

2ej'
96

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO



FACULTAD DE INGENIERIA

"ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
UTILIZANDO MICROCOMPUTADORA"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A

ENRIQUE G. IBARRA ANAYA



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 está 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

	Pág.
1. INTRODUCCION, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS	1
2. ESTRUCTURACION GENERAL DEL PROGRAMA	6
3. ENSAMBLADO DE MATRICES DE RIGIDECES	12
4. CALCULO DE FRECUENCIAS, MODOS NATURALES Y FUERZAS SISMICAS	34
4.1 <i>Vibración Libre no Amortiguada en Sistemas de un número finito de grados de libertad</i>	34
4.2 <i>Método de Stodolla-Rigideces para el cálculo de frecuencias naturales y modos de vibración</i>	42
4.3 <i>Cálculo de las Fuerzas Sísmicas de acuerdo al método dinámico modal del R.C.D.F.</i>	47
5. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO	59
6. EJEMPLOS Y CONCLUSIONES	66

	Pág.
BIBLIOGRAFIA	89
LISTADO DE LOS PROGRAMAS	90

1. INTRODUCCION, ANTECEDENTES Y OBJETIVOS

La teoría estructural describe el comportamiento de sistemas estructurales sometidos a la acción de diversos tipos de cargas, permitiendo predecir la resistencia y deformaciones de dichos sistemas estructurales.

Todos los métodos de análisis estructural han sido desarrollados a partir de modelos matemáticos que pretenden ser una abstracción de la realidad; los métodos y fórmulas de diseño que se derivan de ellos son empleadas en forma generalizada cuando son verificados por pruebas de laboratorio y campo o bien por observaciones de estructuras reales. Los métodos de análisis y diseño deben ser tales que aseguren que la estructura sometida a las cargas especificadas no sufrirá daños estructurales. Estos daños existen cuando parte de la estructura, o toda ella es incapaz de funcionar en forma satisfacto-

ria, lo cual puede ser indicado por deformaciones elásticas excesivas, deformaciones inelásticas, fluencia, fractura o colapso.

La teoría estructural mediante métodos de análisis y diseño relaciona las propiedades y distribución de los materiales con el comportamiento de las estructuras construidas con ellos.

Por otra parte, la teoría estructural resultaría de muy poco valor práctico si en sus desarrollos tomara en cuenta todas las variables involucradas en el comportamiento de las estructuras. Se puede decir que es práctica común el hacer suposiciones simplificadoras siempre que como resultado de ellas se obtengan resultados consistentes y suficientemente aproximados.

El objetivo del análisis estructural es determinar la respuesta de sistemas estructurales sometidos a la acción de fuerzas y momentos originados por agentes externos. Un sistema estructural es un conjunto de elementos ordenados y apoyados en tal forma que pueden resistir y transmitir las fuerzas y momentos mencionados. La respuesta de un sistema estructural se manifiesta mediante deformaciones y fuerzas internas; por ello es importante conocer los estados de esfuerzo y deforma-

ción internos del mismo.

Hacia la mitad de este siglo fueron desarrollados poderosos equipos de cálculo, tales como computadoras analógicas y digitales, y los ingenieros fueron impulsados a establecer métodos de análisis que requirieran menos suposiciones en el planteamiento de los problemas, logrando aún mejores resultados. El uso de la computadora ha hecho posible el aprovechamiento óptimo de herramientas matemáticas tales como el cálculo matricial y la creación y búsqueda de otras nuevas técnicas tendientes al aprovechamiento de este nuevo enfoque.

Las ideas en el método matricial no son muy nuevas; están muy ligadas con los principios establecidos por Castigliano, Maxwell y Muller-Breslau. La única razón para que el método no fuera completamente desarrollado y utilizado en el último siglo se debe a que éste conlleva a la solución de numerosas ecuaciones simultáneas. Aún para una pequeña y sencilla estructura, el número de ecuaciones simultáneas podría ser tal que sus soluciones sin computadoras no solamente serían impracticables sino aún imposibles.

Durante los últimos años, los autores de textos de análisis estructural han tratado de anticiparse a la tendencia al uso de computadoras y técnicas de computación suministrando las

bases apropiadas para las necesidades futuras de sus lectores. La computadora digital más que una nueva herramienta de cálculo, representa un enfoque completamente distinto en métodos, conceptos y formaciones ingenieriles.

Es importante señalar que la computadora únicamente procesa algoritmos, no resuelve problemas, de aquí que sea necesaria una metodología algorítmica en la resolución de los mismos.

El propósito de este trabajo es la creación de un programa para microcomputadora para efectuar el análisis sísmico dinámico de marcos planos formados por barras rectas, isotrópicas y de sección constante, de acuerdo con el reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

La hipótesis que se hará para el análisis es que las trabes del marco no sufrirán deformación axial, mientras que las columnas y diagonales del mismo sí la presentarán.

La mayoría de los programas para computadora digital de análisis estructural están hechos para usarse en computadoras grandes y los que se realizan para microcomputadora son, por lo general, versiones más sencillas.

En la actualidad, las microcomputadoras han alcanzado una gran

popularidad debido a su bajo costo tanto de adquisición como de operación y a su accesibilidad. Uno de los objetivos de este trabajo es adaptar un algoritmo extenso a una microcomputadora de poca capacidad de memoria.

2. ESTRUCTURACION GENERAL DEL PROGRAMA

Después de una identificación global del problema, se decidió que la tarea debería ser realizada por medio de varios programas y no por uno sólo, debido a que un sólo programa sería muy extenso y dejaría poco espacio para el almacenamiento de datos. Entre mas espacio quede para este fin, se podrán resolver problemas más complejos. Para la solución de esto se utilizó una microcomputadora Hewlett-Packard modelo HP-71B con 21.5 K de memoria RAM y 64 K de memoria ROM. El lenguaje que utiliza esta computadora es el HP-BASIC, que es una versión mejorada del BASIC original.

Los programas creados se deben grabar en la misma cinta y enlacenarse unos con otros de manera que vayan vaciando datos y resultados intermedios de varios archivos que deben residir también en la misma cinta. De ésta manera, quedará mayor me-

memoria RAM disponible para el almacenamiento de datos y por lo tanto la posibilidad de analizar marcos más complejos.

Con objeto de minimizar el tiempo que el usuario invierte en introducir los datos, se creó un primer programa cuya función fué recabar toda la información necesaria para el análisis y después guardarla en los archivos de la cinta; de esta manera, el usuario podrá alimentar a la computadora con toda la información necesaria al mismo tiempo (al principio del proceso), lo cual es más comodo que estar alimentando a cada programa que llegue a la memoria central, lo que significaría que el usuario tendría que regresar a teclear datos varias veces durante el proceso a intervalos de tiempo que dependerían de la complejidad del marco. Esto provocaría que el usuario se "atara" a la máquina durante el proceso, lo cual no es comodo ni eficiente.

Adicionalmente, éste primer programa después de recabar toda la información, imprime los datos generales del marco y determina y numera cada uno de los diferentes grados de libertad de éste.

