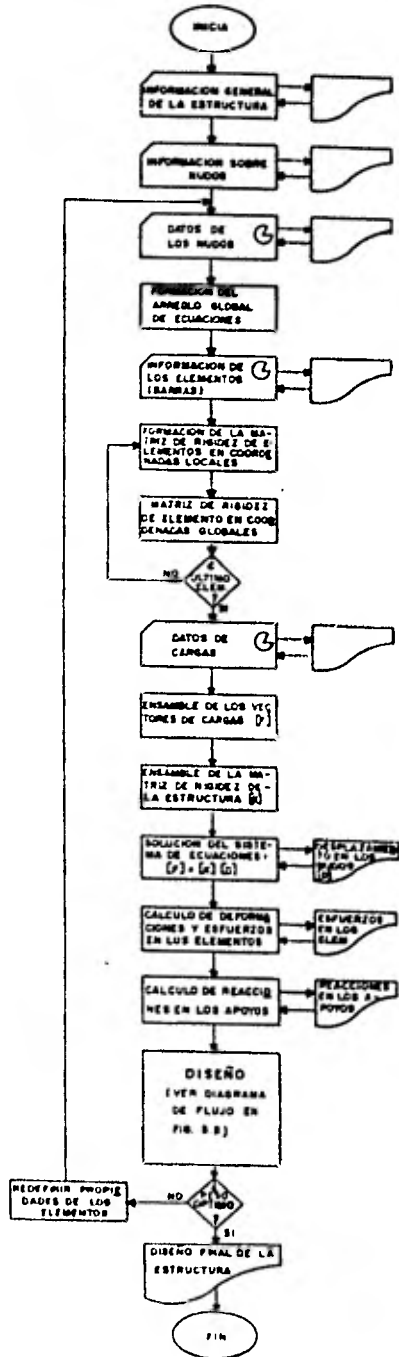
El programa consiste esencialmente en un módulo para el análisis (inciso 3.2), otro para el diseño (inciso 3.3) y un tercero para el control del flujo de la información (subrutina MAIN); en esta última se establece la capacidad de memoria y el número máximo de iteraciones permisibles para el proceso de análisis-diseño en el caso de que no se hubiere alcanzado la convergencia.

La secuencia general del programa se ilustra en la figura 3.1, - misma que servirá de base para el desarrollo de este capítulo. A continuación se discuten las principales subrutinas que integran a los módulos mencionados.

3.2. SUBRUTINAS DE ANALISIS. PROGRAMA SAP-IV.

El módulo de análisis que aquí se emplea está integrado por un -

PROGRAMA PARA EL ANALISIS Y DISEÑO DE TORRES DE TRANSMISION AUTOSOPORTADAS
 DIAGRAMA DE FLUJO BASICO



conjunto de subrutinas adoptadas del programa SAP-IV (Structural-Analysis Program) de eficiencia y confiabilidad probadas (Ref.1).

El análisis por computadora de la estructura se efectúa empleando el método de las rigideces en su forma matricial. Este método consiste esencialmente en determinar los desplazamientos de los puntos nodales de la estructura provocados por cada condición de carga, para así calcular las deformaciones locales asociadas de cada uno de los miembros y de éstas las fuerzas internas correspondientes.

Los datos necesarios para iniciar la corrida del programa, definir la geometría de la estructura, las propiedades del material y las condiciones de carga se señalan detalladamente en el apéndice A.

La subrutina PREPRO se encarga, además de leer los datos requeridos, de completarlos, organizarlos y guardarlos en un archivo.

A partir de las condiciones de frontera especificadas para los puntos nodales, el programa determina mediante la subrutina INPUTJ, a cuáles de los grados de libertad se les asocia una ecuación de equilibrio; es decir, determina el número de incógnitas.

Los desplazamientos nodales $[D]$ asociados a las diferentes condiciones de carga se determinan solucionando el sistema:

$$[F] = [K][D]$$

donde:

$[F]$ es la matriz formada por las fuerzas que actúan en los nudos de la estructura incluyendo las cargas debidas al peso propio.

$[K]$ es la matriz de rigidez global del sistema estructural.

$[D]$ es la matriz de desplazamientos nodales.

La subrutina INL organiza la información para formar $[F]$.

La matriz $[K]$ se obtiene en la subrutina ADDSTF, ensamblando las-

matrices de rigidez $[k_g]_i$ de cada uno de los elementos que componen la estructura, con el auxilio de su vector de direcciones o arreglo de identificación, que se genera en la subrutina INPUTJ, al inicio del programa.

Este vector asigna a los grados de libertad de los puntos nodales de un elemento una identificación o dirección única dentro de la estructura.

El ensamble de la matriz $[K]$ se lleva a cabo sumando las contribuciones parciales de cada uno de los términos de las matrices $[k_g]_i$ correspondientes a los diferentes grados de libertad según lo indiquen los vectores de dirección.

Por otra parte, las matrices $[k_g]_i$ se determinan proyectando sobre cada eje del sistema de coordenadas globales las matrices de rigidez $[k]_i$ (en coordenadas locales) de cada miembro de la estructura, las cuales se han obtenido a partir de las propiedades geométricas y mecánicas de cada miembro, independientemente de la posición que ocupan en la estructura. Dicha proyección se realiza efectuando el producto:

$$[K_g]_i = [a]_i^T [k]_i [a]_i$$

donde:

$[a]_i$ es la matriz de rotación de cada miembro.

Todo este proceso se lleva a cabo mediante la subrutina TRUSS. -- Una vez obtenida la matriz $[K]$ en la forma descrita anteriormente se tienen dos posibilidades para encontrar los desplazamientos en los puntos nodales de la estructura, correspondientes a las distintas condiciones de carga dadas por la matriz $[F]$, estos son: -

1. Invertir la matriz $[K]$ y realizar el producto $[D] = [K]^{-1}[F]$
2. Solucionar directamente el sistema de ecuaciones $[F] = [K][D]$

Para el tipo de estructuras que aquí se tratan se tienen cerca de 650 puntos nodales a los que corresponden 1950 grados de libertad

o incógnitas en el sistema de ecuaciones, por lo que el primer método resulta ineficiente, ya que el número aproximado de operaciones básicas (+, -, x, $\frac{\square}{\square}$) que es necesario realizar en una inversión de matrices es de N^3 (N es el número de incógnitas) (Ref. 17).

Por este motivo se recurre a solucionar el sistema de ecuaciones-simultáneas utilizando un algoritmo de eliminación que además considere la simetría y la agrupación de los términos diferentes de cero en la matriz $[K]$ cerca de la diagonal principal, dentro de una zona conocida como banda de la matriz.

Para que el algoritmo tenga mayor eficiencia la diferencia de incidencias (nudo origen menos nodo extremo) debe ser la mínima posible, para todas y cada una de las barras.

Las ventajas que este método tiene sobre la inversión de matrices resaltan si se considera que el número de operaciones básicas a realizar en este caso es de $\frac{NM^2}{2}$ donde M es la mitad del ancho de la banda (calculado por subrutina CALBAN) que es función directa de la numeración de los nudos en la estructura.

En el programa, la solución del sistema $[F] = [K][D]$ se realiza en la subrutina SESOL, de solución de ecuaciones, la cual emplea una versión modificada del método de GAUSS.

Determinados los desplazamientos de los puntos nodales (referidos al sistema global de coordenadas) se procede a calcular las deformaciones correspondientes de cada barra referidas al sistema de ejes locales. Esto lo realizan las subrutinas STRESS y STRESC mediante la transformación:

$$[e]_i = [a]_i [d]_i$$

Finalmente, aplicando la Ley de Hooke se obtienen mediante STRESC los elementos mecánicos $[p]_i$ en los extremos de cada una de las barras a través de la siguiente expresión:

$$[p]_i = [k]_i [e]_i$$

El procedimiento de análisis anteriormente descrito permite conocer el estado de esfuerzos (fuerzas internas) en la estructura a partir de las características geométricas y mecánicas de sus elementos y de las cargas que sobre ella actúan.

Como se explicó en el capítulo 2 existen casos en los que estrictamente hablando las torres de transmisión no se pueden analizar como armaduras tridimensionales, ya que se presentan singularidades en la matriz de rigidez del sistema. Las soluciones para estos casos se plantearon en el capítulo anterior. Si se decide utilizar la rigidez a cortante de las barras, el programa entra a la subrutina BEAM en lugar de la subrutina TRUSS y en ella se calcula la matriz de rigidez completa de un elemento viga tridimensional (matriz de 12×12 elementos). Como ya se explicó sólo los términos de rigidez a cortante y no los de rigidez a flexión o torsión ayudan a resolver los problemas de inestabilidad global y de nudos planos. El programa internamente considera para la rigidez a cortante un valor de $I=0.0001$, el cual comparado con las rigideces axiales es suficientemente pequeño como para hacer despreciable el error involucrado, como se hace notar en el ejemplo de aplicación.

3.3. SUBROUTINA DE DISEÑO.

Una vez conocidas las fuerzas internas en cada uno de los miembros se procede al diseño de la estructura. Este se efectúa a través de la subrutina DISAP, cuya secuencia general se muestra en la fig. 3.2 y el listado correspondiente se incluye en el apéndice B. En esta subrutina se encuentran programadas en una forma simple y compacta las fórmulas que se describen en el inciso 2.4 para diseño a tensión y compresión de los elementos estructurales. Estas se adoptaron de las normas correspondientes de C.F.E. (Ref. 10) y las especificaciones de AISC (Ref. 12).

Al iniciarse la etapa de dimensionamiento, la subrutina DISAP reclama de un archivo la información sobre los esfuerzos máximos de tensión y compresión a los que está sujeto cada miembro de la estructura, debido a las distintas condiciones de carga considera--

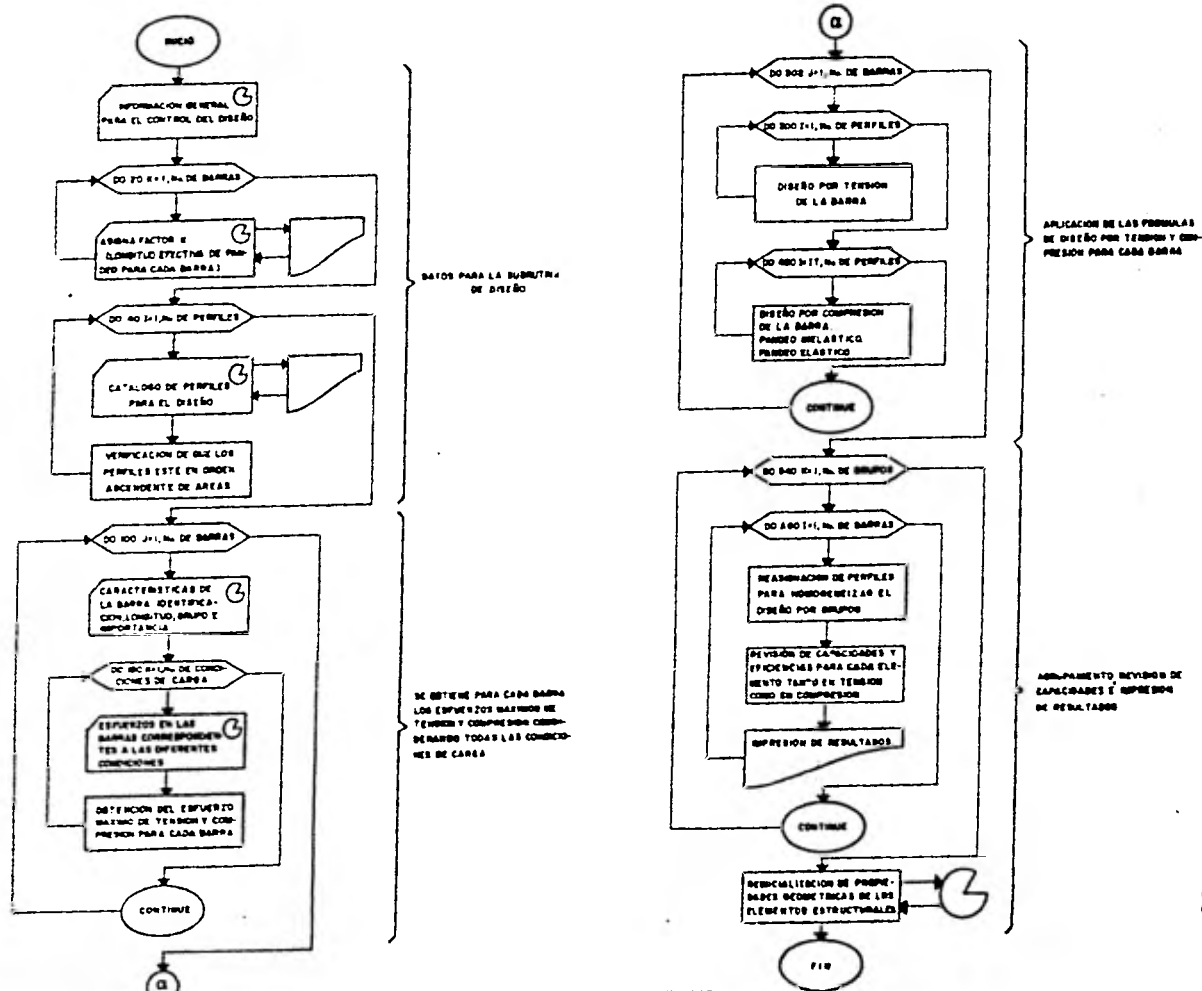


FIG. 32 SUBRUTINA DE DISEÑO - DIAGRAMA DE FLUJO

das para el análisis. El diseño se realiza seleccionando de un catálogo previamente suministrado el perfil de área mínima que, satisfaciendo las especificaciones de diseño, es capaz de soportar los esfuerzos máximos para cada elemento. En principio, para cada miembro estructural puede encontrarse un perfil óptimo teniéndose como única limitación su disponibilidad en el mercado. Sin embargo, al proceder de esta manera, si bien se obtiene una estructura de gran ligereza, su fabricación puede resultar de elevado costo por el gran número de perfiles distintos. El programa cuenta con la opción de agrupar elementos estructurales, a juicio del diseñador, pues dimensiona cada elemento, localiza entre los perfiles resultantes el de mayor área y lo asigna a todos los miembros del grupo (dimensionando entonces cada grupo para el miembro más esforzado del mismo y asignando el perfil correspondiente a todos los elementos del grupo). Obviamente, al hacer estos agrupamientos se incrementa el peso de la torre, pero también se simplifica su construcción. La decisión sobre la estructura más adecuada, está en manos del diseñador, quien cuenta con la libertad para definir los grupos de elementos estructurales y los perfiles con los cuales se llevará a cabo el dimensionamiento de la estructura. Para cada perfil deben indicarse el área de la sección transversal, radio de giro mínimo, peso por unidad de longitud y las dimensiones del lado y espesor nominales. Cabe enfatizar que los perfiles en el catálogo deben estar ordenados por áreas, de la menor a la mayor, dado que es esta la forma más eficiente para que la subrutina de diseño del programa pueda elegir el perfil, que con el peso menor, satisfaga los requerimientos del análisis.

3.4. CRITERIO DE OPTIMACION.

Finalmente, dentro de la subrutina MAIN, una serie de instrucciones permite iterar entre análisis y diseño, en una forma eficiente, tantas veces como sea necesario hasta lograr la estructura de peso mínimo de acuerdo a un criterio de convergencia previamente establecido que funciona de la siguiente manera: al programa se le proporciona una geometría determinada de la estructura y éste internamente define para cada miembro un conjunto de propiedades geométricas y mecánicas iniciales con las que lleva a cabo un pr

mer análisis y, como se mencionó anteriormente, asigna perfiles - apropiados por grupo, calculando a la vez el peso total de la estructura resultante. Con el nuevo dimensionamiento se procede a - repetir el proceso de análisis-diseño-análisis hasta converger a una estructura de peso mínimo; este proceso puede interrumpirse - si el peso total de la estructura obtenido en una iteración, no - difiere en más del 1.5% del obtenido en la anterior; o bien, si - ya se han efectuado cinco iteraciones. En la figura 3.3 se mues- tra en forma esquemática el diagrama de flujo del programa y se - incluye una gráfica que ilustra el procedimiento de optimización- descrito.

3.5. RESULTADOS PROPORCIONADOS POR EL PROGRAMA.

La información que el programa proporciona, puede considerarse di vidida en dos partes; la primera que es una recopilación de la in formación dada por el usuario, y la segunda, que son los resulta- dos propiamente dichos.

A).- RECOPIACION DE INFORMACION.

Las siguientes impresiones son hechas una sola vez en cada - ejecución del programa.

1.- TITULO DEL PROBLEMA:

Impresión de la tarjeta de encabezado.

2.- INFORMACION GENERAL:

Se imprimen el número de miembros de la estructura, el núme- ro de puntos nodales y el número de condiciones de carga.

3.- COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES:

Se presenta una tabla con todos los puntos nodales indicando sus coordenadas X, Y y Z, señalando aquellos que son apoyos- de la estructura.