Los datos que requieren para realizar el análisis sísmico de un marco son los siguientes (el resto de la información y resultados se deduce o calcula a partir de ellos):

1. Nombre del Marco (hasta 60 caracteres)
2. Número de Barras y puntos nodales (los puntos nodales incluyen nudos libres y restringidos)
3. Módulo de Elasticidad de las barras
4. Coordenadas de los nudos, referidas a cualquier origen
5. Nudos extremos de las barras en cualquier orden
6. Area y momento de inercia de las barras
7. Número y tipo de apoyos (apoyos empotrados o articulados)
8. Peso de cada nivel del marco
9. Tipo de Construcción (A/B) y zona sísmica (1/2/3)
10. Factor de ductilidad del marco (de acuerdo al RCDP)

Para evitar la introducción de los parámetros C , a_0 , $T1$, $T2$ y α , dados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, necesarios para el cálculo de las fuerzas sísmicas y que son función del tipo de construcción (A/B) y de la zona sísmica (1/2/3), estos se calculan por medio de las siguientes expresiones:

Z → zona sísmica (1/2/3)

α → constante que vale 1 para tipo de construcción B y 1.3 para tipo de construcción A

$$C = (Z^2/100 + Z/12.5 + 0.07) \alpha$$

$$a_0 = (0.011 Z^2 - 0.009 Z + 0.028) \alpha$$

$$T1 = 0.05 Z^2 + 0.05 Z + 0.2$$

$$T2 = 0.05 Z^2 + 1.05 Z - 0.3$$

$$r = \frac{Z^2}{12} - \frac{Z}{12} + 0.5$$

Este primer programa ofrece adicionalmente la opción de imprimir las matrices de resultados intermedios en el cálculo de la matriz lateral de rigideces que se hará posteriormente y que pueden no siempre ser de interés.

El número de niveles o pisos del marco se determina con las coordenadas de los nudos, esto se hace arreglando en forma ascendente las diferentes ordenadas de los nudos del marco. El número de niveles será igual al número de diferentes ordenadas menos uno. Las alturas de entrepiso serán la diferencia de las diferentes ordenadas consecutivas.

La longitud y el ángulo de inclinación de las barras son calculados por medio de las siguientes fórmulas elementales de geometría analítica, utilizando las coordenadas de los nudos extremos de cada barra:

$$L = \sqrt{(x_B - x_A)^2 + (y_B - y_A)^2}$$

$$\phi = \text{ang tan} \left(\frac{y_B - y_A}{x_B - x_A} \right)$$

Aunque las incidencias de las barras (nudos extremos A, B) se pueden dar en cualquier orden, el programa las reordenará de la siguiente forma, según sea el caso:



De ésta manera se tendrán siempre los ángulos de las barras en el primer y cuarto cuadrante y habrá uniformidad en la con ven ción de signos de elementos mecánicos.

Excepto por la determinación de los grados de libertad del marco, la función de este primer programa es puramente receptiva: capta, imprime y archiva toda la información necesaria para el análisis. El grueso de los cálculos será efectuado por tres programas más que realizarán las siguientes activi da des:

PROGRAMA No. 2:

- Obtención de la matriz de rigideces del marco
- Cálculo de la matriz de rigidez lateral del marco a partir de la matriz de rigideces del mismo.

PROGRAMA No. 3:

- Cálculo de frecuencias naturales de vibración
- Cálculo de modos naturales de vibración y normalización de los mismos
- Cálculo de las fuerzas horizontales actuantes por la acción del sismo.

PROGRAMA No. 4:

- Obtención de desplazamientos y elementos mecánicos en las barras del marco producidos por la acción idealizada del sismo
- Comprobación del equilibrio y obtención de las reacciones en los apoyos del marco.

Las actividades de los programas 2 al 4 serán detalladas en capítulos posteriores.

3. ENSAMBLADO DE MATRICES DE RIGIDECES

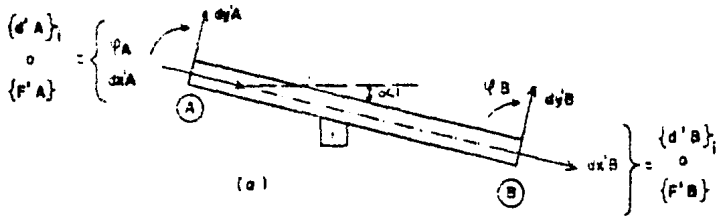
El primer paso para realizar el análisis es el ensamblado de la matriz de rigideces del marco que se hace a través de las matrices individuales de rigidez de cada barra. Estas matrices individuales de rigidez se calculan en coordenadas locales a lo largo de los ejes principales de la sección transversal de cada barra y después se transforman a ejes globales (si es necesario).

En la figura 3.1 se muestra un miembro típico. Las propiedades elásticas o geométricas pertinentes de la barra son conocidas y es posible calcular su matriz de rigidez en coordenadas locales. El desplazamiento en los dos extremos se puede describir con las coordenadas $\{d'A\} = \{dx'A, dy'A, \phi_A\}^T$ y

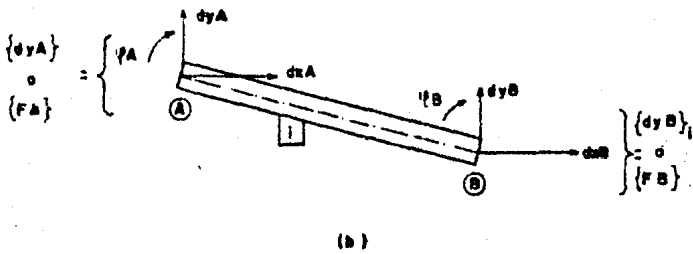
$\{d'B\} = \{dx'B, dy'B, \phi_B\}^T$ en los extremos izquierdo y derecho res

FIGURA III.1

EJES GLOBALES



PROPIEDADES DE LA BARRA: E, I, A, L



pectivamente (fig. 3.1.a); estas coordenadas son paralelas a los ejes principales de la sección transversal de la barra. El desplazamiento en cualquier extremo, digamos el extremo izquierdo, también se puede describir por tres coordenadas $\{d_A\} = \{dx_A, dy_A, \phi_A\}^T$ paralelas a los ejes globales x, y y z respectivamente (fig 3.1.b). En cualquier extremo de la barra las componentes de desplazamiento $\{d'\}$ y $\{d\}$ se relacionan por geometría como sigue:

$$\{d'\} = [t] \{d\} \quad (3-1)$$

$$(3 \times 1) \quad (3 \times 3) \quad (3 \times 1)$$

$$\{d\} = [t]^T \{d'\} \quad (3-2)$$

donde $[t]$ es una matriz de transformación.