4.- INFORMACION GENERAL DE LOS MIEMBROS:

Son presentados el módulo de elasticidad y el peso volumétrico del material de los miembros estructurales, así como el -

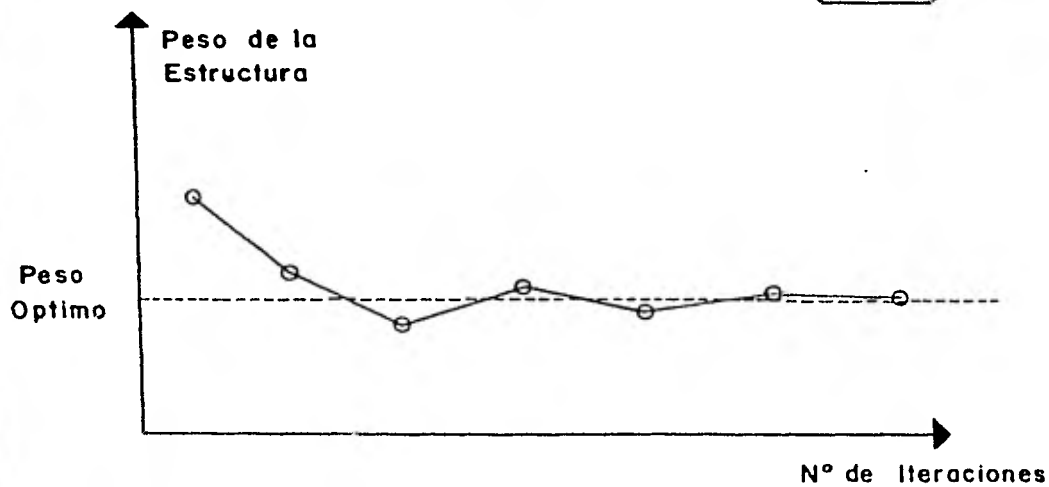
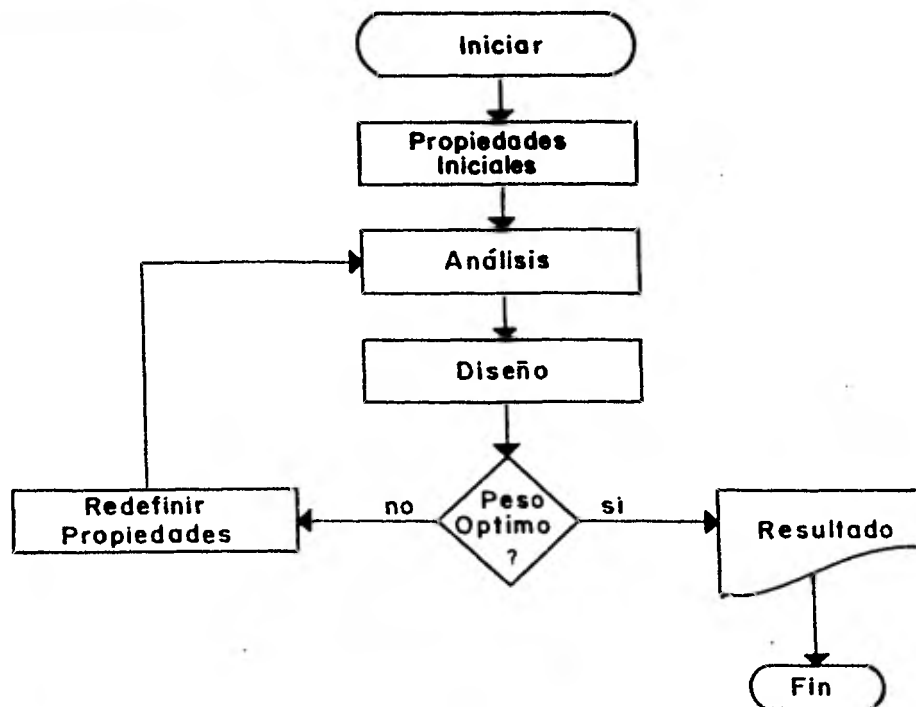


Fig. 3.3 Diagrama de Flujo del Programa y proceso de optimación

área de la sección transversal que se considera para todos los -- miembros en la primera iteración.

5.- INFORMACION DE LOS MIEMBROS:

En una tabla aparecen todos los miembros estructurales, indicandose para cada uno su número, sus incidencias, el grupo - de miembros al que pertenece (principal, secundario o superfluo) y su longitud en centímetros.

6.- CARACTERISTICAS DEL SISTEMA DE ECUACIONES:

Aparecen el número total de ecuaciones, el ancho de semibanda, el número de ecuaciones por bloque y el número de bloques empleados para resolver el sistema de ecuaciones que implica encontrar los desplazamientos de la estructura.

7.- INFORMACION DE LAS CARGAS:

Se presenta una tabla con los nudos sujetos a fuerzas externas. Para cada nudo cargado se indican las fuerzas aplicadas en las direcciones X, Y y Z en cada condición de carga.

B).- RESULTADOS.

En cada iteración del proceso análisis-diseño, las siguientes impresiones son presentadas.

1.- DESPLAZAMIENTOS EN LOS NUDOS: (OPCIONAL).

Aparecen en una tabla todos los puntos nodales con sus desplazamientos en X, Y y Z en cada condición de carga.

2.- FUERZAS AXIALES EN LOS MIEMBROS: (OPCIONAL).

En una tabla aparecen todos los miembros estructurales con - las fuerzas axiales a las que están sujetas en las diversas- condiciones de carga.

3.- REACCIONES EN LOS APOYOS.

4.- DATOS PARA EL DISEÑO: (sólo en la primera iteración).

Se enlistan el número máximo de perfiles disponibles, el nú-

mero de condiciones de carga, el esfuerzo de fluencia del material de los miembros y una tabla de valores de longitud efectiva de pandeo para las distintas barras.

5.- CATALOGO DE PERFILES: (sólo en la primera iteración).

Para cada perfil de catálogo se indica su área en cm^2 , su radio de giro mínimo, el peso por metro lineal y las dimensiones del lado y espesor nominales.

6.- RESULTADOS DEL DIMENSIONAMIENTO:

El resultado principal del programa es la tabla de miembros con los perfiles asignados. En ella se presentan todos los miembros estructurales, separados por grupos, indicando para cada uno de ellos su longitud, las fuerzas de tensión y compresión máximas a las que está sujeto y el número de perfil que le ha sido asignado, del cual se imprimen su capacidad máxima tanto a tensión como a compresión.

En el apéndice C se presentan formas típicas de las impresiones del programa.

EJEMPLOS DE APLICACION

Con objeto de ilustrar el uso del programa de computadora desarrollado y verificar su funcionalidad, así como para evaluar los modelos propuestos para el análisis de torres de transmisión (modelos armadura y viga) que se discuten en el capítulo 2, se presentan a continuación dos ejemplos de aplicación y se discuten los resultados obtenidos.

4.1. EJEMPLO No.1 "TORRE TIPO DELTA PARA 230 KV"

Como primer ejemplo, se aplica el programa desarrollado a la torre tipo delta autosoportada, para 230 KV, que ha utilizado la Comisión Federal de Electricidad en la línea León II-Aguascalientes. La configuración general de la estructura se muestra en la figura 4.1. La torre tiene una altura total de 28.20 metros, medidos desde la base hasta el punto donde se apoyan los hilos de guarda, y un ancho en la base de 6.50 metros.

La torre seleccionada es una estructura ideal para comparar ambos modelos de análisis, ya que en ella no se presenta el problema de los nudos planos y el número de incógnitas (barras) es mayor que el número de ecuaciones (grados de libertad), lo cual implica que no hay problemas de inestabilidad local ni global.

Por lo anterior fue posible llevar a cabo un primer análisis y diseñar la estructura considerándola formada por elementos armadura (rigidez axial únicamente). Posteriormente se realizó un proceso similar al anterior pero considerando elementos viga (pequeña rigidez a cortante) para cada una de las barras de la torre. Aquí se presentan las características básicas de ambos análisis y se comparan entre sí los resultados.

MODELOS PARA ANALISIS:

Para fines de análisis se puede considerar que la torre está for-

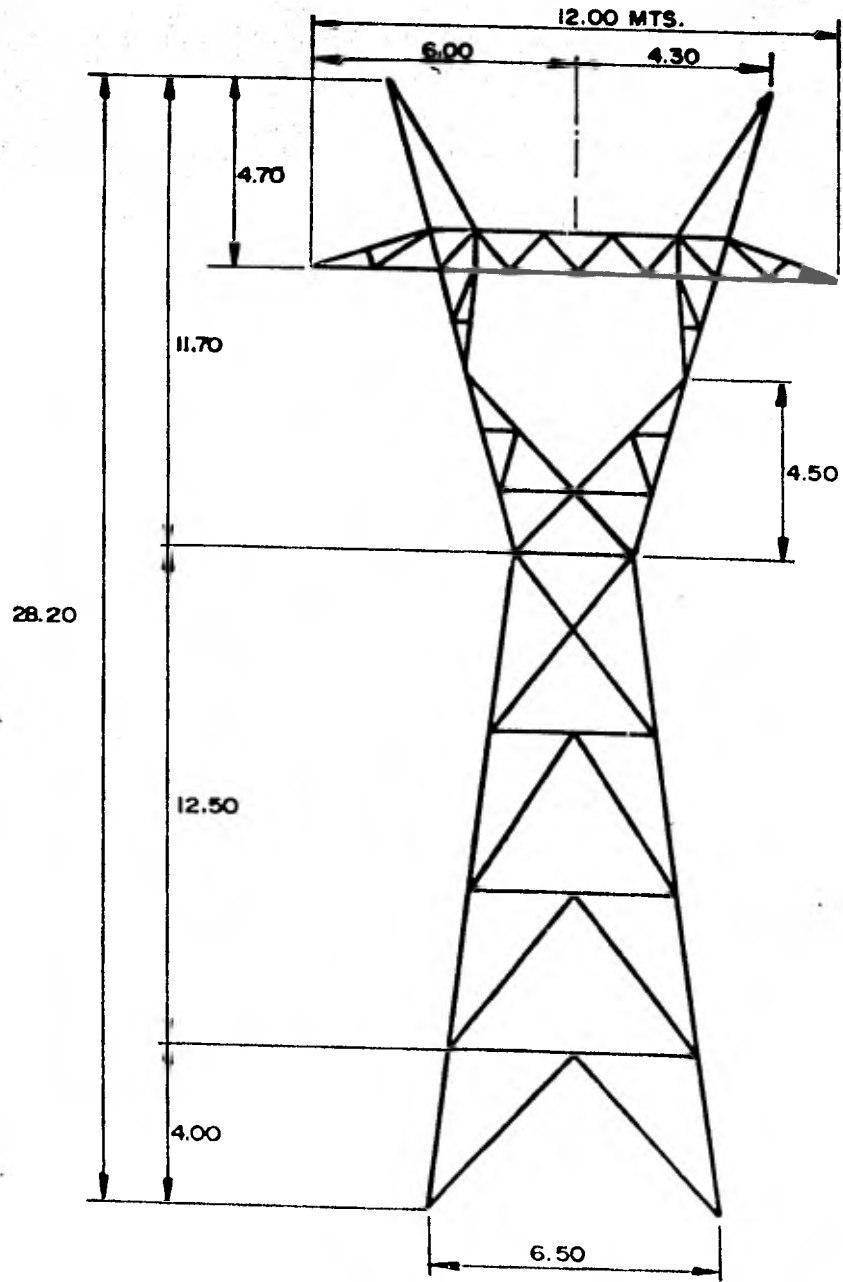


FIG. 4.1 TORRE 230 KV TIPO DELTA
"GEOMETRIA GENERAL"

mada por un total de 310 elementos estructurales unidos en 93 -- puntos nodales. La localización de algunos de ellos, así como el sistema global de referencia (ejes X, Y, Z) se muestran en la figura 4.2. Las características generales de la torre para su análisis son las mismas para ambos modelos, según se señala en la tabla 4.1. En ambos modelos cada punto nodal tiene tres grados de libertad (desplazamientos en las direcciones X, Y, Z) generán dose un total de 279 ecuaciones.

La única diferencia entre los modelos de análisis se encuentra - en los tamaños de las matrices de rigidez de los elementos $[K_g]_i$. Como elemento armadura, la matriz de rigidez $[K_g]_i$ es de (6 x 6) y de (12 x 12) como elemento viga según se explicó en el inciso- 2.3.

Durante el análisis de la torre mediante el empleo del modelo vi ga se definieron momentos de inercia pequeños y fijos para todos los elementos estructurales ($I_x = 0.0001 \text{cm}^4$) para tomar en cuenta únicamente la capacidad a carga axial de sus miembros y que su - capacidad a cortante fuese prácticamente despreciable como tam-- bién se expresó en el tercer inciso del capítulo 2.

CATALOGO DE PERFILES:

La torre se diseñó utilizando el catálogo de perfiles que aparecen en la tabla 4.2. Para cada sección, la tabla muestra el número de perfil (sólo para efectos de identificación en las entra das y salidas del programa), su área axial, radio de giro, peso por unidad de longitud y finalmente sus dimensiones nominales - (lado y espesor). Debe recalcar que los perfiles en el catálogo están ordenados por áreas (de la menor a la mayor), dado que es ésta la forma más eficiente para que la subrutina de diseño - (DISAP) del programa pueda elegir el perfil, que con el peso menor, satisfaga los requerimientos del análisis.

AGRUPACION DE PERFILES EN LA TORRE:

Para este primer ejemplo en estudio se propusieron 57 grupos que contienen los 310 elementos estructurales que forman la estructu

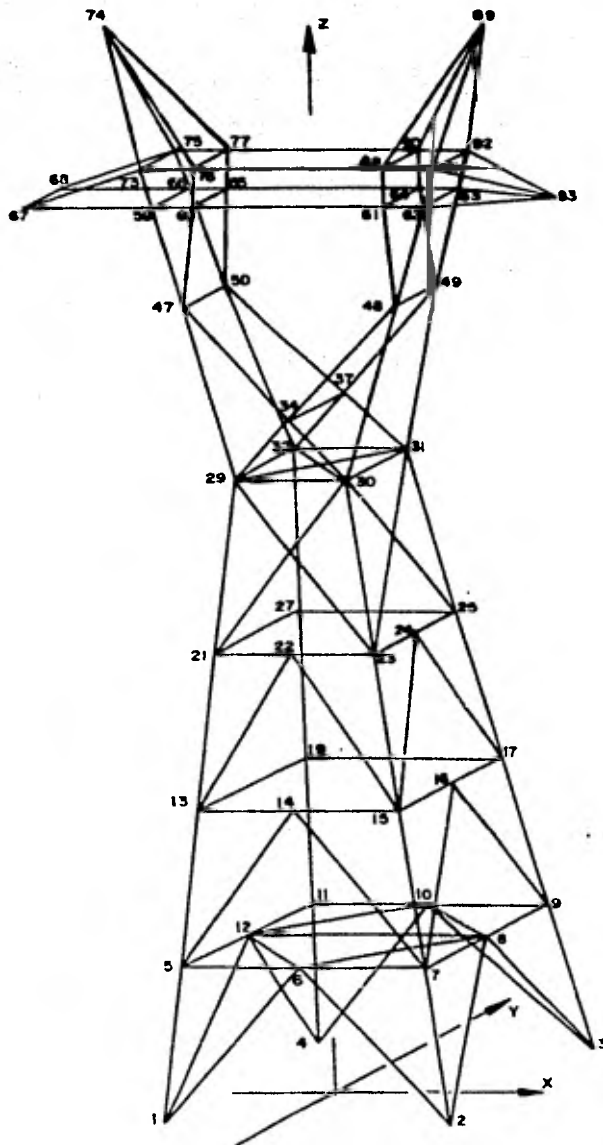


FIG. 4.2 TORRE AUTOSOPORTADA EJEMPLO I
NUMERACION DE NUDOS SELECTOS

PARAMETRO	MODELO ARMADURA	MODELO VIGA
NUMERO DE BARRAS (NB)	310	310
NUMERO DE NUDOS (NN)	93	93
NUMERO DE INCOGNITAS (NI = NB)	310	310
NUMERO DE ECUACIONES (NE = 3NN)	279	279
NUMERO DE ECUACIONES MENOS NUMERO DE INCOGNITAS (GRADO DE HIPERESTATICIDAD)	31	31

TABLA 4.1 PARAMETROS PARA EL ANALISIS DE LA TORRE.
EJEMPLO No.1

TABLA 4.2 CATALOGO DE PERFILES
EJEMPLO No.1

No. PERFIL	AREA (cm ²)	R min (cm)	PESO (Kg/ml)	LADO	ESPESOR
1	1.59	0.38	1.25	19.0	4.8
2	1.90	0.46	1.49	22.2	4.8
3	2.21	0.48	1.73	25.4	4.8
4	2.80	0.48	2.22	25.4	6.3
5	2.81	0.61	2.20	31.7	4.8
6	3.43	0.74	2.68	38.1	4.8
7	3.72	0.61	2.86	37.1	6.3
8	4.03	0.89	3.15	44.4	4.8
9	4.40	0.74	3.48	38.1	6.3
10	4.61	1.02	3.63	50.8	4.8
11	5.20	0.86	4.12	44.4	6.3
12	5.40	0.74	4.26	38.1	7.9
13	5.81	1.24	4.61	63.5	4.8
14	6.06	0.99	4.75	50.8	6.3
15	6.34	0.74	4.99	38.1	9.5
16	6.39	0.86	5.04	44.4	7.9
17	7.42	0.99	5.83	50.8	7.9
18	7.68	1.24	6.10	63.5	6.3
19	8.77	0.99	6.99	50.8	9.5
20	9.29	1.59	7.29	76.2	6.3
21	9.48	1.22	7.44	63.5	7.9
22	11.16	1.22	8.78	63.5	9.5
23	11.48	1.50	9.08	76.2	7.9
24	12.52	2.01	9.82	101.6	6.3
25	13.61	1.47	10.72	76.2	9.5
26	15.48	2.01	12.20	101.6	7.9

27	15.68	1.47	12.35	76.2	11.1
28	17.74	1.47	13.99	76.2	12.7
29	18.45	2.01	14.58	101.6	9.5
30	21.35	1.98	16.82	101.6	11.1
31	21.68	1.45	17.11	76.2	15.9
32	23.29	2.51	18.30	127.0	9.5
33	24.19	1.98	19.05	101.6	12.7
34	26.97	2.49	21.28	127.0	11.1
35	28.13	3.02	22.17	152.4	9.5
36	29.74	1.95	23.36	101.6	15.9
37	30.65	2.49	24.11	127.0	12.7
38	32.65	3.02	25.60	152.4	11.1
39	35.10	1.95	27.53	101.6	19.0
40	37.10	3.00	29.17	152.4	12.7
41	37.81	2.46	29.76	127.0	15.9
42	41.48	3.00	32.59	152.4	14.3
43	44.77	2.46	35.12	127.0	19.0
44	45.87	3.00	36.01	152.4	15.9
45	54.45	2.97	42.71	152.4	19.0
46	62.77	2.97	49.26	152.4	22.2
47	70.97	2.95	55.66	152.4	25.4
48	78.94	3.50	61.98		
49	90.32	3.50	70.84		
50	101.70	3.50	79.68		
51	112.73	3.50	88.55		
52	135.48	3.50	106.26		
53	146.80	3.50	115.10		
54	158.24	3.50	123.97		

ra. En la tabla 4.3 se indican los grupos, su importancia (1 para piezas principales; 2 para diagonales; 3 para redundantes) y el número de elementos que contiene cada uno de los 57 grupos. - Con este agrupamiento se efectuó el diseño de la estructura y se obtuvo como resultado final 17 perfiles diferentes para el total de grupos.

RESULTADOS:

En la tabla 4.4 se ilustran los tiempos de ejecución del programa para los modelos (armadura y viga). Como puede notarse el -- tiempo de solución con el modelo viga es ligeramente mayor debido a que la información que se maneja para llegar al sistema de ecuaciones de la estructura se incrementa y con ello, el tiempo de ejecución del programa. Nótese igualmente que el número de - ecuaciones del sistema final por resolver es exactamente el mismo para ambos modelos.

En la tabla 4.5 se comparan los elementos mecánicos que se obtuvieron para algunas barras, así como los desplazamientos de algunos puntos nodales comunes de los dos modelos. Los valores que - se presentan corresponden a las barras sujetas al mayor esfuerzo y los desplazamientos a los puntos nodales donde se apoyan los - hilos de guarda. Obsérvese que los resultados obtenidos con ambos criterios de análisis son idénticos. De ésto se puede concluir, que es posible realizar un análisis confiable de torres - de transmisión, considerando un valor de rigidez a cortante despreciable, sin que se modifiquen los resultados obtenidos.

En la tabla 4.6 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del diseño de la torre con el catálogo mencionado. En ella - se indica el número del perfil elegido para cada uno de los 57 - grupos, así como la cantidad de grupos diseñados con el mismo - perfil. Igualmente, se indica el número de perfiles diferentes - que para cada diseño se proponen con el programa y el número -- aproximado de perfiles diferentes a los que se reduciría el diseño después de una revisión manual (principalmente eliminando los perfiles que se utilizan una sola vez en toda la torre, y asignamos el perfil inmediato superior a las piezas correspondientes).

TABLA 4.3 AGRUPACION DE PERFILES. NUMERO DE BARRA E IMPORTANCIA PARA CADA GRUPO DE PERFILES. EJEMPLO No.1

GRUPO	No. DE BARRAS	IMPORTANCIA												
1	4	1	14	4	1	27	6	3	40	12	1	53	4	3
2	4	1	15	4	3	28	12	3	41	1	3	54	4	3
3	4	1	16	4	2	29	4	1	42	6	3	55	4	1
4	4	1	17	4	2	30	24	3	43	4	1	56	4	1
5	4	1	18	4	2	31	4	1	44	4	1	57	4	1
6	4	1	19	4	2	32	4	2	45	4	1			
7	4	1	20	4	2	33	4	2	46	6	1			
8	4	1	21	4	2	34	4	3	47	4	1			
9	8	1	22	12	3	35	3	1	48	4	1			
10	8	1	23	8	3	36	12	1	49	10	1			
11	2	1	24	8	3	37	1	3	50	8	3			
12	2	1	25	8	3	38	12	1	51	4	3			
13	4	1	26	4	3	39	1	3	52	4	3			

Piezas principales (importancia 1) : 30 grupos ; 155 barras
 Piezas diagonales (importancia 2) : 8 grupos ; 32 barras
 Piezas redundantes (importancia 3) : 19 grupos ; 123 barras
 57 grupos 310 barras

DESCRIPCION	NUMERO DE NUDOS	NUMERO DE BARRAS	NUMERO TOTAL DE ECUACIONES	ANCHO DE SEMIBANDA	TIEMPO DE COMPUTADORA UNIVAC 1100 (min)
MODELO ARMADURA	93	310	279	96	21
MODELO VIGA	93	310	279	96	29

TABLA 4.4 COMPARACION DE MODELOS. TIEMPOS DE EJECUCION EN LA COMPUTADORA.

MODELO DE ANALISIS	No. DE BARRA	LONG. (cm)	FUERZA MAXIMA (Kg)	No. DE PUNTO NODAL	DESPLAZAMIENTO (cm)	
CONSIDERANDO RIGIDEZ AXIAL	1	405.62	+31,745	74	X= 9.25	
			-0		Y= 0.0	
	5	405.62	+0		89	Z= 2.24
			-52,511			X= 9.63
	8	405.62	+0	89	Y= 0.0	
			-52,511		Z= -2.72	
	11	405.62	+31,745		89	
			-0			
CONSIDERANDO RIGIDEZ A CORTANTE PEQUEÑA	1	405.62	+31,745	74	X= 9.25	
			-0		Y= 0.0	
	5	405.62	+0		89	Z= 2.24
			-52,511			X= 9.63
	8	405.62	+0	89	Y= 0.0	
			-52,511		Z= -2.72	
	11	405.62	+31,745		89	
			-0			

TABLA 4.5 COMPARACION DE RESULTADOS DE LOS MODELOS DE ANALISIS EJEMPLO No.1

TABLA 4.6 PERFILES UTILIZADOS EN EL DISEÑO.
EJEMPLO No.1

+Diseño con $F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$

+Agrupamiento: 57 grupos

+No. de perfiles diferentes utilizados: 17

+El No. de perfiles quedaría reducido aproximadamente a: 11 (después de un ajuste manual por parte del diseñador).

PERFIL No.	GRUPOS QUE SE DISEÑAN EN EL MISMO PERFIL	NUMERO DE GRUPOS
6	30, 48	2
8	25, 27, 50, 52	4
9	57	1
10	39, 49, 54	3
13	22, 51, 53, 55	4
18	26	1
20	23, 24, 28, 35, 38, 40, 41, 45, 47	9
22	46	1
24	12, 34, 36, 42	4
25	43	1
26	44	1
28	56	1
29	7, 8, 9, 10	4
30	15, 31	2
32	5, 6, 11, 18, 19, 29, 33, 37	8
35	13, 14, 16, 17, 20, 21	6
48	1, 2, 3, 4, 32	5
17		57

Si para cada grupo se obtiene la relación entre la fuerza actual te máxima y la capacidad del perfil asignado, se obtendría que:

+El 25% de los elementos estructurales trabajan entre el 0% y el 30% de su capacidad.

+El 28% de ellos trabajan entre el 30% y 70% de su capacidad.

+El 47% de los elementos trabajan entre el 70% y 100% de su capacidad.

La anterior estadística proporciona una idea de la eficiencia del diseño. Cabe aclarar que ella fue hecha considerando sólo la eficiencia máxima presentada en cada grupo, y asignando ésta a todos los elementos del mismo.

Esto es justificable, ya que en el análisis sólo se consideró la acción del viento y la rotura de un conductor en un solo sentido, cuando de hecho pueden presentarse en dos, por lo que un mayor número de miembros puede, en una u otra condición, alcanzar su eficiencia máxima.

En la figura 4.3 se muestra una gráfica del procedimiento de optimización de la torre, puede apreciarse que la convergencia es muy rápida para el caso analizado, ya que el número de iteraciones requeridas para llegar al peso mínimo fue sólo de tres.

4.2. EJEMPLO No.2 "TORRE TIPO A PARA 400 KV"

Como segundo ejemplo se eligió la torre de transmisión tipo A de suspensión para 400 KV diseñada para Comisión Federal de Electricidad. En la figura 4.4 se muestran las características generales de geometría de la estructura, así como sus dimensiones principales. En la parte superior de la figura se muestran los brazos, ventana y cruceta de la torre, y en la parte inferior su cuerpo principal. La torre tiene una altura total de casi 60 metros, medidos desde la base hasta el punto más alto de los elementos que soportan los hilos de guarda, con un ancho de base de 10.12 metros.

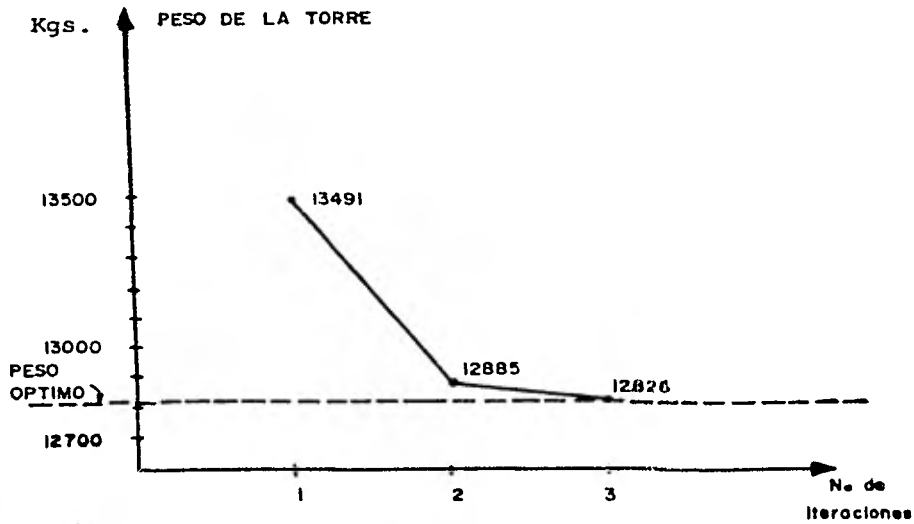


FIG. 4.3 CONVERGENCIA DEL DISEÑO
TORRE EJEMPLO I

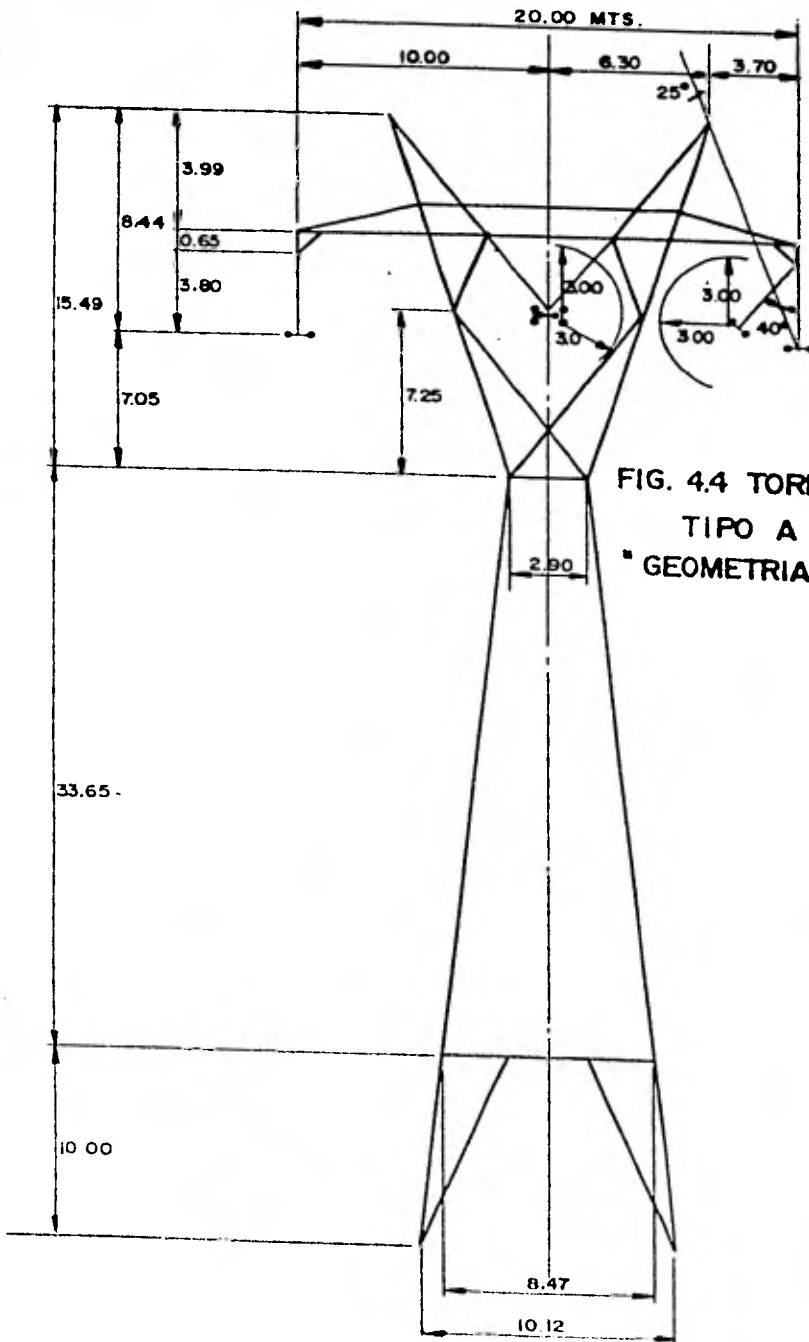


FIG. 4.4 TORRE 400 KV
TIPO A
" GEOMETRIA GENERAL "

SOLICITACIONES:

Las condiciones de carga a que se somete la estructura para efectos de análisis son las que se mencionan a continuación:

CONDICION I:	Operación normal.
CONDICION II:	Un cable de guarda roto.
CONDICION III:	Un conductor extremo roto.
CONDICION IV:	Un conductor central roto.

En las cuatro condiciones, además del peso propio de la estructura, se considera una presión de viento de 110 Kg/m^2 aplicada sobre 1.5 veces el área expuesta, actuando en forma perpendicular a la dirección de la línea por ser ésta la situación más desfavorable.

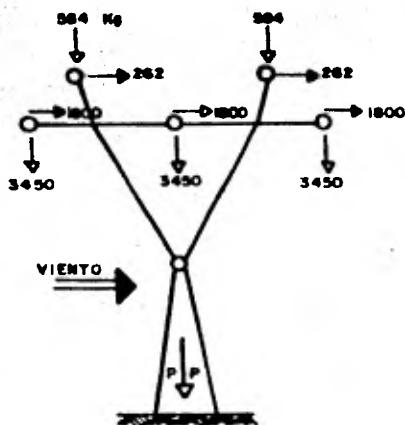
En la figura 4.5 se muestran los diagramas de carga para las cuatro condiciones mencionadas, así como sus respectivos factores de sobrecarga (factores globales de seguridad). Estos son de 2.0 para la condición I y de 1.25 para las tres restantes. El factor de sobrecarga (FSC) está referido a la capacidad nominal del material; ésto es al límite elástico (F_y) en el caso de piezas sujetas a tensión y al esfuerzo nominal admisible en compresión (F_a) para las piezas sujetas a fuerzas de compresión (inciso 2.4).

MODELO DE ANALISIS:

Para fines de análisis de la torre, ésta se modela tomando en consideración todas y cada una de las barras que la forman, así como todos los puntos nodales de la misma. Lo anterior conduce a un modelo con 1537 barras y 631 puntos nodales. La localización de algunos de ellos, así como el sistema global de ejes X, Y, Z, se muestran en la figura 4.6. En esta figura que es un isométrico de la torre con su máxima altura, únicamente se indican las barras que integran las siluetas y algunas diagonales con objeto de lograr una mejor visualización de la misma.