Para la i -ésima barra, la matriz de transformación es:

$$[T]_i = \begin{bmatrix} \cos \alpha_i & \operatorname{sen} \alpha_i & 0 \\ -\operatorname{sen} \alpha_i & \cos \alpha_i & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez para una barra i , correspondiente a tres coordenadas en cada extremo a lo largo de los ejes principa-

les de la sección transversal (coordenadas locales) es:

$$[k']_i = \begin{array}{|ccc|ccc|} \hline \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ \hline 0 & 12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} & 0 & -12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} \\ \hline 0 & 6 \frac{EI}{L^2} & 4 \frac{EI}{L} & 0 & -6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} \\ \hline -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ \hline 0 & -12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} & 0 & 12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} \\ \hline 0 & 6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} & 0 & -6 \frac{EI}{L^2} & 4 \frac{EI}{L} \\ \hline \end{array}$$

$$[k]_i = \begin{array}{|cc|} \hline |k'_{AA}|_i & |k'_{AB}|_i \\ \hline |k'_{BA}|_i & |k'_{BB}|_i \\ \hline \end{array} \quad i \text{ --- número de barra}$$

Esta matriz se puede transformar en una matriz de rigidez

$[k]_i$ correspondiente a las coordenadas $\{d\}$ como sigue:

$$[k]_i = [T]_i^T [k']_i [T]_i \quad (3-3)$$

donde:

$$[T]_i = \begin{bmatrix} |x|_i & |0| \\ \hline |0| & |x|_i \end{bmatrix}$$

En la práctica, para ahorrar almacenamiento en la computadora, la operación matricial de la ecuación 3-3 se realiza en forma de submatriz. Tenemos que:

$$[k]_i = \begin{bmatrix} |x|_i^T & |\phi| \\ \hline |\phi| & |x|_i^T \end{bmatrix} \begin{bmatrix} |k'_{AA}|_i & |k'_{AB}|_i \\ \hline |k'_{BA}|_i & |k'_{BB}|_i \end{bmatrix} \begin{bmatrix} |x|_i & |\phi| \\ \hline |\phi| & |x|_i \end{bmatrix}$$

se puede expresar también como:

$$[k]_i = \begin{bmatrix} |x|_i^T & |k'_{AA}|_i & |x|_i & |x|_i^T & |k'_{AB}| & |x|_i \\ \hline |x|_i^T & |k'_{BA}|_i & |x|_i & |x|_i^T & |k'_{BB}|_i & |x|_i \end{bmatrix}$$

Para simplificar aún más el procedimiento anterior, se puede obtener la fórmula directa de $\{k\}$ a partir, de la expresión

$$[x]^T [k'] [x]:$$

$$[k'] = \begin{bmatrix} k'_{11} & \phi & \phi \\ \phi & k'_{22} & k'_{23} \\ \phi & k'_{32} & k'_{33} \end{bmatrix}$$

en donde $|k'|$ puede ser cualquiera de las submatrices $|k'AA|$, $|k'AB|$, $|k'BA|$ ó $|k'BB|$. Siendo α la inclinación de la barra con el eje global x , la fórmula de $|k|$ será:

$$|k| = \begin{vmatrix} k'_{11}\cos^2\alpha + k'_{22}\sin^2\alpha & (k'_{11} - k'_{22})\cos\alpha\sin\alpha & -k'_{23}\sin\alpha \\ (k'_{11} - k'_{22})\cos\alpha\sin\alpha & k'_{11}\sin^2\alpha + k'_{22}\cos^2\alpha & +k'_{23}\cos\alpha \\ -k'_{32}\sin\alpha & +k'_{32}\cos\alpha & +k'_{33} \end{vmatrix}$$

Lo anterior se puede comprobar realizando a mano la operación $|\mathbf{t}|^T |k| |\mathbf{t}|$.

Las matrices de rigidez individuales en coordenadas globales de todos los miembros se tienen que combinar para obtener la matriz final de rigidez $|K|$ de la estructura. Este proceso de combinación se denomina ensamblado de matrices de rigidez. Este proceso de ensamblado es igual para todas las barras y se lleva a cabo de la siguiente manera: Se obtiene primero la matriz de rigidez de la barra en cuestión en coordenadas globales ($|k|$) con el proceso explicado anteriormente. Una vez que se ha obtenido esta matriz, se acumulan todos y cada uno de sus elementos en su posición correspondiente dentro de la matriz $|K|$ de rigidez de la estructura. La posición de la matriz $|k|$ en la que cada elemento de la matriz $|k|$ deberá

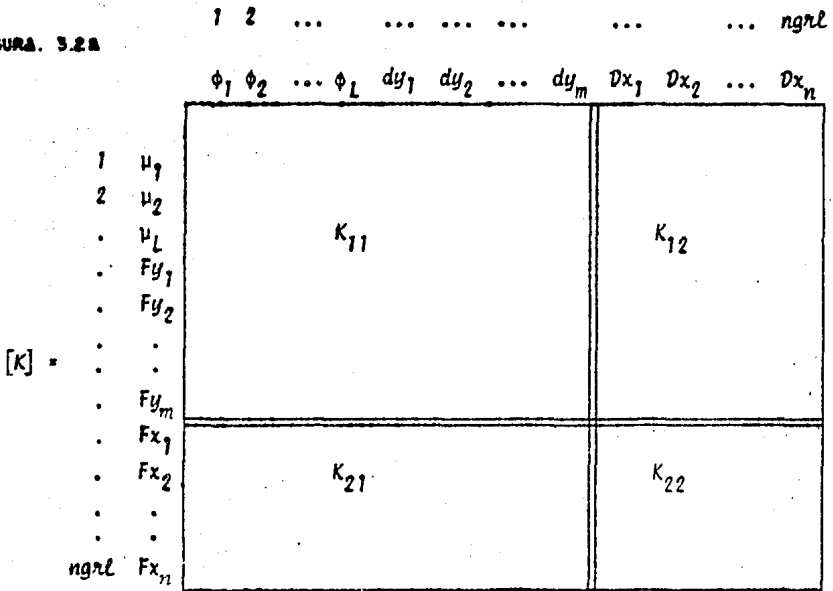
ser acumulado, estará dada por la numeración que tengan los grados de libertad de los nudos extremos de dicha barra. Una vez que se ha repetido este procedimiento para todas las barras de la estructura, se obtiene finalmente la matriz $|K|$ de ésta.

Debido a la forma en que se enumeran los diferentes grados de libertad de la estructura, la matriz $|K|$ tendrá la siguiente configuración (fig 3.2).

Para la enumeración de los grados de libertad del marco, se recorren primero todos los nudos de éste asignándoles una capacidad de giro (si es que la tienen), posteriormente se vuelven a recorrer para asignarles, si es que les corresponde, una capacidad de desplazamiento vertical. Estos desplazamientos verticales son enumerados en forma consecutiva después de los giros.

Una vez hecho esto, se determina el número de desplazamiento horizontales posibles en el marco (número de niveles) y se enumeran también en forma consecutiva después de los desplazamientos verticales. A cada nudo libre del marco se le asignará el desplazamiento horizontal que le corresponda, según el nivel en que se encuentre. De esta manera, cada nudo libre tendrá dos grados de libertad propios (giro y desplazamiento

FIGURA. 3.2A



- $L \rightarrow$ número de nudos con capacidad de giro (nudos libres y apoyos articulados)
- $m \rightarrow$ número de nudos con capacidad de desplazarse verticalmente (nudos libres)
- $n \rightarrow$ número de grados de libertad horizontal (niveles) del marco
- $ngra \rightarrow$ número total de grados de libertad del marco ($L + m + n$)

FIGURA. 3.2B

$$\begin{array}{c}
 \begin{array}{|c|} \hline \{\mu\} \\ \hline \{Fy\} \\ \hline \{Fx\} \\ \hline \end{array} \\
 \begin{array}{c} \text{~~~~~} \\ \text{~~~~~} \\ \text{~~~~~} \end{array} \\
 (ngra \times L)
 \end{array}
 =
 \begin{array}{c}
 \begin{array}{|c|c|} \hline [K_{11}] & [K_{12}] \\ \hline \hline [K_{21}] & [K_{22}] \\ \hline \hline \end{array} \\
 \begin{array}{c} \text{~~~~~} \\ \text{~~~~~} \end{array} \\
 (ngra \times ngra)
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 \begin{array}{|c|} \hline \{\phi\} \\ \hline \{Dy\} \\ \hline \{Dx\} \\ \hline \end{array} \\
 \begin{array}{c} \text{~~~~~} \\ \text{~~~~~} \\ \text{~~~~~} \end{array} \\
 (ngra \times L)
 \end{array}$$

vertical) y uno adicional (desplazamiento horizontal) que compartirá con todos los nudos que tengan la misma ordenada. De esta forma se cumple con el acortamiento de columnas y con el no-acortamiento de trabes.

El motivo por el cual los grados de libertad del marco son enumerados de la manera anteriormente descrita, es que la matriz $[K]$ quede distribuida como se indica en la fig 3.2.a, de esta forma se puede dividir en cuatro submatrices bien definidas $[K_{11}]$, $[K_{12}]$, $[K_{21}]$ y $[K_{22}]$ cuya relación se muestra en la fig 3.2.b y que se utilizan posteriormente en la condensación de $[K]$ para obtener la matriz lateral de rigidez del marco $[K_p]$.

En el programa de computadora, la matriz $[K]$ no es ensamblada como una sola entidad de orden $(ngnl, ngnl)$ sino que se ensambla en forma particionada en las cuatro submatrices mencionadas anteriormente y que quedan de los siguientes órdenes:

$$[K_{11}] \longrightarrow (L + m, L + m) ; \quad [K_{21}] \longrightarrow (n, L + m)$$

$$[K_{12}] \longrightarrow (L + m, n) \quad ; \quad [K_{22}] \longrightarrow (n, n)$$

en donde L , m y n quedaron definidas en la fig 3.2. Debido a que la matriz $[K]$ es simétrica, las matrices $[K_{12}]$ y $[K_{21}]$

tendrán la siguiente relación: $|K_{21}| = |K_{12}|^T$.

De las anteriores matrices, la más extensa y siempre cuadrada es la matriz $|K_{11}|$, que también, obviamente, es simétrica.

Debido a esto, sería ineficiente almacenarla en un arreglo cuadrado de orden $(L + m, L + m)$. Existen dos métodos que, aprovechando la simetría de este tipo de arreglos, disminuyen el almacenamiento necesario para contenerlos: el método de almacenamiento en banda y el método de almacenamiento en arreglos unidimensionales (silueta o skyline). De estos dos métodos, el más eficiente es el de la silueta y es el que se utiliza en el programa para almacenar a $|K_{11}|$. Este método consiste en almacenar a los coeficientes que definen a la matriz, comprendidos entre la diagonal principal y el contorno de silueta, en un arreglo unidimensional al colocar las columnas una tras otra como se muestra en la fig 3.3. En este arreglo no se puede hablar de desperdicio de espacio, ya que se eliminan todos los ceros no operativos y, por tanto, es el arreglo más eficiente que hasta la fecha se ha logrado. Para la localización de los elementos en este arreglo en relación con el arreglo cuadrado, se requiere un arreglo adicional (como el $\{K_0\}$ mostrado en la fig 3.3) en donde se especifique la localización del elemento de la diagonal principal correspondiente a cada columna.

[K] =

K_{11}	0	0	0	0	0	0	0	0
	K_{22}	K_{23}	0	K_{25}	0	0	0	0
		K_{33}	0	K_{35}	0	0	0	0
			K_{44}	K_{45}	0	0	0	0
				K_{55}	0	0	0	0
					K_{66}	K_{67}	0	0
SIMETRICA						K_{77}	K_{78}	K_{79}
							K_{88}	K_{89}
								K_{99}

Contorno de la silueta

[K] =

K_{11}	1
K_{22}	2
K_{25}	3
K_{33}	4
K_{35}	5
K_{45}	6
K_{55}	7
K_{44}	8
K_{55}	9
K_{66}	10
K_{67}	11
K_{77}	12
K_{78}	13
K_{88}	14
K_{79}	15
K_{89}	16
K_{99}	17

$[K_0] =$

1
2
4
5
9
10
12
14
17

FIGURA. 3.3 ARREGLOS UNIDIMENSIONALES (EN SILUETA)

Con este arreglo se puede definir una relación que identifique tanto a los renglones como a las columnas distorsionadas al pasar al arreglo unidimensional.

Una vez que se ha obtenido la matriz de rigidez $|K|$ de la estructura completa, se condensa para formar la llamada matriz de rigidez lateral $|k_p|$, que relaciona solamente los desplazamientos lineales horizontales con las fuerzas aplicadas en la dirección de esos desplazamientos. Y que se obtiene de la siguiente forma:

Para el análisis de estructuras contamos con tres principios básicos:

1. Principio de continuidad $\{e\} = |a| \{d\}$
2. Ley de Hooke $\{p\} = |k| \{e\}$
3. Equilibrio $\{F\} = |a|^T \{P\}$

$\{e\}$ = vector de deformaciones (alargamientos y deformaciones angulares)

$|a|$ = matriz de continuidad

$\{d\}$ = vector de desplazamientos y giros en los nudos

$\{P\}$ = vector de elementos mecánicos en las barras

$|k|$ = matriz de rigidez de las barras

$\{F\}$ = vector de fuerzas aplicadas en los nudos.

El principio de continuidad supone que los desplazamientos en todos los puntos de la estructura son funciones continuas de posición. La ley de Hooke es una relación lineal entre deformaciones de las barras y sus elementos mecánicos, y finalmente, el principio de equilibrio establece que la resultante de las fuerzas que obren sobre cualquier región de la estructura debe ser nula ($\Sigma F_x = 0$, $\Sigma F_y = 0$, $\Sigma M = 0$).