Esta estructura al ser tratada directamente como armadura tridimensional presenta el problema de inestabilidad (mecanismo) debi

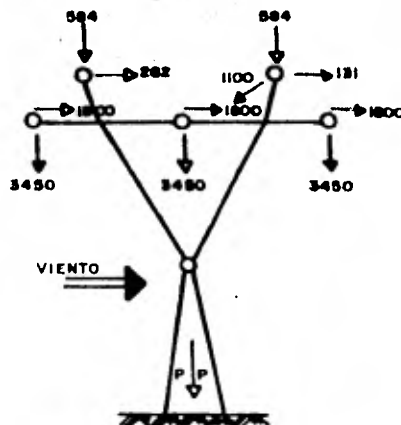
**FIG. 4.5 TORRE 400 KV TIPO A
CONDICIONES DE CARGA**



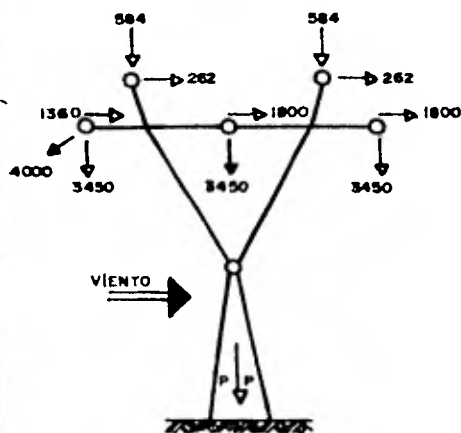
CONDICION I (FSC=2.0)

PP = Peso propio

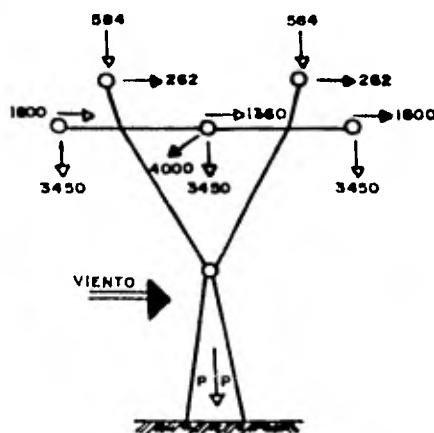
FSC = Factor de sobrecarga



CONDICION II (FSC=1.25)



CONDICION III (FSC=1.25)



CONDICION IV (FSC=1.25)

NOTAS:

- 1) EN TODOS LOS CASOS SE CONSIDERA PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA (PP.)
- 2) EN TODOS LOS CASOS ACTUA UNA PRESION DE VIENTO DE 110 Kg/m² ACTUANDO EN 1.5 VECES EL AREA EXPUESTA. EL VIENTO ES TRANSVERSAL A LA LINEA.
- 3) EL FACTOR DE SOBRECARGA (FSC) ESTA REFERIDO AL ESFUERZO ADMISIBLE DEL MATERIAL (F_t PARA DISEÑO EN TENSION Y F_c PARA DISEÑO EN COMPRESION).

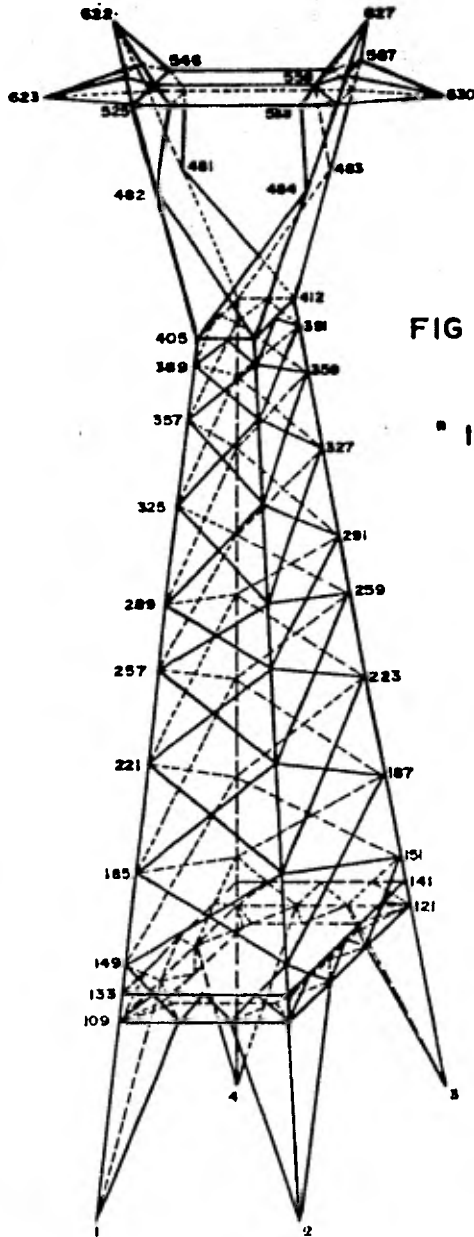


FIG 4.6 TORRE 400 KV
TIPO A

" ISOMETRICO "

do a que el número de incógnitas (barras) es menor al número de ecuaciones (grados de libertad). En la tabla 4.7 se indica el número de ecuaciones y de incógnitas que tiene la torre.

Si se quisiera analizar la estructura mediante el modelo armadura, se tendrían que incluir 356 barras ficticias, además de buscar los lugares más adecuados para colocarlas y convertir así la estructura en estable para efectos de análisis. Evidentemente, -son demasiadas las barras ficticias que hay que agregar, además- no se ve de inmediato una forma sistemática de colocarlas.

Por otra parte, mediante el empleo del modelo viga para analizar la estructura no existe la necesidad de incluir barras ficticias en la torre, sino que únicamente se definen pequeños momentos de inercia, iguales para todas las barras de la torre y de esta manera se evita la singularidad de la matriz de rigidez de la estructura $[K]$ (ver inciso 2.3).

Por lo tanto, en este caso, el análisis de la estructura resulta más conveniente empleando el modelo viga, definiendo pequeños momentos de inercia para todas las secciones iguales a 0.0001cm^4 y manteniendo tres grados de libertad por punto nodal.

CATALOGO DE PERFILES:

El catálogo de perfiles a partir del cual se llevó a cabo el dimensionamiento de la estructura se muestra en la tabla 4.8. En el catálogo se incluyen perfiles con espesores mayores o iguales de 4mm. Como puede notarse, este catálogo es más amplio que el del ejemplo anterior; ésto con el fin de tener mayor capacidad de elegir el perfil mínimo que soporte los esfuerzos a que esté sujeto cada elemento. Se ha podido observar que un pequeño aumento en el número de perfiles disponibles, afecta en forma inmediata en el peso final de la estructura.

AGRUPACION DE PERFILES EN LA TORRE:

Un punto fundamental en el diseño de la torre, consiste en definir la variedad de elementos diferentes de que va a constar la -

P A R A M E T R O	TORRE PARA 400 KV
NUMERO DE BARRAS (NB)	1537
NUMERO DE NUDOS (NN)	631
NUMERO DE INCOGNITAS (NI = NB)	1537
NUMERO DE ECUACIONES (NE = 3NN)	1893
NUMERO DE ECUACIONES MENOS NUMERO DE INCOGNITAS	356

TABLA 4.7 PARAMETRO DE ANALISIS TORRE 400 KV
EJEMPLO No.2

TABLA 4.6 CATALOGO DE PERFILES
EJEMPLO No.2

No. PERFIL	AREA (cm ²)	R min (cm)	PESO (Kg/ml)	LADO	ESPESOR
1	2.243	0.56	1.77	1 1/4"	4 mm
2	2.601	0.54	2.05	1 1/4"	3/16"
3	2.751	0.69	2.17	1 1/2"	4 mm
4	2.952	0.52	2.33	1 1/4"	7/32"
5	3.259	0.82	2.57	1 3/4"	4 mm
6	3.657	0.66	2.89	1 1/2"	7/32"
7	3.767	0.95	2.98	2"	4 mm
8	3.810	0.81	3.01	1 3/4"	3/16"
9	4.089	0.64	3.23	1 1/2"	1/4"
10	4.275	1.08	3.38	2 1/4"	4 mm
11	4.361	0.79	3.45	1 3/4"	7/32"
12	4.415	0.94	3.49	2"	3/16"
13	4,783	1.21	3.78	2 1/2"	4 mm
14	4.896	0.77	3.87	1 3/4"	1/4"
15	5.020	1.07	3.97	2 1/4"	3/16"
16	5.291	1.34	4.18	2 3/4"	4 mm
17	5.624	1.20	4.44	2 1/2"	3/16"
18	5.771	1.05	4.56	2 1/4"	7/32"
19	6.229	1.33	4.92	2 3/4"	3/16"
20	6.307	0.88	4.98	2"	9/32"
21	6.476	1.18	5.12	2 1/2"	7/32"
22	6.509	1.03	5.14	2 1/4"	1/4"
23	6.833	1.46	5.40	3"	3/16"
24	7.181	1.31	5.67	2 3/4"	7/32"
25	7.214	1.01	5.70	2 1/4"	9/32"
26	7.315	1.16	5.78	2 1/2"	1/4"

27	7.438	1.59	5.88	3 1/4"	3/16"
28	7.886	1.44	6.23	3"	7/32"
29	8.042	1.72	6.35	3 1/2"	3/16"
30	8.121	1.29	6.42	2 3/4"	1/4"
31	8.591	1.57	6.79	3 1/4"	7/32"
32	8.647	1.85	6.83	3 3/4"	3/16"
33	8.928	1.42	7.05	3"	1/4"
34	9.027	1.27	7.13	2 3/4"	9/32"
35	9.295	1.70	7.34	3 1/2"	7/32"
36	9.734	1.55	7.69	3 1/4"	1/4"
37	9.934	1.40	7.85	3"	9/32"
38	10.000	1.83	7.90	3 3/4"	7/32"
39	10.541	1.68	8.33	3 1/2"	1/4"
40	10.841	1.54	8.56	3 1/4"	9/32"
41	10.917	1.39	8.62	3"	5/16"
42	11.347	1.81	8.96	3 3/4"	1/4"
43	11.747	1.67	9.28	3 1/2"	9/32"
44	11.888	1.37	9.39	3"	11/32"
45	11.924	1.52	9.42	3 1/4"	5/16"
46	12.154	1.94	9.60	4"	1/4"
47	12.654	1.80	10.00	3 3/4"	9/32"
48	12.824	1.35	10.13	3"	3/8"
49	12.960	2.07	10.24	4 1/4"	1/4"
50	13.561	1.93	10.71	4"	9/32"
51	13.767	2.20	10.88	4 1/2"	1/4"
52	13.938	1.78	11.01	3 3/4"	5/16"
53	14.033	1.48	11.09	3 1/4"	3/8"
54	14.105	1.63	11.14	3 1/2"	11/32"

55	14.468	2.06	11.43	4 1/4"	9/32"
56	14.573	2.33	11.51	4 3/4"	1/4"
57	14.945	1.91	11.81	4"	5/16"
58	15.214	1.76	12.02	3 3/4"	11/32"
59	15.380	2.46	12.15	5"	1/4"
60	15.952	2.04	12.60	4 1/4"	5/16"
61	16.186	2.59	12.79	5 1/4"	1/4"
62	16.281	2.32	12.86	4 3/4"	9/32"
63	16.323	1.89	12.90	4"	11/32"
64	16.451	1.74	13.00	3 3/4"	3/8"
65	16.992	2.72	13.42	5 1/2"	1/4"
66	17.188	2.45	13.58	5"	9/32"
67	17.432	2.02	13.77	4 1/4"	11/32"
68	17.660	1.87	13.95	4"	3/8"
69	17.799	2.85	14.06	5 3/4"	1/4"
70	17.966	2.30	14.19	4 3/4"	5/16"
71	18.095	2.58	14.30	5 1/4"	9/32"
72	18.540	2.15	14.65	4 1/2"	11/32"
73	18.869	2.00	14.91	4 1/4"	3/8"
74	18.973	2.43	14.99	5"	5/16"
75	19.002	2.71	15.01	5 1/2"	9/32"
76	19.649	2.28	15.52	4 3/4"	11/32"
77	19.908	2.84	15.73	5 3/4"	9/32"
78	20.078	2.13	15.86	4 1/2"	3/8"
79	20.284	1.99	16.02	4 1/4"	13/32"
80	20.758	2.41	16.40	5"	11/32"
81	20.988	2.69	16.58	5 1/2"	5/16"
82	21.287	2.26	16.82	4 3/4"	3/8"

83	21.593	2.12	17.06	4 1/2"	13/32"
84	21.693	1.97	17.14	4 1/4"	7/16"
85	21.866	2.54	17.27	5 1/4"	11/32"
86	21.995	2.82	17.38	5 3/4"	5/16"
87	22.496	2.40	17.77	5"	3/8"
88	22.809	1.82	18.02	4"	1/2"
89	22.975	2.67	18.15	5 1/2"	11/32"
90	23.002	2.95	18.17	6"	5/16"
91	23.103	2.10	18.25	4 1/2"	7/16"
92	23.705	2.53	18.73	5 1/4"	3/8"
93	24.009	3.08	18.97	6 1/4"	5/16"
94	24.212	2.38	19.13	5"	13/32"
95	24.422	1.93	19.29	4 1/4"	1/2"
96	24.514	2.23	19.37	4 3/4"	7/16"
97	24.915	2.66	19.68	5 1/2"	3/8"
98	25.016	3.21	19.76	6 1/2"	5/16"
99	25.193	2.93	19.90	6"	11/32"
100	25.521	2.51	20.16	5 1/4"	13/32"
101	25.925	2.36	20.48	5"	7/16"
102	26.023	3.34	20.56	6 3/4"	5/16"
103	26.124	2.79	20.64	5 3/4"	3/8"
104	26.301	3.06	20.78	6 1/4"	11/32"
105	26.831	2.64	21.20	5 1/2"	13/32"
106	27.333	2.92	21.59	6"	3/8"
107	27.410	3.19	21.65	6 1/2"	11/32"
108	27.594	2.34	21.80	5"	15/32"
109	27.648	2.19	21.84	4 3/4"	1/2"
110	28.140	2.77	22.24	5 3/4"	13/32"

estructura. Para el ejemplo que aquí se estudia se propusieron - 116 grupos que contienen las 1537 barras que forman la torre. En la tabla 4.9 se muestran los grupos, su importancia (1 para piezas principales; 2 para diagonales; 3 para redundantes) y el número de barras que contiene cada uno de los 116 de ellos. Con -- esta agrupación inicial resultaron finalmente veintitrés (23) - perfiles diferentes para los 116 grupos.

RESULTADOS:

En la tabla 4.10 se presenta un resumen de los resultados obtenidos del diseño de la torre. En ella se indica el número del perfil elegido para cada uno de los 116 grupos, así como la canti--dad de grupos que utilizan el mismo perfil.

Un resumen de las eficiencias encontradas en el diseño se presenta a continuación:

- 1.- El 30% de las piezas trabajan entre el 1% y el 30% de su capacidad.
- 2.- Un 18% de ellas trabajan entre el 30% y 70% de su capacidad.
- 3.- El 49% de las piezas trabajan entre el 70% y 100% de su capacidad .
- 4.- Sólo a un 3% de las barras se ha permitido exceder su capacidad.

En la figura 4.7 se ilustra una gráfica del procedimiento de optimación de la torre del ejemplo 2. En ella se ve que la convergencia es más rápida que para el ejemplo 1, ya que para este caso el número de iteraciones fue únicamente de dos.

TABLA 4.9 AGRUPACION DE PERFILES. NUMERO DE BARRA E IMPORTANCIA PARA CADA GRUPO DE PERFILES. EJEMPLO No.2

GRUPO	No. DE BARRAS	IMPORTANCIA																		
1	36	1	26	16	3	51	8	2	76	12	2	101	4	3						
2	56	1	27	16	3	52	8	1	77	8	2	102	8	3						
3	80	3	28	8	3	53	8	1	78	8	2	103	4	3						
4	64	3	29	12	1	54	8	2	79	8	1	104	4	3						
5	20	3	30	32	2	55	4	3	80	8	1	105	4	3						
6	16	3	31	16	3	56	4	3	81	20	3	106	8	3						
7	12	1	32	8	3	57	8	1	82	8	3	107	8	1						
8	28	2	33	8	3	58	8	1	83	8	3	108	8	1						
9	8	2	34	16	1	59	8	2	84	8	1	109	12	1						
10	4	3	35	32	2	60	8	2	85	8	1	110	4	3						
11	32	2	36	16	3	61	8	3	86	8	1	111	4	1						
12	16	1	37	16	3	62	8	3	87	8	1	112	4	2						
13	8	1	38	8	3	63	12	1	88	8	2	113	4	1						
14	32	2	39	12	1	64	8	1	89	4	3	114	4	3						
15	16	1	40	32	2	65	8	1	90	16	3	115	14	3						
16	16	3	41	16	3	66	8	2	91	4	1	116	6	1						
17	16	3	42	8	3	67	8	2	92	4	1									
18	8	3	43	8	3	68	8	2	93	16	2									
19	32	2	44	20	1	69	8	2	94	8	1									
20	16	3	45	48	2	70	8	3	95	4	1									
21	16	3	46	24	3	71	8	3	96	5	3									
22	8	3	47	16	3	72	8	3	97	12	1									
23	16	1	48	8	3	73	12	1	98	8	1									
24	16	1	49	8	1	74	12	1	99	8	1									
25	32	2	50	4	3	75	8	2	100	12	1									

Piezas principales (importancia 1) : 42 grupos ; 478 barras

Piezas diagonales (importancia 2) : 25 grupos ; 436 barras

Piezas redundantes (importancia 3) : 49 grupos ; 623 barras
116 grupos 1537 barras

TABLA 4.10 PERFILES UTILIZADOS EN EL DISEÑO.
EJEMPLO No.2

+Diseño con $F_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$

+Agrupamiento: 116 grupos

+No. de perfiles diferentes utilizados: 23

+El No. de perfiles quedaría reducido aproximadamente a: 17 perfiles (después de un ajuste manual por el diseñador).