Si sustituimos las deformaciones en la ley de Hooke, nos queda que:

$$\{p\} = |k| |a| \{d\}$$

Y sustituyendo esta ecuación en la del equilibrio:

$$\{F\} = |a|^T |k| |a| \{d\}$$

donde el producto matricial $|a|^T |k| |a|$ es la matriz de rigidez de la estructura $|K|$. Entonces

$$\{F\} = |K| \{d\}$$

Esta matriz $|K|$ tiene la forma mostrada en la fig 3.2.b y en

base a esto podemos escribir:

$$\begin{Bmatrix} M \\ Fy \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_x \end{Bmatrix} \quad (3-4)$$

$$\begin{Bmatrix} Fx \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{21} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_x \end{Bmatrix} \quad (3-5)$$

Si no se aplican momentos ni fuerzas verticales en los nudos, entonces la ecuación (3-4) quedará:

$$\begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_x \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \end{Bmatrix}$$

despejando $\begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix}$

$$\begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_x \end{Bmatrix}$$

Premultiplicando por $\begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix}^{-1}$

$$\begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} K_{11} \end{bmatrix}^{-1} \begin{bmatrix} K_{12} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_x \end{Bmatrix} \quad (3-6)$$

Sustituyendo a la ecuación (3-6) en la (3-5) se tiene:

$$\{F_x\} = -[K_{21}] [K_{11}]^{-1} [K_{12}] \{D_x\} + [K_{22}] \{D_x\}$$

Factorizando D_x

$$\{F_x\} = \left([K_{22}] - [K_{21}] [K_{11}]^{-1} [K_{12}] \right) \{D_x\} \quad (3-7)$$

en donde $([K_{22}] - [K_{21}] [K_{11}]^{-1} [K_{12}])$ es la matriz de rigidez lateral $|K_D|$.

$$\{F_x\} = [K_D] \{D_x\} \quad (3-8)$$

Llamando $\{V\} = [K_{11}]^{-1} [K_{12}] \{D_x\}$, tenemos que:

$$[K_D] = [K_{22}] - [K_{21}] \{V\} \quad (3-9)$$

Para la obtención de la matriz $\{V\}$, no es necesario invertir a $|K_{11}|$, sino que es mejor resolver n sistemas de $(l + m)$ ecuaciones:

$$[K_{11}] \{V\} = [K_{12}] \quad (3-10)$$

$$(l+m, l+m) (l+m, n) \quad (l+m, n)$$

Solución de sistemas de ecuaciones simultáneas.

Esencialmente, existen dos clases de métodos para la solución de ecuaciones simultáneas.

- Solución directa: En este tipo, el sistema es resuelto usando un número de pasos y operaciones que están predefinidos en una forma exacta.

- Solución iterativa: Se emplea un método que después de cierto número no previsto de ciclos, converge a la solución.

Los métodos iterativos tienen el problema de que su convergencia puede ser muy lenta en algunos casos. Esto dependerá de la forma en que se encuentre dispuesta la matriz de coeficientes.

El método que se expondrá a continuación es una solución directa y aprovecha las características de las matrices de rigidez de las estructuras. Es conocido como método de Cholesky Modificado y es uno de los métodos de solución más rápidos con que se cuenta, por lo que será el que se implemente en el programa objetivo de este trabajo.

Método de Cholesky Modificado

Sea el sistema:

$$|A| \{X\} = \{V\} \quad (3-11)$$

en el que:

$|A|$ = matriz de coeficientes no singular y simétrica (características de las matrices de rigidez)

$\{X\}$ = vector de incógnitas

$\{V\}$ = vector de términos independientes

Si se considera que la matriz $|A|$ puede ser descompuesta en el siguiente producto:

$$|A| = |L| |D| |L|^T \quad (3-12)$$

en donde

$|L|$ = matriz triangular unitaria inferior (la diagonal principal es unitaria)

$|D|$ = matriz diagonal

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ L_{21} & 1 & 0 & \dots & 0 \\ L_{31} & L_{32} & 1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & & & \\ L_{n1} & L_{n2} & L_{n3} & \dots & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & D_2 & 0 & \dots & 0 \\ 0 & 0 & D_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & D_n \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1 & L_{21} & L_{31} & \dots & L_{n1} \\ 0 & 1 & L_{32} & \dots & L_{n2} \\ 0 & 0 & 1 & \dots & L_{n3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix}$$

y sustituimos a la ecuación (3-12) en la (3-11) nos queda que:

$$[L] [D] [L]^T \{x\} = \{y\} \quad (3-13)$$

De la ecuación (3-12) tenemos que:

$$a_{11} = D_1$$

$$a_{21} = D_1 L_{21}$$

$$a_{22} = D_1 L_{21}^2 + D_2$$

$$a_{31} = D_1 L_{31}$$

$$a_{32} = D_1 L_{31} L_{21} + D_2 L_{32}$$

$$a_{33} = D_1 L_{31}^2 + D_2 L_{32}^2 + D_3$$

y así sucesivamente. Si despejamos a D_i de las expresiones de a_{ii} y a L_{ij} de las expresiones de a_{ij} para $i \neq j$ nos queda que:

$$D_1 = a_{11}$$

$$L_{21} = \frac{a_{21}}{D_1}$$

$$D_2 = a_{22} - D_1 L_{21}^2$$

$$L_{31} = \frac{a_{31}}{D_1}$$

$$L_{32} = \frac{a_{32} - D_1 L_{31} L_{21}}{D_2}$$

$$D_3 = a_{33} - D_1 L_{31}^2 - D_2 L_{32}^2$$

Si generalizamos las expresiones anteriores se obtienen las fórmulas para calcular los coeficientes de las matrices $|L|$ y $|D|$:

$$L_{ij} = (a_{ij} - \sum_{k=1}^{j-1} D_k L_{ik} L_{jk}) / D_j \quad (3-14)$$

$$D_i = a_{ii} - \sum_{k=1}^{i-1} D_k L_{ik}^2 \quad (3-15)$$

Una característica muy ventajosa de este método es que los coeficientes L_{ij} y D_i pueden reemplazar a los elementos a_{ij} y a_{ii} respectivamente de la matriz original sin alterar el proceso. Esto implica un considerable ahorro de memoria ya que no se necesita memoria adicional para contenerlos.

Si hacemos

$$\{z\} = [L]^T \{x\} \quad (3-16)$$

y sustituimos a la ecuación (3-16) en la (3-13) tendremos que

$$[L] [D] \{z\} = \{v\} \quad (3-17)$$

$$\underbrace{\begin{bmatrix} D_1 & 0 & 0 & \dots & 0 \\ D_1 L_{21} & D_2 & 0 & \dots & 0 \\ D_1 L_{31} & D_2 L_{32} & D_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ D_1 L_{n1} & D_2 L_{n2} & D_3 L_{n3} & \dots & D_n \end{bmatrix}}_{[L] [D]} \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \\ \vdots \\ z_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \\ \vdots \\ y_n \end{Bmatrix}$$

Debido a que el producto $[L] [D]$ es una matriz triangular inferior, podemos conocer, por medio de sustitución hacia abajo, a las incógnitas z_i . Realizando primero el producto matricial $[L] [D] \{z\}$ tenemos:

$$y_1 = D_1 z_1$$

$$y_2 = D_1 L_{21} z_1 + D_2 z_2$$

$$y_3 = D_1 L_{31} z_1 + D_2 L_{32} z_2 + D_3 z_3$$

Y así sucesivamente. Despejando a Z_i de la expresión de V_i tenemos que:

$$Z_1 = V_1/D_1$$

$$Z_2 = (V_2 - D_1 L_{21} Z_1)/D_2$$

$$Z_3 = (V_3 - D_1 L_{31} Z_1 - D_2 L_{32} Z_2)/D_3$$

Generalizando las expresiones anteriores obtendremos la fórmula de Z_i :

$$Z_i = (V_i - \sum_{k=1}^{i-1} D_k L_{ik} Z_k)/D_i \quad (3-18)$$

Estos valores de Z_i se van obteniendo de arriba hacia abajo y pueden ir sustituyendo a los elementos del vector $\{V\}$, para no utilizar almacenamiento adicional.

Conocido el vector $\{Z\}$ podemos ya conocer al vector $\{X\}$, que es el que nos interesa, por medio de la ecuación (3-16). Debido a que la matriz $|L|^T$ es una matriz triangular superior unitaria:

$$\begin{bmatrix} 1 & L_{21} & L_{31} & \dots & L_{N1} \\ 0 & 1 & L_{32} & \dots & L_{N2} \\ 0 & 0 & 1 & \dots & L_{N3} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & 0 & \dots & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ \vdots \\ x_N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} z_1 \\ z_2 \\ z_3 \\ \vdots \\ z_N \end{Bmatrix}$$

$$[L]^T \{X\} = \{Z\} \quad \text{--- (3-16)}$$

podemos conocer, por medio de sustitución hacia arriba a las incógnitas x_i . Realizando el producto matricial $[L]^T \{X\}$ tenemos que:

$$z_N = x_N$$

$$z_3 = x_3 + \dots + x_N L_{N3}$$

$$z_2 = x_2 + x_3 L_{32} + \dots + x_N L_{N2}$$

$$z_1 = x_1 + x_2 L_{21} + x_3 L_{31} + \dots + x_N L_{N1}$$

Despejando a x_i de las expresiones de z_i tenemos que:

$$x_N = z_N$$

$$x_3 = z_3 - \dots - x_N L_{N3}$$

$$x_2 = z_2 - x_3 L_{32} - \dots - x_N L_{N2}$$

$$x_1 = z_1 - x_2 L_{21} - x_3 L_{31} - \dots - x_N L_{N1}$$

Generalizando las expresiones anteriores se obtiene la fórmula

de X_i :

$$X_i = Z_i - \sum_{k=i+1}^N X_k L_{ki} \quad (3-19)$$

En este caso los valores de X_i se van obteniendo de abajo hacia arriba y también pueden ir sustituyendo a los elementos del vector $\{Z\}$.

Como se puede ver, este método tiene 2 grandes ventajas:

1. Su rapidez, ya que aprovecha la simetría de la matriz de coeficientes.
2. No requiere de almacenamiento adicional. La descomposición de la matriz $|A|$ es guardada dentro de ella misma y el vector de incógnitas $\{X\}$ reemplaza al vector $\{V\}$ de términos independientes.

Los subprogramas *STRAN* y *SSOLUC* del programa *ANADINZ* se encargan de triangularizar a la matriz de coeficientes almacenada en skyline y de resolver el sistema de ecuaciones simultáneas. Estos subprogramas fueron elaborados por el Ing. Julio Damy Ríos.

4. CALCULO DE FRECUENCIAS, MODOS NATURALES Y DE FUERZAS SISMICAS

4.1 *Vibración Libre no Amortiguada en Sistemas de un número finito de grados de libertad.*

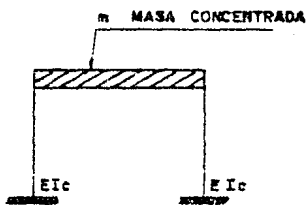
En muchos problemas de vibración estructural es permisible reemplazar la distribución de la masa de alguna estructura, agrupándolo en puntos significativos teniendo así un sistema discreto equivalente. Si tratamos de dar la solución exacta a la vibración de sistemas que no esten formados por una, sino por un conjunto de barras, como es el caso de los marcos, vendría a ser un problema muy complejo, si no es que imposible. Lo más usual consiste pues, en considerar la masa que se encuentra distribuida, como masa concentrada en ciertos puntos, obteniendo así un sistema con un número finito de modos de vibrar. A este proceso de simplificación se le conoce

FIGURA 4.1

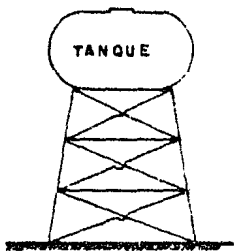
ESTRUCTURA REAL



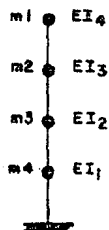
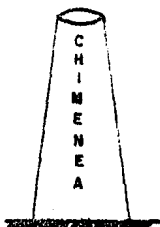
ESTRUCTURA IDEAL



(a)



(b)



(c)

como discretización de la masa de las estructuras.

Así pues, por razones en primer lugar de reducción de los procesos operacionales, no se analizan estructuras reales sino estructuras ideales. La idealización consiste en discretizar sus masas. En la fig 4.1 se muestran algunas idealizaciones de estructuras reales.

Una vez discretizada la masa, estamos en presencia de sistemas de un número finito de grados de libertad. Para determinar las características del movimiento de un sistema discreto, consideremos el sistema de tres masas que se muestra en la fig 4.2.

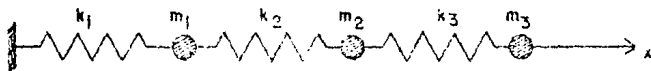


FIG. 4.2 SISTEMA EN EQUILIBRIO

Si desplazamos a las masas las distancias X_{01} , X_{02} y X_{03} a partir de su posición de equilibrio y de ahí las soltamos, se presentará un movimiento vibratorio sobre el eje de las x . Supongamos que para un instante "t" el sistema tiene la siguiente configuración. (fig 4.3).

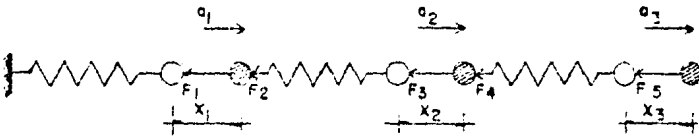


FIG 4.3 SISTEMA EN VIBRACION

X_1, X_2, X_3 → Posición de las masas 1, 2 y 3 respecto a la posición de equilibrio. Para que los sentidos de las fuerzas F de la fig 4.3 sean correctos, consideremos $X_1 > X_2 > X_3$.

a_1, a_2, a_3 → Aceleración de las masas 1, 2 y 3 respectivamente

F_1 y F_2 → Fuerzas que ejercen sobre la masa m_1 los resortes k_1 y k_2

F_3 y F_4 → Fuerzas que ejercen sobre la masa m_2 los resortes k_2 y k_3

F_5 → Fuerza que el resorte k_3 ejerce sobre la masa m_3

Al desplazar la masa m_1 una distancia X_1 , los resortes con rigideces k_1 y k_2 tratarán de regresarla a su posición de equilibrio con una fuerza restauradora $F_1 + F_2$, donde F_1 será igual al producto de la rigidez k_1 por el desplazamiento