PERFIL No.	GRUPOS QUE SE DISEÑAN CON EL MISMO PERFIL	NUMERO DE GRUPOS
1	31, 36, 41, 46, 47, 48, 50, 55, 71, 72, 78, 81, 82, 89, 96, 106, 114, 115	18
3	3, 5, 10, 20, 26, 33, 62, 77, 84, 90, 112	11
5	16, 18, 27, 32, 42, 56, 61, 83, 110	9
7	4, 17, 21, 28, 43, 51, 70, 80, 105, 111	10
10	6, 8, 37, 38, 45, 54, 74, 75, 76, 88, 92, 108, 109	13
11	95	1
13	22, 30, 59, 60, 66, 67, 93, 102	8
16	9, 14, 25, 35, 40, 68, 69, 101	8
17	99	1
19	19, 65, 79, 85, 87, 107	6
23	49, 86, 91	3
24	104	1
27	11, 57, 58, 63, 64	5
29	2, 52, 53, 73	4
31	97, 113	2
32	12, 94	2
38	116	1
39	44	1
49	7, 29, 34, 39	4
51	24	1
59	1, 15, 23	3
65	13, 100, 103	3
102	98	1
23		116

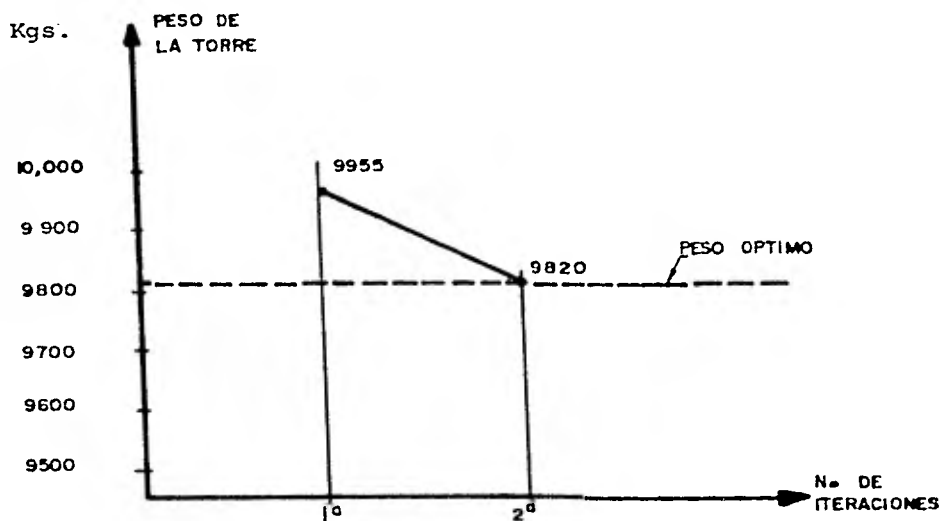


FIG. 4.7 CONVERGENCIA DEL DISEÑO
TORRE EJEMPLO 2

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES PARA DESARROLLO FUTURO

El uso de computadoras en el análisis y diseño de torres de -- transmisión trae consigo grandes ventajas, tanto técnicas como - de orden práctico. En primer término, la capacidad y rapidez de estas máquinas permiten estudiar las estructuras sin tener que - recurrir a simplificaciones burdas que, obviamente conducen a di- seños en extremo conservadores; tanto porque no se considera la interacción real de los miembros estructurales, como por el lógi- co incremento de factores de seguridad ante la incertidumbre que las simplificaciones implican.

En el proceso de dimensionamiento de miembros, una vez conocidos los esfuerzos a los que están sujetos, la computadora también - ofrece ventajas al evitar interpretaciones subjetivas de especi- ficaciones y guías de diseño, así como por el hecho de permitir- seleccionar perfiles de un catálogo amplio en forma racional y - objetiva.

Disponiendo de un programa de computadora para los procesos de - análisis y diseño, tanto el tiempo como el esfuerzo empleados en ellos se reducen a un mínimo al quedar el trabajo de cálculo re- ducido meramente al suministro de información a la computadora y a la interpretación de resultados de la misma. Esta ventaja re- sulta aun de mayor trascendencia si se piensa en optimar los di- seños estructurales, lo cual implica un procedimiento de prueba- y error en el que los procesos de análisis y dimensionamiento se realizan repetidas veces. En la optimación estructural, además, - el programa de computadora puede evaluar cada una de las alterna- tivas propuestas y con base en criterios establecidos, decidir - si se procede o no a considerar nuevas alternativas.

El programa de computadora que se ha desarrollado constituye en- tonces una herramienta básica e imprescindible para análisis y - diseño de torres, así como para estudios posteriores de optima- ción de estas estructuras.

Disponer ya del programa para su empleo en problemas inmediatos, no implica que los trabajos sobre el mismo deban darse por terminados. De la evaluación en la práctica de los resultados y beneficios obtenidos, surgen nuevas ideas para aumentar la potencialidad del programa, simplificar aun más su uso y consecuentemente incrementar los beneficios que de él se derivan. Las mejoras y extensiones que se sugiere realizar son las siguientes:

a) Iniciar trabajos sobre optimación geométrica y subestructuras. El programa al momento, parte de una geometría establecida, y sin variarla, procede a encontrar la estructura de peso mínimo cambiando los perfiles que la constituyen. Se podría, ahora, sin cambiar radicalmente la geometría, empezar a variar las proporciones y separaciones de miembros con objeto de determinar la disposición geométrica más económica. Para reducir el número de variables, podría trabajarse con subestructuras, lo cual permitiría a la vez optimar por separado cruces, cuerpos y bases de las torres.

b) Realizar estudios sobre modelos de análisis estructural para torres de transmisión. -

Como se mencionó en la tesis, el programa de computadora desarrollado emplea un modelo de análisis que puede considerarse el generalmente aceptado. Sin embargo, dadas las características particulares de las torres de transmisión, podrían existir otros modelos que ofrecieran ventajas sobre el ahora empleado. - Por ejemplo, se ha tenido experiencia en otros países, que al considerar los miembros diagonales trabajando exclusivamente a tensión (diseñándolos con una esbeltez tal, que no sean capaces de tomar fuerzas de compresión) ("tensión only members") se obtienen estructuras más ligeras e igualmente confiables.

De igual manera, existe la necesidad de trabajar en el desarrollo de modelos simplificados de análisis, que siendo representativos del comportamiento real de la estructura, hagan más expedita la etapa de diseño preliminar de la misma.

Por otra parte, se ocurre sugerir también el uso de modelos -

más depurados, en los cuales se puedan considerar algunos nudos como rígidos y otros articulados. Este con el fin de predecir mejor la respuesta estructural, y verificar analíticamente los resultados de estudios experimentales y pruebas en prototipos.

c) Estudiar nuevos tipos estructurales.-

Hasta ahora, en México, sólo se han empleado torres de transmisión autosoportadas; sin embargo, existe la experiencia en otros países de que estructuras tales como las torres con retenidas, resultan ser más económicas que las convencionales.

Para introducir estas estructuras al sistema de transmisión nacional, es necesario desarrollar métodos y procedimientos para su análisis y diseño, ya que éstos difieren de los de las torres usuales, e implementarlas en programas de computadora para hacerlas accesibles a los diseñadores.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.- Bathe, K.J., Wilson, E.L., y Peterson, F.E., SAP-IV A STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM FOR STATIC AND DYNAMIC RESPONSE OF LINEAR SYSTEMS, EERC 73-11, University of Berkeley, California 1973.
- 2.- Przemieniecki, J.S., THEORY OF MATRIX STRUCTURAL ANALYSIS, Mc. Graw-Hill Book Co., New York, 1968.
- 3.- Livesley, R.K., MATRIX METHODS OF STRUCTURAL ANALYSIS, The Macmillan Co. Inc., New York, 1964.
- 4.- Luthe, R., ANALISIS ESTRUCTURAL, Representaciones y Servicios de Ingeniería, S.A., México, 1971.
- 5.- Rubinstein, M.F., MATRIX COMPUTER ANALYSIS OF STRUCTURES, prentice-Hall Inc., New Jersey, 1966.
- 6.- Organick, E.I., FORTRAN IV, Fondo Educativo Interamericano, S.A., Costa Rica, 1972
- 7.- McCracken, D.D., Programación FORTRAN IV, Editorial Limusa-Wiley, S.A., México, 1967.
- 8.- Bresler, B., Lin, T.Y., y Scalzi, J.B., DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, Editorial Limusa, México, 1976.
- 9.- Rukos, E., y Mendoza, E., DISEÑO CON COMPUTADORAS DE TORRES DE TRANSMISION, Reporte del Instituto de Ingeniería a CFE, México, 1975
- 10.- CFE.- Gerencia General de Operación, ESPECIFICACIONES GENERALES PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE TORRES AUTOSOPORTADAS PARA LINEAS DE TRANSMISION, Especificación No. 15772, Rev. II.
- 11.- ASCI.- Task Committee on Tower Design, ELECTRICAL TRANSMISSION LINE AND TOWER DESIGN GUIDE, Journal American Society of Civil Engineers, ST 4, 1967

- 12.- AISC.- (American Institute of Steel Construction), MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION.
- 13.- Instituto de Ingenieria, DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Publ. 402, México, 1977.
- 14.- López Valadez, G., ESTUDIOS PRELIMINARES PARA LA OPTIMACION DE TORRES DE TRANSMISION, Reporte del IIE a CFE, México, 1978
- 15.- Gándara, M.F., Espejel, V.E., y López, V.G., OPTIMACION PRELIMINAR DE UNA TORRE DE TRANSMISION AUTOSOPORTADA DE SUSPENSION (400 KV), Reporte del IIE a CFE, México, 1979.
- 16.- Guerrero, F.V., López, V.G., y Gándara, M.F., ANALISIS ESTRUCTURAL CON COMPUTADORA, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México, 1978.
- 17.- Gándara, M.F. y Regidor, J.M., ANALISIS DE UNA MALLA ESPECIAL POR EL METODO DE LAS RIGIDECES, Tesis Profesional UIA, México 1978.
- 18.- López, V.G., Hernández, B.O., y Del Valle, R.E., ESTUDIOS -- PRELIMINARES PARA LA OPTIMACION DE TORRES DE TRANSMISION II, Reporte del IIE a CFE, México, 1979.
- 19.- Damy, R.J., APUNTES DEL CURSO DE ANALISIS AVANZADO DE ESTRUCTURAS, UNAM, México, 1977.
- 20.- Colinas, V.F., APUNTES DEL CURSO DE ESTRUCTURAS METALICAS, UNAM, México, 1977.
- 21.- Instituto de Investigaciones Eléctricas, PROGRAMA SAP-IV FRM PARA ANALISIS ESTATICO DE MARCOS, México, 1978.

APENDICE A

MANUAL DE USUARIO DEL PROGRAMA

DATOS QUE PROPORCIONA EL USUARIO:

Las tarjetas de datos que el usuario deberá proporcionar se dividirán en los siguientes grupos, los cuales se detallarán posteriormente:

- A) Tarjeta de encabezado.
- B) Tarjeta para control del análisis.
- C) Tarjetas de información de puntos nodales.
- D) Tarjetas de información de elementos estructurales (barras).
- E) Tarjetas de cargas en los puntos nodales.
- F) Tarjetas para control del diseño.
- G) Tarjetas del catálogo de perfiles.

NOTAS GENERALES:

1. Antes de hacer uso del programa es muy recomendable el tener un diagrama de la estructura en el cual todos los puntos nodales y elementos estructurales se encuentren numerados.
2. La información debe proporcionarse en el orden indicado; es decir, empezando por el grupo A, siguiendo con el B, etc., -- hasta llegar al grupo G.
3. Los datos que se especifican en cada tarjeta deberán suministrarse en el orden que se indica y en su campo correspondiente.
4. En el instructivo se hará referencia a variables enteras y variables reales. Una variable de tipo ENTERO es aquella que no puede tener parte fraccionaria y debe escribirse sin punto decimal. Por ejemplo:

0, 128, -1436

Una variable de tipo REAL es aquella que puede o no tener parte fraccionaria y debe escribirse con punto decimal. Por ejemplo:

0., 0.0, -14.1672, 18.3

En el programa las variables reales se leen con formato F y las enteras con formato I. Si se trata de caracteres alfanuméricos, se utiliza el formato A.

A) TARJETA DE ENCABEZADO:

Número de Tarjetas: 1 (una)

Formato (12A6)

<u>INFORMACION</u>	<u>VARIABLE</u>	<u>TIPO</u>	<u>COLUMNAS</u>	<u>NOTAS</u>
Encabezado, para ser escrito en - la impresión de resultados.	HED	Alfanumérico	1-72	(1)

NOTAS:

(1) Esta tarjeta sirve para identificación del problema. Pueden emplearse hasta 72 caracteres alfabéticos o numéricos. La información completa, tal como es leída, es impresa en los resultados.

Ejemplo:

TORRE AUTOSOPORTADA 230 KV 0-400-500 PROBL. 1

B) TARJETA PARA CONTROL DEL ANALISIS:

Número de Tarjetas: 1 (una)

Formato: (5I5)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Número de puntos nodales	NUMNP	Entera	1-5	-	(1)
Número de elementos estructurales	NEL	entera	6-10	-	
Número de condiciones de carga	LL	entera	11-15	-	(2)
Clave para impresión de desplazamientos	NCID	entera	16-20	-	(3)
Clave para impresión de fuerzas internas	NCIF	entera	21-25	-	(4)

Notas:

- (1) La variable NUMNP es el número total de puntos nodales de la torre, incluidos tanto los nodos libres como los apoyos.
- (2) Debe haber por lo menos una condición de carga, y quince como máximo: $1 \leq LL \leq 15$
- (3) La variable NCID solo podrá tomar los valores "0" ó "1" Si:

NCID = 0 Se imprimen los desplazamientos de los nudos

NCID = 1 No se imprimen los desplazamientos de los nudos

- (4) La variable NCIF solo podrá tomar los valores "0" ó "1".
Si:

NCIF = 0 Se imprimen las fuerzas internas (fuerzas axiales en los miembros para todas las condiciones de carga).

NCIF = 1 No se imprimen las fuerzas internas.

C) TARJETAS DE LOS PUNTOS NODALES:

Número de tarjetas: NUMNP (una tarjeta por nudo)

Formato: (2I5, 3F10.0)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Número del nodo	N	Entera	1-5	-	(1)
Clave para distinguir entre nodos libres y apoyos	IAP	entera	6-10	-	(2)
Coordenada global "X"	X	Real	11-20	metros	(3)
Coordenada global "Y"	Y	real	21-30	metros	(3)
Coordenada global "Z"	Z	real	31-40	metros	(3)

Notas:

- (1) La numeración de los nodos comienza con el "1" y continúa secuencialmente hasta NUMNP. Debe numerarse los nodos de la torre de tal forma que la diferencia de incidencias en los elementos sea mínima.
- (2) Si IAP = 0 el nudo N está libre de desplazarse en las tres direcciones globales
Si IAP = 1 El nudo N es un APOYO de la torre.
- (3) Las coordenadas de los nodos deberán estar referidas a un sistema de ejes X-Y-Z, (Sistema Global) cuyo origen es elegido por el usuario. El plano XY deberá coincidir con el plano inferior (de apoyo) de la torre y el eje Z deberá estar orientado hacia arriba. Esta restricción permite al programa calcular automáticamente el peso de la torre para ser incluido en los análisis.

D) TARJETAS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES (BARRAS):

Número de tarjetas: NEL (una por barra).

Formato: (5I5)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Número del elemento	M	Entera	1-5	-	(1)
Nodo en un extremo	II	entera	6-10	-	
Nodo en el otro extremo	JJ	entera	11-15	-	
Número de grupo para fines de diseño.	NIG	entera	16-20	-	(2)
Clave para identificar la "importancia del miembro para fines de diseño a compresión.	NFLAG	entero	21-25	-	(3)

Notas:

- (1) La información de los elementos deberá proporcionarse empezando con la del elemento con $M = 1$, y en estricto orden hasta llegar al elemento con $M = NEL$
- (2) NIG sirve para agrupar varios elementos de tal forma que se diseñen con el mismo perfil estructural.

$$1 \leq NIG \leq NNIG \text{ (ver grupo F).}$$

- (3) La variable NFLAG sólo podrá tomar los valores 1, 2 ó 3, en función de la importancia del elemento para fines de su diseño a compresión.

Si $NFLAG = 1$ M es un miembro principal y su relación de esbeltez (Kl/r), en el diseño no podrá ser mayor de 150.

Si $NFLAG = 2$ M es un miembro secundario cuya relación de esbeltez (Kl/r), en el diseño, no podrá ser mayor de 200.

Si NFLAG = 3 M es un miembro secundario o supérfluo cuya relación de esbeltez (Kl/r), en el diseño, no podrá ser mayor de 250.

E) TARJETAS DE CARGAS EN LOS NODOS:

Número de tarjetas: Variable

Formato: (2I5, 3F10.4)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Punto nodal carga do	N	Entera	1-5	-	(1) a (6)
Caso de Carga	L	entera	6-10	-	
Carga en la dirección global "X"	R(1)	real	11-20	Kgs.	(7)
Carga en la dirección global "Y"	R(2)	real	21-30	Kgs.	(7)
Carga en la dirección global "Z"	R(3)	real	31-40	Kgs.	(7)

Notas:

- (1) Se requiere una tarjeta y sólo una por cada nudo cargado y por cada condición de carga.
- (2) Todas las condiciones de carga para un mismo nodo deberán estar agrupadas, una después de la otra, antes de iniciar las cargas de otro punto nodal.
- (3) No necesariamente todos los puntos nodales deben tener tarjetas de cargas concentradas, aunque todos los que tengan cargas deberán entrar en estricto orden ascendente.
- (4) Igualmente, sólo los casos de carga "L" para los cuales el nudo "N" es solicitado con cargas externas, necesita especificarse y deberán estar en orden ascendente de "L".
- (5) El programa termina la lectura de este grupo de tarjetas cuando lee N = 0; es decir para terminar este grupo (E) siempre deberá incluirse una tarjeta en blanco.
- (6) Para el caso en que no existan cargas concentradas en los nudos (torre sometida únicamente a peso propio), este grupo (E) constará solamente de una tarjeta en blanco y se pasará inmediatamente a las tarjetas relacionadas con el diseño (grupos F y G).