X_1 :

$$F_1 = -k_1 X_1$$

y F_2 será igual al producto de la rigidez k_2 por la diferencia de desplazamientos $(X_1 - X_2)$, debido a que el desplazamiento X_2 de la masa m_2 provoca una descompresión en el resorte k_2 :

$$F_2 = -k_2 (X_1 - X_2)$$

El valor de la fuerza restaurada sobre m_1 será:

$$F_1 + F_2 = -k_1 X_1 - k_2 (X_1 - X_2) = k_2 X_2 - X_1 (k_1 + k_2)$$

Si sustituimos de la expresión anterior el término $F_1 + F_2$ por la segunda ley de Newton: $F = m \ddot{X}$, nos queda:

$$k_2 X_2 - X_1 (k_1 + k_2) = m_1 \ddot{X}_1$$

$$m_1 \ddot{X}_1 + X_1 (k_1 + k_2) - k_2 X_2 = 0 \quad (4-1)$$

Análogamente, para las masas m_2 y m_3 tendremos:

$$m_2 \ddot{X}_2 - X_1 k_2 + X_2 (k_2 + k_3) - X_3 k_3 = 0 \quad (4-2)$$

$$m_3 \ddot{X}_3 - X_2 k_3 + X_3 k_3 = 0 \quad \text{--- (4-3)}$$

Tenemos así tres ecuaciones diferenciales homogéneas, lineales y de segundo orden que resultan de haber aplicado la segunda ley de Newton a las masas. Escribiéndolas matricialmente:

$$\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{X}_1 \\ \ddot{X}_2 \\ \ddot{X}_3 \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} (k_1 + k_2) & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2 + k_3) & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \end{Bmatrix} = \{0\}$$

$$[M] \ddot{\{X\}} + [K] \{X\} = \{0\} \quad \text{--- (4-4)}$$

$[M]$ → matriz diagonal de masas

$\ddot{\{X\}}$ → vector de aceleración de las masas

$[K]$ → matriz de rigidez lineal o matriz $[K_d]$. Relaciona solamente los desplazamientos lineales con las fuerzas aplicadas en la dirección de dichos desplazamientos

$\{X\}$ → vector de desplazamientos de las masas

Propondré la siguiente solución al anterior sistema de ecuaciones diferenciales simultáneas (ref 1):

$$X_1 = Y_1 \cos w t$$

$$X_2 = Y_2 \cos \omega t$$

$$X_3 = Y_3 \cos \omega t$$

En estas expresiones, Y_1 , Y_2 y Y_3 marcan respectivamente las amplitudes de movimiento de las masas m_1 , m_2 y m_3 . Escribiéndolas matricialmente:

$$\{X\} = \{Y\} \cos \omega t$$

Derivando encontramos la velocidad de las masas

$$\{\dot{X}\} = -\{Y\} \omega \sin \omega t$$

Derivando nuevamente encontramos su aceleración:

$$\{\ddot{X}\} = -\{Y\} \omega^2 \cos \omega t$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (4-4) nos queda:

$$-|M|\{Y\} \omega^2 \cos \omega t + |K|\{Y\} \cos \omega t = \{0\}$$

eliminando el término $\cos \omega t$:

$$|K|\{Y\} - \omega^2 |M|\{Y\} = \{0\}$$

Factorizando $\{Y\}$:

$$[K] - \omega^2 [M] \{Y\} = \{0\} \quad (4-5)$$

La ecuación (4-5) es la llamada ecuación de equilibrio dinámico. Expresadas de esta forma, nuestras ecuaciones quedan de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} (k_1+k_2)-\omega^2 m_1 & -k_2 & 0 \\ -k_2 & (k_2+k_3)-\omega^2 m_2 & -k_3 \\ 0 & -k_3 & k_3-\omega^2 m_3 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{Bmatrix} = \{0\}$$

La ecuación (4-5) es un sistema de ecuaciones lineales homogéneo. Para que existan valores de $\{Y\}$ distintos de cero es necesario que el determinante se anule, esto es, que

$$[K] - \omega^2 [M] = 0 \quad (4-6)$$

La expresión (4-6) representa un problema de valores característicos o eigenvalores. Desarrollando el determinante se obtiene una ecuación algebraica de grado n cuya incógnita es ω^2 , siendo n el número de grados de libertad, cuya solución conduce a n valores de ω^2 , es decir, a n frecuencias de vibración ω , que corresponden a otros tantos periodos naturales $2\pi/\omega$.

Los valores de w^2 son reales y positivos. Si cada valor de la frecuencia w_j se reemplaza en la ecuación (4-5) es posible obtener valores $\{V\}_j$ diferentes de cero (cada uno de estos vectores se llama modo de vibración). Para cada modo no se obtienen soluciones únicas sino solamente valores relativos entre las V_{ij} , es decir que no están definidas las amplitudes de las vibraciones de las masas, sino las relaciones entre todas ellas. Los modos de vibración tienen las siguientes propiedades:

a) Ortogonalidad con respecto a la matriz de masas,

$$\{V\}_i^T M \{V\}_j = 0 \quad \text{si } i \neq j \quad (4-7)$$

b) Ortogonalidad con respecto a la matriz de rigideces,

$$\{V\}_i^T K \{V\}_j = 0 \quad \text{si } i \neq j \quad (4-8)$$

c) Los modos naturales constituyen un conjunto completo, esto significa que cualquier configuración de desplazamiento $\{X\}$ puede expresarse como una combinación lineal de las $\{V\}_j$, es decir como:

$$\{X\} = \sum_j a_j \{V\}_j \quad (4-9)$$

El producto $\{V\}_j^T M \{V\}_j$ es igual a una constante arbitraria

cuyo valor depende de la escala a la que se tome cada modo. Si dicha constante es obligada a tomar el valor de la unidad, modificando la escala del modo, se dice que éste se ha normalizado con respecto a la unidad:

$$\{y\}_j^T [M] \{y\}_j = 1 \quad \text{---} \quad (4-10)$$

La normalización de los modos se puede hacer mediante la siguiente fórmula

$$\{y\}_i = \{y\}_i \frac{1}{\sqrt{\{y\}_i^T [M] \{y\}_i}} \quad \text{---} \quad (4-11)$$

Donde $\{y\}_i$ son los modos en amplitudes arbitrarias. La fórmula (4-11) tiene una deducción casi obvia y se hace a partir de la ecuación (4-10).

4.2 Método de Stodolla-Rigideces para el cálculo de frecuencias naturales y modos de vibración.

El método de Stodolla-Rigideces, también conocido con el nombre de Stodolla-Vianelo, es un método iterativo para calcular los modos y frecuencias de una estructura. Su calificativo "rigideces" se debe a la utilización de la matriz de rigidez de la estructura.

Este método fué seleccionado para utilizarse en el programa objetivo de este trabajo debido a su rapidez de ejecución y a su facilidad para programarse. La solución del problema de valores y vectores característicos conforme a su planteamiento clásico requiere de mayor trabajo de programación y de mayor tiempo de ejecución.