- (7) Las fuerzas concentradas serán positivas si actúan en la dirección positiva del eje global al cual se aplican.

F) TARJETA PARA CONTROL DEL DISEÑO:

Número de tarjetas: 1 (una)

Formato: (I5, F10.0, I5)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Número de perfiles de que consta el - catálogo	IMAX	Entera	1-5	-	
Esfuerzo de fluencia del acero	FY	real	6-15	kg/cm ²	
Número de distin--tos grupos de elementos de igual per <u>fil</u>	NNIG	entera	16-20	-	(1)

Notas:

- (1) La variable NNIG indica el número total de grupos en que se - subdividieron los elementos (barras) de la torre para ser diseñadas todas las barras pertenecientes a un grupo con el mismo perfil estructural.

El valor que tome NNIG será el máximo "NIG" definido para todas las barras en las tarjetas del grupo (D).

G) TARJETAS DEL CATALOGO DE PERFILES:

Número de tarjetas: IMAX (una por cada perfil)

Formato: (I5, 5F10.0)

<u>Información</u>	<u>Variable</u>	<u>Tipo</u>	<u>Columnas</u>	<u>Unidades</u>	<u>Notas</u>
Número del perfil	NP	Entera	1-5	-	(1)
Area de la Sección transversal	AR	real	6-15	cm ²	(2)
Radio de giro mínimo	RZ	real	16-25	cms.	
Peso del perfil	W	real	26-35	Kg/ml.	
Lado del ángulo	PAT	real	36-45	mm.	(3)
Espesor del ángulo	ESP	real	46-55	mm.	(3)

Notas:

- (1) La numeración de los perfiles disponibles en el catálogo, comienza con NP = 1 y continúa secuencialmente hasta NP = IMAX.
- (2) Los perfiles deberán estar acomodados en estricto orden ascendente de áreas.
- (3) Tanto la variable "PAT" como la variable "ESP" se usan para incluir el lado y espesor del ángulo respectivamente. Estas dimensiones sirven para tomar en cuenta los efectos de pandeo local del perfil en el cálculo del esfuerzo admisible en compresión (F_a).

APENDICE B

SUBROUTINA DE DISEÑO

```

100 SUERCUTINE CISA (CCFRCF,TEN,COMP,TAM,NUM,ARE,VK,ICLAL,VKTP,
200 * NFL,NCCC,ACLPF,JPAX,NITER,IRI)
300 C
400 C RUTINA DE DISEÑO EN ACERO *****
500 C
600 C
700 C
800 C
900 C
1000 C
1100 C
1200 CIPENSICA CCFRCF(JPAX,3),TEN(1),COMP(1),TAM(1),NLM(1),ARE(1),
1300 * VK(1),IEUAL(1),VKTM(1),NFL(1),NCCC(1),FSC(5),NIII(200)
1400 COPRON/CISENC/AR(200),RZ(200),L(200),CINER(200),E(200),T(200)
1500 C
1600 DATA FSC/2.000,1.2500,1.2500,1.2500,1.000/
1700 C
1800 READ(13) IPAX,NCMAX,FY,NNIG
1900 IF(NITER .EQ. 0) WRITE(6,2000) IPAX,NCMAX,FY
2000 C
2100 C
2200 C
2300 C EM=2035000.C0
2400 C EM=PCCLLC DE ELASTICIDAD DEL ACERO(KG/CM2)
2500 C FI=4.C0*ATAK(1.000)
2600 C ACLPF=0.C0
2700 C IF(NITER .EQ. 0) WRITE(6,2100)
2800 C 10 READ(13) N1,N2,VKC
2900 C IF(NITER .EQ. 0) WRITE(6,2200) VKC,N1,N2
3000 C DO 20 K=N1,N2
3100 C 20 CONTINUE
3200 C IF(N2 .LT. JPAX) GO TO 10
3300 C READ(12) (AR(I),RZ(I),L(I),CINER(I),E(I),T(I),I=1,IPAX)
3400 C IF(NITER .NE. 0) GO TO 50
3500 C WRITE(6,2300)
3600 C NL=0
3700 C DO 40 I=1,IPAX
3800 C IF(NL .LE. 45) GO TO 20
3900 C WRITE(6,2300)
4000 C NL=0
4100 C 20 IF(IRI.EG.1) GO TO 31
4200 C WRITE(6,2401) I,AR(I),RZ(I),L(I),T(I),B(I)
4300 C GO TO 32
4400 C 31 WRITE(6,2400) I,AR(I),RZ(I),L(I),CINER(I),T(I),B(I)
4500 C 32 IP1=I-1
4600 C AREA1=AR(I)
4700 C AREA2=AR(IP1)
4800 C IF(AREA1.GT.AREA2) GO TO 15
4900 C WRITE(6,2100)
5000 C CALL EX11
5100 C 35 NL=NL + 1
5200 C 40 CONTINUE
5300 C 50 IF(IRI.EG.1) GO TO 70
5400 C DO 60 I=1,IPAX
5500 C 60 CINER(I)=0.000100
5600 C 70 REWIND 10
5700 C DO 100 J=1,JPAX
5800 C TMAX=0.C0
5900 C CMAX=0.C0
6000 C NCCC(J)=0
6100 C READ(10) NO,CIP,NIG,NFLAC

```

```

6200      CC 150 M=1,ACMAX
6300      READ(10) A
6400      A=A*FSC(M)
6500      IF(A .LT. 0.00)GO TO 110
6600      IF(A .GT. 1PAX)1PAX=A
6700      GO TC 150
6800      110 A=-A
6900      IF(A .LE. CPAX)GC TO 150
7000      CPAX=A
7100      NCCC(J)=K
7200      150 CONTINUE
7300      TEN(L)=TPAX
7400      COMP(J)=CMAX
7500      TAP(L)=CIP
7600      NCP(L)=NC
7700      IQUAL(J)=NIC
7800      NFL(J)=NFLAG
7900      VKTP(J)=VK(J)+TAP(L)
8000      NII(NIC)=NFLAG
8100      100 CONTINUE
8200      C
8300      C      DISEÑO *****
8400      C      NORMAS DE CFE Y RECOMENDACIONES DEL ASCE Y AISC
8500      C
8600      WRITE(6,2500)
8700      INCICA=C
8800      NL=0
8900      CG 502 L=1,CPAX
9000      TENJ=TEN(J)
9100      COMP=COMP(J)
9200      NFLAG=NFL(J)
9300      IT=0
9400      IC=0
9500      ARE(L)=0.000
9600      C
9700      C      DISEÑO POR TENSIÓN *****
9800      C
9900      IF(TENJ .GT. 0.000)GC TO 301
10000     CO 300 I=1,IPAX
10100     RET=VKTM(L)/RZ(I)
10200     IF(RET.GT.300.000)GO TC 300
10300     CAFT=FY*0.85CO*AR(I)
10400     IT=1
10500     PORC=TEN./CAFT
10600     IF(PORC.LE.1.00)GC TC 301
10700     300 CONTINUE
10800     GO TO 500
10900     C
11000     C      DISEÑO POR COMPRESIÓN *****
11100     C
11200     301 IF(COMP.LE.0.010)GC TO 401
11300     IF(I1)201,202,203
11400     201 STOP
11500     202 IT=1
11600     203 CO 400 I=IT,IPAX
11700     G=B(I)
11800     RE=VKTP(L)/RZ(I)
11900     CC=DCGR1(2.000*FI*FI*EM/(G*FY))
12000     GO TC (302,202,304),NFLAG
12100     302 IF(RE.GT.150.000)GC TO 400
12200     GO TC 300

```

```

12300 303 IF(RE.GT.200.000)CC TC 400
12400 GC TC 305
12500 304 IF(RE.GT.250.000)CC TC 400
12600 305 IF(RE.GE.CC)CC TC 306
12700 C
12800 C DISENO COMPC CCLLPNA CERTA (FANDEC INELASTICC)
12900 C
13000 ESFAC=(11.000-RE*RE/(2.000+CC+CC))*FY*Q
13100 GO TC 307
13200 C
13300 C DISENO COMPC CCLLPNA LARGA (FANDEC ELASTICC. FORMULA CF ELLER)
13400 C
13500 306 ESFAC=(PI*PI*EP/(RE*RE))
13600 307 CAFPC=ESFAC*AR(I)
13700 IC=1
13800 FCRC=COMPJ/CAFPC
13900 IF(FCRC.LE.-1.0300)GO TC 401
14000 400 CONTINUE
14100 GO TO 500
14200 401 II=MAX0(II,IC)
14300 IF(II.EG.0)CC TC 455
14400 ARE(I)=AR(II)
14500 GO TC 501
14600 499 ARE(J)=AR(I)
14700 II=1
14800 GO TC 501
14900 500 NFL(J)=0
15000 GO TC 502
15100 501 NFL(I)=II
15200 502 CONTINUE
15300 C
15400 PEAC=0.000
15500 CC 550 K=1,NANIC
15600 NFLAC=NIII(K)
15700 AREMAX=0.000
15800 ACUMPP=0.000
15900 IC2=0
16000 JKLP=0
16100 CO 510 J=1,CPAX
16200 IF(ICUAL(J).NE.K)CC TC 510
16300 TAPAX=TAM(J)
16400 IF(ARE(J).EG.0.000)GO TO 510
16500 IF(JKLM)504,505,504
16600 505 TAPAX=TAM(J)
16700 JKLP=1
16800 GC TC 506
16900 504 CIFER=ABS(TAM(I)-TAPAX)
17000 IF(DIFER.LE.0.0500)GC TC 506
17100 IC2=1
17200 506 ACUMPP=ACUMPP+TAM(J)/100.000
17300 IF(ARE(J).LE.AREMAX)GO TC 510
17400 AREMAX=ARE(J)
17500 IP=NFL(I)
17600 RE=VKTM(J)/R2(IF)
17700 510 CONTINUE
17800 IF(AREMAX.EG.0.000)GC TO 540
17900 ACLPP=ACLMP+ACLMFF*W(IF)
18000 CC=CSGR1(2.000*PI*PI*EM/(B(IF)*FY))
18100 CAFT=FY*C.2*CO*AR(IP)
18200 IF(IC2.EG.1)CC TC 540
18300 IF(RE.GT.250.000)GC TO 513

```

```

18400      IF (RE-ET.CC)CC TC 511
18500      ESFAC=(1.000-RE*RE/(2.000+CC*CC))*FY*B(IF)
18600      GO TC 512
18700      511 ESFAC=(F1*PI*EM/(RE*RE))
18800      512 CAFAC=ESFAD*AR(IF)
18900      GO TC 540
19000      513 CAFAC=0.000
19100      540 CAF1=CAFAC
19200      CAF2=CAF1
19300      DO 550 J=1,NPAX
19400      IF (IGUAL(J),AE,K)GC TC 550
19500      I1JJ=0
19600      IPF=IP
19700      CAF1=CAF2
19800      CAFAC=CAF1
19900      IF (ARE(J),EG,C.CC)GC TC 570
20000      IF (IC2)562,565,562
20100      562 RE=VKTM(L)/RZ(IPP)
20200      CC=CSCR1(2.000*PI*PI*EM/(E(1FP)*FY))
20300      IF (RE-GT.250.000)CC TC 567
20400      IF (RE-GE.CC)GC TC 563
20500      ESFAC=(1.000-RE*RE/(2.000+CC*CC))*FY*B(IFP)
20600      GO TC 564
20700      562 ESFAC=(F1*PI*EM/(RE*RE))
20800      564 CAFAC=ESFAD*AR(IPP)
20900      GO TC 565
21000      567 CAFAC=0.000
21100      565 ARE(L)=AP(1FF)
21200      IF (AL-LE.47)GC TC 566
21300      WRITE(6,2500)
21400      NL=0
21500      566 PORC=COMP(J)/CAFAC
21600      IF (PORC-LE.1.0300)GC TC 568
21700      IPF=IPP-1
21800      CAF1=FY*0.2500*AR(1FF)
21900      I1JJ=1
22000      GO TC 562
22100      568 IF (I1JJ.EQ.0)GC TC 573
22200      ACLMP=ACLMP-W(IP)*TAP(J)/100.000+W(IPP)*TAP(J)/100.000
22300      572 ARE(L)=AR(1FF)
22400      VK(J)=C1ACR(IPF)
22500      PEAC=PEAC+TAP(J)*W(1FF)/100.000
22600      FSC=COMP(J)/CAFAC
22700      PST=TEN(J)/CAP1
22800      WRITE(6,2600)K,N111(K),NLK(J),TAP(L),NCCC(J),CCMF(L),TEN(J),1FF,
22900      * CAPC,CAF1,FSC,PST,PEAC
23000      NL=NL+1
23100      GO TC 560
23200      570 IF (NL-LF.45) GC TC 575
23300      WRITE(6,2500)
23400      NL=0
23500      575 WRITE(6,2700)K,NUM(J),TAP(J),CCMF(J),TEN(J)
23600      NL=NL+1
23700      INCICA=1
23800      580 CONTINUE
23900      WRITE(6,2900)
24000      NL=NL+1
24100      590 CONTINUE
24200      IF (INDICA.FG.0)GC TC 551
24300      CALL EXIT
24400      551 WRITE(6,2800)ACUPP

```

```

24500 C
24600 C      REINICIALIZA PROPIEDADES GEOMETRICAS
24700 C
24800      RELIAD 12
24900      REAC(12) COPRCF
25000      CO 600 1=1,JPAX
25100      COPRCF(1,1)=ARE(1)
25200      COPRCF(1,2)=VK(1)
25300      600 COPRCF(1,3)=VK(1)
25400      RELIAD 12
25500      WRITE(12)COPRCF
25600      RELIAD 12
25700      RETURN
25800
25900 2000 FORMAT (1H1///,
26000      1 5X,29HC A T C S   F A R A   E L   C I S E A O//,
26100      2 5X,41HALMERC PAXIVO DE PERFILES DISPONIBLES   =,IIC/,
26200      3 5X,41HALMERC DE CONCICIONES DE CARGA           =,IIC/,
26300      4 5X,41CFIERZO DE FLECCION DEL ACER(GK/CM**2)=,F10.0)
26400 2100 FORMAT(///5X,15VALOR DEL FACTOR DE,9X,17HPARA LAS BARRAS/,
      * 5X,15P LONGITUD DE FANDEO,3X,/)
26500 2200 FORMAT (11X,FE.2,16X,15,2X,2H A,2X,15)
26600 2300 FORMAT (1H1 /2X,62HCATALOGO DE PERFILES QUE PUEDEN SER SELECCIONA
      *DCS EN EL CISEAC//,
26700      *5X,6P PERFIL,4X,4P AREA,4X,5P R-MIN,3X,4P PESO,10X,7P INERCIA,2X,
26800      *8P RELACION,7X,6P FACTOR/,
26900      * 11X,3HAC.,4X,5H CM.,2,7X,2H CM,2X,5P KG/M,10X,6H CM**4,3X,
27000      *11P(E/T) EFEC.,6X,2HGS/)
27100 2400 FORMAT(5X,3P # ,13,3X,F6.2,5X,F4.2,1X,F6.2,8X,F5.1,6X,
      *F5.1,6X,F5.3)
27200 2401 FORMAT(5X,3P # ,13,3X,F6.2,5X,F4.2,1X,F6.2,15X,FE.2,10X,FE.3)
27300 2500 FORMAT(1P1,54X,16P C I S E A O,/,55X,16PXXXXXXXXXXXXXXXXXX,/)
27400      *1X,5P GRLFD,2X,4H IFF.,2X,5P BARRA,2X,8H LONGITUD,2X,5P CCNC.,2X,
27500      *10P COMPRESION,2X,7P TENSICA,6X,6H PERFIL,2X,13P CAPACIDAD A,2X,
27600      * 11H CAPACIDAD A,2X,16H FZA.ACT./CAP.,6X,4H PESO/,
27700      *14X,2H NO.,6X,4P (CM),4X,5H CRIT.,3X,6H MAX.(KG),3X,8P AX.(KG),15X,
27800      * 10H COMPRESION,5X,7H TENSION,5X,5P COMP.,5X,5H TENS.,3X,
27900      * 9P ACUMLLADO/)
28000 2600 FORMAT(2X,13,2X,13,2X,15,F10.2,4X,12,F12.0,F10.0,7Y,1P #,13,2X,
      * F12.0,1X,F12.0,2F10.2,F13.2)
28100 2700 FORMAT (2X,13,7X,15,F10.2,6X,F12.0,F10.0,2X,
      * 3EH NO SE ENCONTRC PERFIL EN EL CATALOGO ,/,47X,
28200      * 35H QUE RESISTA LAS ACCIONES DEL ELEMENTO //)
28300 2800 FORMAT (///5X,27H***** PESO DE LA ESTRUCTURA,F10.0,10P KG. *****)
28400 2900 FORMAT ( )
28500 3100 FORMAT(///,5X,42P ERFCR DE CATOS: LOS PERFILES DEBEN ENTRAR/,
      * 5X,42P EN ORDEN ASCENDENTE DE AREAS. //,
28600      * 5X,42P *****REVISAR CATALOGO DE PERFILES*****//)
28700
28800
28900
29000
29100
29200      ENCL

```

APENDICE C

LISTADO DE DISEÑOS TIPICOS CON EL PROGRAMA

A continuación se presenta una hoja de cada tipo de impresión, - tanto de datos como de resultados del programa, con el fin de -- dar una idea del tipo de información en que se basa el estudio - de las torres. Las formas muestran las siguientes impresiones -- "tipo".

- FORMA F-1 : Información General de Control.
- FORMA F-2 : Coordenadas de los Nudos.
- FORMA F-3 : Información de las Barras. Incidencias.
- FORMA F-4 : Parámetros para la Solución del Sistema de Ecuaciones.
- FORMA F-5 : Datos de las Cargas.
- FORMA F-6 : Desplazamientos de los Nudos.
- FORMA F-7 : Fuerzas Axiales en las Barras.
- FORMA F-8 : Reacciones en los Apoyos.
- FORMA F-9 : Parámetros para el Diseño.
- FORMA F-10: Catálogo de Perfiles Disponibles.
- FORMA F-11: Diseño.

1055F 20 2V 1000000 1000000

1055F 20 2V 1000000 1000000

NUMERO DE BIENES * 1527
NUMERO DE PUNTOS NOBLES * 65
NUMERO DE CASOS DE CARGA *

F-1

COORDENADAS DE LOS PUNTOS NODALES

NUDO	COORDENADAS (CMS)			NUDO	COORDENADAS (CMS)		
	X	Y	Z		X	Y	Z
301	104.	-209.	3455.	302	-106.	-203.	3655.
303	-271.	-201.	3460.	304	-213.	213.	3540.
305	213.	213.	3440.	306	213.	-213.	3540.
307	-213.	-213.	3440.	308	-222.	-107.	3428.
309	-222.	107.	3428.	310	-223.	223.	3418.
311	-107.	222.	3428.	312	107.	222.	3428.
313	223.	223.	3418.	314	222.	107.	3428.
315	107.	-107.	3428.	316	223.	-223.	3418.
317	223.	-223.	3428.	318	-107.	-222.	3428.
319	-223.	-223.	3418.	320	-231.	0.	3316.
321	-231.	231.	3295.	322	0.	231.	3316.
323	231.	231.	3295.	324	231.	0.	3316.
325	233.	233.	3295.	326	0.	-231.	3316.
327	-233.	-233.	3295.	328	-243.	-127.	3183.
329	-243.	127.	3183.	330	-243.	243.	3173.
331	-127.	243.	3183.	332	127.	243.	3183.
333	243.	243.	3173.	334	243.	127.	3183.
335	243.	-127.	3183.	336	243.	-243.	3173.
337	127.	-243.	3183.	338	-127.	-243.	3183.
339	-243.	-243.	3173.	340	-254.	254.	3050.
341	254.	254.	3050.	342	254.	254.	3050.
343	254.	0.	3050.	344	254.	-254.	3050.
345	0.	-254.	3050.	346	-254.	-254.	3050.
347	-254.	0.	3050.	348	-127.	127.	3050.
349	127.	127.	3050.	350	127.	-127.	3050.
351	-127.	-127.	3050.	352	-264.	-53.	2925.
353	-264.	53.	2925.	354	-264.	264.	2925.
355	-53.	264.	2925.	356	53.	264.	2925.
357	53.	264.	2925.	358	264.	53.	2925.
359	264.	-53.	2925.	360	-244.	-264.	2925.
361	264.	-264.	2925.	362	-53.	-264.	2925.
363	264.	-264.	2925.	364	-154.	154.	2941.
365	264.	0.	2925.	366	154.	154.	2941.
367	264.	0.	2925.	368	154.	-154.	2941.
369	264.	0.	2925.	370	-154.	-154.	2941.
371	264.	0.	2925.	372	-274.	-105.	2800.
373	264.	-243.	2800.	374	-274.	274.	2800.
375	264.	-274.	2800.	376	105.	274.	2800.
377	274.	274.	2800.	378	274.	105.	2800.
379	274.	274.	2800.	380	274.	-274.	2800.
381	274.	-105.	2800.	382	-105.	-274.	2800.
383	274.	274.	2800.	384	-80.	269.	2860.
385	-274.	-274.	2800.	386	-285.	158.	2675.
387	-274.	274.	2800.	388	-158.	285.	2675.
389	-285.	285.	2675.	390	203.	203.	2750.
391	285.	285.	2675.	392	285.	285.	2675.
393	285.	285.	2675.	394	80.	-269.	2860.
395	285.	285.	2675.	396	285.	-158.	2675.
397	285.	-203.	2675.	398	158.	-285.	2675.
399	285.	-285.	2675.	400	-203.	-203.	2750.
401	285.	285.	2675.				

F-2

MIEMBRO (PARES)	INCIDENCIAS 1 J	GRUPO	IDENTIF. (KL/R)	LONGITUD (CP)	MIEMBRO (PARES)	INCIDENCIAS 1 J	GRUPO	IDENTIF. (KL/R)	LONGITUD (CR)
502	208 204	68	1	159.75 1.00	502	208 204	68	1	127.08 1.00
504	209 204	68	1	122.90 1.00	504	209 204	68	1	127.08 1.00
506	213 205	68	1	122.90 1.00	506	213 205	68	1	127.08 1.00
506	214 205	68	1	122.90 1.00	506	214 205	68	1	127.08 1.00
510	207 199	69	1	122.70 1.00	510	207 199	69	1	105.30 1.00
512	210 194	69	1	120.12 1.00	512	210 194	69	1	105.30 1.00
514	212 196	69	1	120.12 1.00	514	212 196	69	1	105.30 1.00
516	215 203	69	1	120.12 1.00	516	215 203	69	1	105.30 1.00
518	226 216	70	2	120.12 1.00	518	226 216	70	2	102.53 1.00
520	218 219	70	2	102.53 1.00	520	218 219	70	2	102.53 1.00
522	222 221	70	2	102.53 1.00	522	222 221	70	2	102.53 1.00
524	225 224	70	2	102.53 1.00	524	225 224	70	2	102.53 1.00
526	218 217	71	3	102.53 1.00	526	218 217	71	3	101.82 1.00
528	223 224	71	3	102.53 1.00	528	223 224	71	3	101.82 1.00
530	216 227	72	1	101.82 1.00	530	216 227	72	1	145.00 1.00
532	219 217	72	1	145.00 1.00	532	219 217	72	1	145.00 1.00
534	222 220	72	1	145.00 1.00	534	222 220	72	1	145.00 1.00
536	225 223	72	1	145.00 1.00	536	225 223	72	1	145.00 1.00
538	261 246	73	3	145.00 1.00	538	261 246	73	3	135.89 1.00
540	264 250	73	3	145.00 1.00	540	264 250	73	3	135.89 1.00
542	267 254	73	3	135.89 1.00	542	267 254	73	3	135.89 1.00
544	270 258	73	3	135.89 1.00	544	270 258	73	3	135.89 1.00
546	229 217	74	3	135.89 1.00	546	229 217	74	3	97.03 1.00
548	232 220	74	3	97.03 1.00	548	232 220	74	3	97.03 1.00
550	235 223	74	3	97.03 1.00	550	235 223	74	3	97.03 1.00
552	238 227	74	3	97.03 1.00	552	238 227	74	3	97.03 1.00
554	261 247	74	3	131.23 1.00	554	261 247	74	3	131.23 1.00
556	264 251	74	3	131.23 1.00	556	264 251	74	3	131.23 1.00
558	267 255	74	3	131.23 1.00	558	267 255	74	3	131.23 1.00
560	270 259	74	3	131.23 1.00	560	270 259	74	3	131.23 1.00
562	230 229	75	3	131.23 1.00	562	230 229	75	3	75.00 1.00
564	233 232	75	3	131.23 1.00	564	233 232	75	3	75.00 1.00
566	236 235	75	3	75.00 1.00	566	236 235	75	3	75.00 1.00
568	239 238	75	3	75.00 1.00	568	239 238	75	3	75.00 1.00
570	247 246	75	3	75.00 1.00	570	247 246	75	3	59.21 1.00
572	251 250	75	3	75.00 1.00	572	251 250	75	3	59.21 1.00
574	255 254	75	3	89.21 1.00	574	255 254	75	3	89.21 1.00
576	259 258	75	3	89.21 1.00	576	259 258	75	3	89.21 1.00
578	262 261	75	3	89.21 1.00	578	262 261	75	3	83.96 1.00
580	265 264	75	3	89.21 1.00	580	265 264	75	3	83.96 1.00
582	268 267	75	3	83.96 1.00	582	268 267	75	3	83.96 1.00
584	271 270	75	3	83.96 1.00	584	271 270	75	3	83.96 1.00
586	228 216	76	2	83.96 1.00	586	228 216	76	2	100.69 1.00
588	229 216	76	2	105.93 1.00	588	229 216	76	2	100.69 1.00
590	231 219	76	2	105.93 1.00	590	231 219	76	2	100.69 1.00
592	232 219	76	2	105.93 1.00	592	232 219	76	2	100.69 1.00
594	234 222	76	2	105.93 1.00	594	234 222	76	2	100.69 1.00
596	235 272	76	2	105.93 1.00	596	235 272	76	2	100.69 1.00
598	237 225	76	2	105.93 1.00	598	237 225	76	2	100.69 1.00
600	238 225	76	2	105.93 1.00	600	238 225	76	2	100.69 1.00

PARAMETROS DE LAS ECUACIONES

NUMERO TOTAL DE ECUACIONES = 1329
ANCHO DE LA SEMIBANDA = 144
NUMERO DE ECUACIONES EN UN BLOQUE = 66
NUMERO DE BLOQUES = 21

F-4

DATOS DE LAS CARGAS

LUZ	CONDICION DE CARGA	FX (KG)	FY (KG)	FZ (KG)
1	1	1500.00	.00	-3450.00
1	2	1300.00	.00	-3450.00
1	3	1200.00	.00	-3450.00
1	4	1200.00	.00	-3450.00
5	1	307.00	.00	-584.00
5	2	176.00	-1100.00	-584.00
5	3	307.00	.00	-584.00
5	4	307.00	.00	-584.00
6	1	1300.00	.00	-3450.00
6	2	1600.00	.00	-3450.00
6	3	1300.00	-4000.00	-3450.00
6	4	1300.00	.00	-3450.00
10	1	307.00	.00	-584.00
10	2	307.00	.00	-584.00
10	3	307.00	.00	-584.00
10	4	307.00	.00	-584.00
20	1	-412.50	.00	-412.50
20	2	-412.50	.00	-412.50
20	3	-412.50	.00	-412.50
20	4	-522.50	-1000.00	-522.50
25	1	102.00	.00	.00
25	2	102.00	.00	.00
25	3	102.00	.00	.00
25	4	102.00	.00	.00
27	1	102.00	.00	.00
27	2	102.00	.00	.00
27	3	102.00	.00	.00
27	4	102.00	.00	.00
28	1	-412.50	.00	-412.50
28	2	-412.50	.00	-412.50
28	3	-412.50	.00	-412.50
28	4	-522.50	-1000.00	-522.50
101	1	102.00	.00	.00
101	2	102.00	.00	.00
101	3	102.00	.00	.00
101	4	102.00	.00	.00

F-5

DESPLAZAMIENTOS DE LOS NUDOS (CMS)

NUDO	CONDICION DE CARGA	D-X	D-Y	D-Z
443	1	.176-006	.112-006	.139-005
	2	.116-006	.105-006	.984-006
	3	.254-006	-.144-006	.415-006
	4	.625-007	.392-008	.271-006
	5	-.261-007	-.261-007	-.285-006
442	1	.277-006	-.212-006	-.253-005
	2	.268-006	-.260-006	-.276-005
	3	.513-006	-.156-006	-.355-005
	4	.350-006	-.304-006	-.345-005
	5	.261-007	-.261-007	-.285-006
441	1	.277-006	.212-006	-.253-005
	2	.230-006	.158-006	-.223-005
	3	.142-007	.250-006	-.130-005
	4	.162-006	.104-006	-.142-005
	5	.261-007	.261-007	-.285-006
440	1	.176-006	-.112-006	.139-005
	2	.232-006	-.114-006	.172-005
	3	.790-007	-.351-006	.214-005
	4	.251-006	-.204-006	.230-005
	5	-.261-007	.261-007	-.285-006
439	1	.193+003	-.240+001	-.160+002
	2	.345+002	.552+001	-.537+001
	3	.115+004	-.525+002	-.789+002
	4	.241+003	-.596+001	-.187+002
	5	.110+003	-.125+001	-.915+001
438	1	.163+002	-.240+001	-.119+001
	2	.265+001	.552+001	-.122+001
	3	.626+002	-.525+002	-.874+000
	4	.165+002	-.596+001	-.921+000
	5	-.125+001	-.125+001	.211+000
437	1	.163+002	-.177+003	.662+001
	2	.365+001	-.323+002	-.820+000
	3	.626+002	-.110+004	.704+002
	4	.165+002	-.203+003	.109+002
	5	-.125+001	.110+003	-.915+001
436	1	.675+003	.654+003	-.327+003
	2	.576+003	.568+003	-.283+003
	3	.120+004	.110+004	-.574+003
	4	.644+003	.618+003	-.313+003
	5	.359+003	.359+003	-.173+003

F-6

FUERZAS AXIALES EN LOS MIEMBROS (KGS.)

MIEMBRO NUMERO	CONDICION DE CARGA	FUERZA AXIAL
1009	1	1775.
1009	2	877.
1009	3	6842.
1009	4	1684.
1009	5	-350.
1011	1	-391.
1011	2	-1242.
1011	3	5081.
1011	4	90.
1011	5	-337.
1012	1	-2372.
1012	2	-3271.
1012	3	2786.
1012	4	-2328.
1012	5	-337.
1015	1	-258.
1015	2	-1185.
1015	3	4336.
1015	4	-740.
1015	5	-337.
1017	1	1723.
1017	2	841.
1017	3	6840.
1017	4	1679.
1017	5	-337.
1019	1	-160.
1019	2	-1214.
1019	3	5525.
1019	4	319.
1019	5	-84.
1021	1	-2105.
1021	2	-3009.
1021	3	3086.
1021	4	-2067.
1021	5	-84.
1023	1	17.
1023	2	-913.
1023	3	4833.
1023	4	-462.
1023	5	-84.

TENSIONES (+)
COMPRESIONES (-)

MIEMBRO NUMERO	CONDICION DE CARGA	FUERZA AXIAL
1010	1	1723.
1010	2	2596.
1010	3	-3511.
1010	4	1601.
1010	5	-337.
1012	1	-258.
1012	2	666.
1012	3	-4860.
1012	4	216.
1012	5	-337.
1014	1	-2372.
1014	2	-1464.
1014	3	-7413.
1014	4	-2250.
1014	5	-337.
1016	1	-391.
1016	2	463.
1016	3	-6054.
1016	4	-865.
1016	5	-337.
1018	1	1962.
1018	2	2838.
1018	3	-3296.
1018	4	1835.
1018	5	-84.
1020	1	17.
1020	2	944.
1020	3	-4609.
1020	4	487.
1020	5	-84.
1022	1	-2105.
1022	2	-1193.
1022	3	-7159.
1022	4	-1977.
1022	5	-84.
1024	1	-159.
1024	2	698.
1024	3	-5838.
1024	4	-629.
1024	5	-84.

F-7

REACCIONES EN LOS APOYOS (KGS.)

APOYO	COND.	REACCION EN "X"	REACCION EN "Y"	REACCION FN "Z"
1	1	-.17755+004	.11225+004	-.13876+005
	2	-.23211+004	-.11356+004	-.17162+005
	3	-.79026+003	.35059+004	-.21407+005
	4	-.25057+004	-.20392+004	-.27031+005
	5	.26101+003	-.26104+003	.28489+004
2	1	-.27736+004	-.21206+004	.25333+005
	2	-.23000+004	-.15838+004	.22339+005
	3	-.14215+003	-.25041+004	.12956+005
	4	-.18233+004	-.10374+004	.14164+005
	5	-.26103+003	-.26106+003	.28491+004
3	1	-.27736+004	.21206+004	.25333+005
	2	-.24916+004	.25956+004	.27579+005
	3	-.51050+004	.15560+004	.35519+005
	4	-.35038+004	.30374+004	.34489+005
	5	-.26107+003	.26104+003	.28496+004
4	1	-.17754+004	-.11225+004	-.13875+005
	2	-.11642+004	-.10475+004	-.98405+004
	3	-.25406+004	.14422+004	-.41526+004
	4	-.2510+003	-.39224+002	-.27064+004
	5	.26109+003	.26105+003	.28499+004

DATOS PARA EL DISEÑO

NUMERO MAXIMO DE PERFILES DISPONIBLES = 48
NUMERO DE CONDICIONES DE CARGA = 5
ESFUERZO DE FLUENCIA DEL ACERO(KG/CM²)= 4000.

VALOR DEL FACTOR DE LONGITUD DE PANDEO PARA LAS BARRAS

1.00

1 A 1057

CATALOGO DE PERFILES QUE PUEDEN SER SELECCIONADOS EN EL DISEÑO

PERFIL NO.	AREA CM ²	R-MIN CM	PESO KG/M	INERCI A CM ⁴	RELACION (R/T) EFEC.	FACTO R GS
# 1	2.85	.76	2.23		7.14	1.000
# 2	3.39	.84	2.69		8.73	1.000
# 3	3.56	1.21	3.03		9.92	1.000
# 4	4.03	.87	3.15		7.00	1.000
# 5	4.43	.74	3.43		6.00	1.000
# 6	4.51	1.02	3.63		8.00	1.000
# 7	4.83	1.27	3.83		13.10	.899
# 8	5.20	.56	4.12		5.00	1.000
# 9	5.40	.74	4.26		3.40	1.000
# 10	5.31	1.24	4.61		10.67	.981
# 11	6.06	.59	4.75		5.75	1.000
# 12	6.39	.86	5.04		4.00	1.000
# 13	7.33	1.50	5.52		13.33	.891
# 14	7.42	.79	5.83		4.40	1.000
# 15	7.68	1.24	6.13		7.75	1.000
# 16	8.36	1.75	6.55		15.33	.823
# 17	8.77	.44	6.94		3.50	1.000
# 18	9.29	1.50	7.29		9.75	1.000
# 19	9.48	1.22	7.44		6.00	1.000
# 20	10.90	1.75	8.63		11.50	.952
# 21	11.16	1.22	8.73		4.83	1.000
# 22	11.48	1.53	9.08		7.60	1.000
# 23	12.48	1.75	10.71		9.00	1.000
# 24	13.61	1.47	10.72		6.17	1.000
# 25	15.42	2.01	12.20		10.60	.983
# 26	15.68	1.47	12.35		5.14	1.000
# 27	16.00	1.73	12.65		7.33	1.000
# 28	17.74	1.47	13.48		4.37	1.000
# 29	18.15	2.21	14.38		9.30	1.000
# 30	20.97	1.73	15.52		5.25	1.000
# 31	21.63	1.45	17.11		3.50	1.000
# 32	21.85	1.72	16.32		7.29	1.000
# 33	23.29	2.51	18.33		11.00	.969
# 34	24.19	1.93	19.05		6.25	1.000
# 35	25.63	1.73	20.24		4.20	1.000
# 36	26.97	2.45	21.28		9.29	1.000
# 37	28.13	3.02	22.17		13.67	.879
# 38	29.76	1.95	23.36		4.80	1.000
# 39	32.65	2.49	24.11		8.00	1.000
# 40	32.65	3.02	25.60		11.57	.950
# 41	37.20	3.00	29.17		10.00	1.000
# 42	37.81	2.46	29.76		6.20	1.000
# 43	41.43	3.00	32.59		8.78	1.000
# 44	44.77	2.40	35.12		5.00	1.000
# 45	45.57	3.20	36.31		7.80	1.000
# 46	54.47	2.97	42.71		6.33	1.000
# 47	62.77	2.97	49.26		5.29	1.000
# 48	70.97	2.95	55.66		4.50	1.000

F-10

D I S E N O
XXXXXXXXXXXXXXXXXX

GRUPO	IMP.	BARRA NO.	LONGITUD (CM)	COND. CRIT.	COMPRESION MAY. (KG)	TENSION MAX. (KG)	PERFIL	CAPACIDAD A COMPRESION	CAPACIDAD A TENSION	FZA. ACT. / CAP. CORP.	TENS.	PESO ACUMULADO
101	1	1009	136.14	5	350.	8553.	# 10	9700.	19754.	.04	.43	5067.71
101	1	1010	67.42	3	4330.	3446.	# 10	19506.	19754.	.22	.17	5070.82
101	1	1011	67.42	2	1592.	6691.	# 10	19506.	19754.	.08	.33	5073.93
101	1	1012	67.42	3	6076.	833.	# 10	19506.	19754.	.11	.04	5077.03
101	1	1013	67.42	1	4744.	3463.	# 10	19506.	19754.	.24	.18	5080.14
101	1	1014	67.42	3	9266.	0.	# 10	19506.	19754.	.48	.00	5083.25
101	1	1015	67.42	2	1432.	5420.	# 10	19506.	19754.	.08	.27	5086.36
101	1	1016	67.42	3	7568.	579.	# 10	19506.	19754.	.39	.03	5089.47
101	1	1017	67.42	5	337.	2549.	# 10	19506.	19754.	.02	.43	5092.57
101	1	1018	68.34	3	4127.	3024.	# 10	19415.	19754.	.21	.20	5095.72
101	1	1019	68.34	2	1267.	6910.	# 10	19415.	19754.	.07	.35	5098.87
101	1	1020	68.34	3	5761.	1180.	# 10	19415.	19754.	.30	.06	5102.03
101	1	1021	68.34	1	4200.	3552.	# 10	19415.	19754.	.22	.19	5105.18
101	1	1022	68.34	3	8948.	0.	# 10	19415.	19754.	.46	.00	5108.33
101	1	1023	68.34	2	1142.	5792.	# 10	19415.	19754.	.06	.29	5111.45
101	1	1024	68.34	3	7297.	873.	# 10	19415.	19754.	.06	.04	5114.63
101	1	1025	68.34	5	84.	2850.	# 10	19415.	19754.	.00	.45	5117.78
101	1	1026	136.22	3	4441.	3577.	# 10	9689.	19754.	.46	.18	5124.06
101	1	1027	136.22	2	1529.	6562.	# 10	9689.	19754.	.16	.33	5130.34
101	1	1028	136.22	3	5538.	1535.	# 10	9689.	19754.	.57	.08	5136.62
101	1	1029	136.22	1	3548.	4031.	# 10	9689.	19754.	.37	.20	5142.90
101	1	1030	136.22	3	8356.	0.	# 10	9689.	19754.	.06	.00	5149.18
101	1	1031	136.22	2	696.	6347.	# 10	9689.	19754.	.07	.32	5155.45
101	1	1032	136.22	3	7335.	725.	# 10	9689.	19754.	.76	.04	5161.73
101	1	1033	136.22	5	43.	8802.	# 10	9689.	19754.	.00	.45	5168.01
102	1	1034	125.80	5	2311.	26837.	# 25	49211.	52632.	.05	.51	5183.36
102	1	1035	125.80	5	2418.	26856.	# 25	49211.	52632.	.05	.51	5188.71
102	1	1036	125.80	5	2494.	26551.	# 25	49180.	52632.	.05	.50	5214.08
102	1	1037	125.80	5	2509.	26631.	# 25	49211.	52632.	.05	.51	5229.42
102	1	1038	125.80	5	2734.	37220.	# 25	49211.	52632.	.04	.52	5244.77
102	1	1039	125.80	5	2760.	27229.	# 25	49180.	52632.	.06	.52	5260.14
102	1	1040	125.80	1	0.	0.	# 25	49211.	52632.	.94	.00	5275.49
102	1	1041	125.80	1	46121.	0.	# 25	49211.	52632.	.95	.00	5290.83
102	1	1042	125.80	1	46446.	0.	# 25	49180.	52632.	.94	.00	5306.20
102	1	1043	125.80	1	46407.	0.	# 25	49211.	52632.	.95	.00	5321.55
102	1	1044	125.80	1	46872.	0.	# 25	49211.	52632.	.96	.00	5336.90
102	1	1045	125.80	1	48235.	0.	# 25	49211.	52632.	.98	.00	5352.26
102	1	1046	125.80	1	48345.	0.	# 25	49180.	52632.	.94	.00	5367.61
102	1	1047	125.80	1	46122.	0.	# 25	49211.	52632.	.96	.00	5382.96
102	1	1048	125.80	1	46548.	0.	# 25	49211.	52632.	.94	.00	5398.32
102	1	1049	125.80	1	46408.	0.	# 25	49180.	52632.	.94	.00	5413.67
102	1	1050	125.80	1	46873.	0.	# 25	49211.	52632.	.95	.00	5429.02
102	1	1051	125.80	1	48234.	0.	# 25	49211.	52632.	.98	.00	5444.37
102	1	1052	125.80	1	48347.	0.	# 25	49180.	52632.	.98	.00	5459.72
102	1	1053	125.80	5	2313.	25245.	# 25	49211.	52632.	.05	.65	5475.08
102	1	1054	125.80	5	2419.	25187.	# 25	49211.	52632.	.05	.67	5490.43
102	1	1055	125.80	5	2495.	24921.	# 25	49180.	52632.	.05	.65	5505.80
102	1	1056	125.80	5	2590.	24831.	# 25	49211.	52632.	.05	.67	5521.15

APENDICE D

NUDOS PLANOS. EJEMPLO NUMERICO

Un nudo plano, en una estructura espacial, es aquel en el que todos los miembros que a él convergen están contenidos en un solo plano. Estos se presentan con bastante frecuencia en las torres de transmisión y constituyen un problema para el análisis, dado que considerando el comportamiento de la torre como el de una armadura tridimensional, estos puntos resultan ser inestables.

Con el fin de ilustrar este problema en forma numérica, a continuación se analiza el caso de la estructura tridimensional mostrada en la figura D-1. Como puede observarse, la estructura es incapaz de soportar fuerzas en la dirección z , debido a que no hay elemento alguno que pueda equilibrarlas.

Esta situación se refleja en la matriz de rigidez de la estructura como un cero en la diagonal principal, lo cual la hace singular, y por tanto, el sistema de ecuaciones $P=KD$ no tiene solución única. Esto implica que existen una infinidad de configuraciones de la estructura que satisfacen los requisitos del análisis estructural, lo cual físicamente significa que la estructura es inestable.

Aplicando el método de las rigideces se tiene:

Coordenadas de los puntos nodales:

1 (0, 0, 0)	4 (2, 2, 0)
2 (-2, -2, 0)	5 (-2, 2, 0)
3 (2, -2, 0)	

Longitudes de las barras:

$$L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = \sqrt{8}$$

Cosenos directores:

BARRA 1

$$C_x = \frac{-2}{\sqrt{8}} = -0.7071 ; C_y = \frac{-2}{\sqrt{8}} = -0.7071 ; C_z = \frac{0}{\sqrt{8}} = 0$$

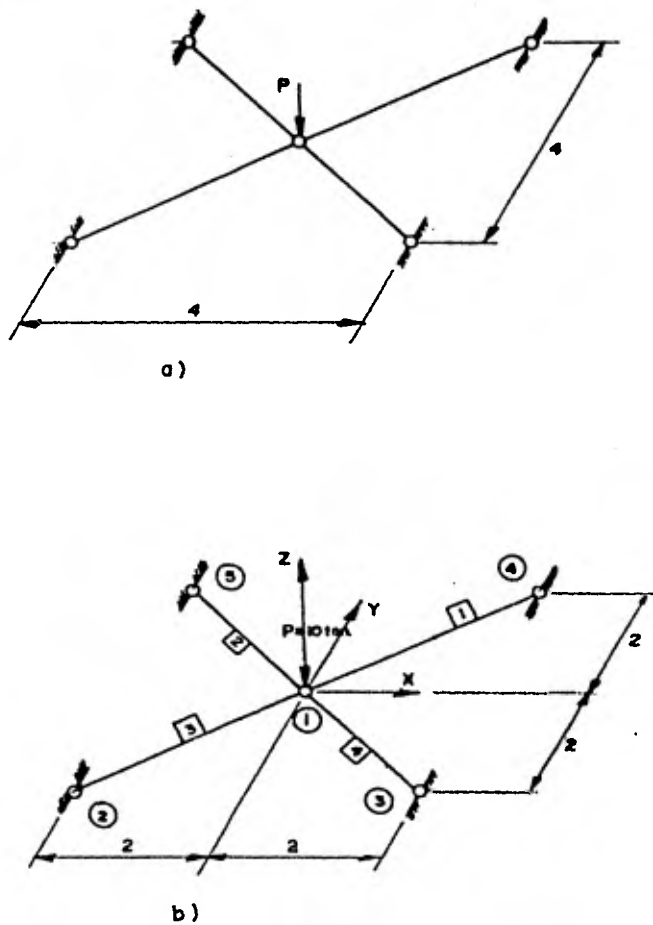


FIG. D-1 a).- Mundo plano. b).- Numeración de nudos, elementos y localización del sistema de referencia (x, y, z) .

BARRA 2

$$C_x = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0.7071 ; C_y = \frac{-2}{\sqrt{8}} = -0.7071 ; C_z = \frac{0}{\sqrt{8}} = 0$$

BARRA 3

$$C_x = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0.7071 ; C_y = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0.7071 ; C_z = \frac{0}{\sqrt{8}} = 0$$

BARRA 4

$$C_x = \frac{-2}{\sqrt{8}} = -0.7071 ; C_y = \frac{2}{\sqrt{8}} = 0.7071 ; C_z = \frac{0}{\sqrt{8}} = 0$$

Los valores para las rigideces de las barras se consideran iguales; es decir $k_1 = k_2 = k_3 = k_4 = 1 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$

En forma matricial, la matriz $[k]$ que contiene las rigideces de cada barra se expresa como:

$$[k] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad de la estructura:

$$[A] = \begin{bmatrix} -0.7071 & -0.7071 & 0 \\ 0.7071 & -0.7071 & 0 \\ 0.7071 & 0.7071 & 0 \\ -0.7071 & 0.7071 & 0 \end{bmatrix}$$

Matriz de equilibrio de la estructura (transpuesta de la matriz A):

$$[A]^T = \begin{bmatrix} -0.7071 & 0.7071 & 0.7071 & -0.7071 \\ -0.7071 & -0.7071 & 0.7071 & 0.7071 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Efectuando el producto $[A]^T [k] [A]$ se obtiene la matriz de rigidez de la estructura $[k]$:

$$[k] = \begin{bmatrix} 2.0 & 0 & 0 \\ 0 & 2.0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Cero en la diagonal principal de $[k]$.

APENDICE E

INESTABILIDAD GLOBAL DE UNA ESTRUCTURA. EJEMPLO NUMERICO

Con objeto de ilustrar el problema de inestabilidad global que presentan algunas torres de transmisión, a continuación se discute el caso de la estructura bidimensional, con miembros trabajando sólo a carga axial, que aparece en la figura E-1A. Como es evidente esta estructura es un mecanismo incapaz de soportar fuerzas laterales. Esto en torres de transmisión es difícil de detectar directamente.

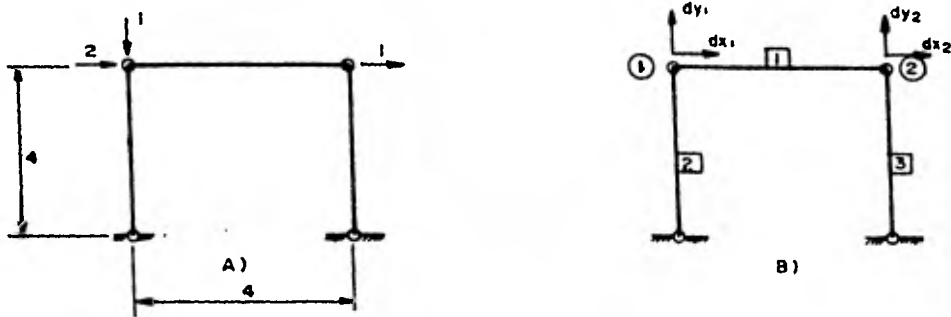


FIG. E-1 a).- Estructura inestable con cargas unitarias aplicadas. b).- Numeración de elementos, nudos y grados de libertad.

Sin embargo, mediante la aplicación del método de las rigideces es fácil detectar cuando la estructura es inestable, ya sea mediante la inspección de la matriz de equilibrio A^T , o bien, de la matriz de rigidez de la estructura.

Para efectos de análisis, la estructura tiene tres elementos y dos puntos nodales. Cada punto nodal tiene dos grados de libertad como se muestra en la figura E-1B. Los valores para los rigi

deces de las barras se considera $k_1 = k_2 = k_3 = 1 \frac{\text{ton}}{\text{cm}}$.

Aplicando el método de las rigideces al ejemplo se tiene:

Matriz $[k]$ que contiene las rigideces de cada barra:

$$[k] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Matriz de continuidad de la estructura:

$$[A] = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Matriz de equilibrio de la estructura (tránspuesta de la matriz de continuidad):

$$[A]^T = \begin{bmatrix} -1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

La matriz de equilibrio A^T tiene como renglones el número de grados de libertad de la estructura, y como columnas el número de elementos de la misma. Como el problema de equilibrio queda expresado por el sistema $F = A^T p$, el número de incógnitas es igual al número de barras y el de ecuaciones al de grados de libertad. Si la matriz A^T es rectangular vertical, se tienen entonces más ecuaciones que incógnitas, por lo que, en el caso general, el sistema no tiene solución, lo cual corresponde a una estructura inestable.

Efectuando el producto $[A]^T [k] [A]$ se tiene:

Matriz de rigidez de la estructura:

$$[K] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Como puede notarse las ecuaciones 1 y 3 que corresponden a los - grados de libertad dx_1 y dx_2 son linealmente dependientes y por lo tanto la matriz es singular y el sistema no tiene solución -- única, existiendo un número infinito de configuraciones que satisfacen conjuntamente el equilibrio y la compatibilidad, por lo cual la estructura es inestable.

TESIS HERRERA
TESIS FOR COMPUTADORA
UNICO SISTEMA EN EL PAIS
FACULTAD DE LAS FACULTADES
No. 15-C
548-23-23 548-22-17
CIUDAD UNIVERSITARIA