El método parte de la ecuación de equilibrio dinámico (4-5). Si despejamos el término $\omega^2 |M|\{V\}$ de esta ecuación y premultiplicamos ambos miembros por el término $1/\omega^2 |M|^{-1}$ resulta:

$$\{V\} = \frac{1}{\omega^2} |M|^{-1} |K|\{V\} \quad (4-12)$$

Este método sugiere proponer un valor a $\{V\}$, premultiplicarlo por $|M|^{-1} |K|$ y si resulta un vector paralelo al supuesto, éste es la solución. En caso contrario se vuelve a suponer un valor para $\{V\}$ (el recientemente calculado), se premultiplica de nueva cuenta por $|M|^{-1} |K|$ y se compara con el supuesto. Se repite este ciclo hasta que se llega a la solución o a una buena aproximación de ella.

Consideremos un vector $\{X_0\}$ cualquiera. Debido a que los modos forman un conjunto completo, lo podemos expresar como una combinación lineal de los modos de vibrar:

$$\{X_0\} = C_1 \{Y_1\} + C_2 \{Y_2\} + \dots + C_n \{Y_n\} \quad (4-13)$$

Donde $\{Y_1\}$, $\{Y_2\}$, ..., $\{Y_n\}$ son los modos normalizados y C_1 , C_2 , ..., C_n son constantes que no conocemos. Si multiplicamos ambos términos de la ec. (4-13) por $|M|^{-1} |K|$ tendremos:

$$|M|^{-1} |K| \{X_0\} = C_1 |M|^{-1} |K| \{Y_1\} + C_2 |M|^{-1} |K| \{Y_2\} + \dots \quad (4-14)$$

El término $|M|^{-1} |K| \{X_0\}$ es el nuevo vector supuesto $\{X_1\}$. Por otra parte, un vector que corresponde a una configuración modal, debe cumplir con:

$$\omega_i^2 \{Y_i\} = |M|^{-1} |K| \{Y_i\}$$

Podemos entonces expresar a la ecuación (4-14) como:

$$\{X_1\} = C_1 \omega_1^2 \{Y_1\} + C_2 \omega_2^2 \{Y_2\} + \dots + C_n \omega_n^2 \{Y_n\} \quad (4-14.a)$$

El nuevo valor supuesto de $\{X_2\}$ sera:

$$\{X_2\} = |M|^{-1} |K| \{X_1\} = C_1 \omega_1^4 |M|^{-1} |K| \{Y_1\} + C_2 \omega_2^4 |M|^{-1} |K| \{Y_2\} \dots$$

o bien:

$$\{X_2\} = C_1 \omega_1^4 \{Y_1\} + C_2 \omega_2^4 \{Y_2\} + \dots + C_n \omega_n^4 \{Y_n\}$$

En general, el proceso iterativo que Stodolla plantea será:

$$\{X_{i+1}\} = |M|^{-1} |K| \{X_i\}$$

Para la iteración i el valor de $\{X_i\}$ es:

$$\{X_i\} = C_1 w_1^{2i} \{y_1\} + C_2 w_2^{2i} \{y_2\} + \dots + C_n w_n^{2i} \{y_n\} \quad (4-15)$$

Se puede demostrar que este método converge al modo más alto $\{y_n\}$ en la medida que avanza el proceso iterativo. Si a la ecuación (4-15) la multiplicamos por w_n^{2i}/w_n^{2i} en que w_n es la frecuencia del modo alto, nos queda:

$$\{X_i\} = w_n^{2i} \left[C_1 \frac{w_1^{2i}}{w_n^{2i}} \{y_1\} + C_2 \frac{w_2^{2i}}{w_n^{2i}} \{y_2\} + \dots + C_n \frac{w_n^{2i}}{w_n^{2i}} \{y_n\} \right]$$

$$\{X_i\} = w_n^{2i} \left[C_1 \left(\frac{w_1}{w_n}\right)^{2i} \{y_1\} + C_2 \left(\frac{w_2}{w_n}\right)^{2i} \{y_2\} + \dots + C_n \{y_n\} \right]$$

Cuando $i \rightarrow \infty$

$$\lim_{i \rightarrow \infty} \{X_i\} = w_n^{2i} \left[C_1 (0) \{y_1\} + C_2 (0) \{y_2\} + \dots + C_n \{y_n\} \right]$$

Ya que $w_1 < w_2 < \dots < w_n$, o sea que $\frac{w_1}{w_n} < 1$, $\frac{w_2}{w_n} < 1$, etc. Los primeros términos desaparecen a medida que avanza el nú-

mero de iteraciones y sólo se conserva el último correspondiente al más alto.

Una vez obtenida la $\{X_n\}$ que convierte a la comparación en igualdad, se normaliza y se obtiene $\{V_n\}$.

La expresión para encontrar la frecuencia ω_n se obtiene de la ecuación de equilibrio dinámico y es la siguiente:

$$\omega_n^2 = \frac{\{V_n\}^T [K] \{V_n\}}{\{V_n\}^T [M] \{V_n\}} \quad (4-15)$$

En este caso, como $\{V_n\}$ ya está normalizado, el denominador de la ecuación (4-16) será igual a la unidad. Esta ecuación sirve para encontrar la frecuencia de cualquier modo i cambiando $\{V_n\}$ por $\{X_i\}$, en donde $\{X_i\}$ es el modo i no normalizado.

Una vez encontrado el último modo con su respectiva frecuencia, si volvemos a aplicar el mismo proceso iterativo éste nos conducirá nuevamente al último modo. Para que el proceso iterativo nos lleve a otro modo que no sea el último, hay que hacer que la $\{X_0\}$ inicial, que contiene a todos los modos (ecuación 4-13), vaya ajustándose perdiendo la presencia de los primeros $n-1$ modos, quedando al final sólo el último.

Entonces, si hacemos que $\{X_0\}$ no contenga al último modo, el proceso iterativo nos llevará al penúltimo modo que es el más alto que contiene $\{X_0\}$.

De manera general, para encontrar el modo i , hay que proponer un vector cualquiera $\{X_0\}$ y eliminarle los modos $n, n-1, n-2, \dots, n-i$. La expresión para quitar estos modos es:

$$\{n-i, \dots, n X_0\} = \left[\begin{array}{c} |I| \\ -\{v_n \ v_{n-1} \ \dots \ v_{n-i}\} \end{array} \right] \{v_n \ v_{n-1} \ \dots \ v_{n-i}\}^T \{X_0\}$$

(4-17)

4.3 Cálculo de las Fuerzas Sísmicas de acuerdo al método dinámico modal de C.R.C.D.F.

Una vez calculadas las frecuencias naturales y los vectores modales de todos los modos, podemos encontrar las fuerzas sísmicas idealizadas actuantes en el marco.

El sismo no es otra cosa que excitación en la base de las estructuras. Un problema de excitación en la base de sistemas vibratorios se puede transformar en un problema de excitación en sus masas.

La excitación, o sea el sismo, se mide con el desplazamiento,

la velocidad y la aceleración que sufre el suelo en diferentes direcciones. La excitación vista como aceleración se registra en aparatos llamados acelerógrafos. Los registros de estos aparatos (acelerogramas) se obtienen para diferentes direcciones (Fig. 4.4).

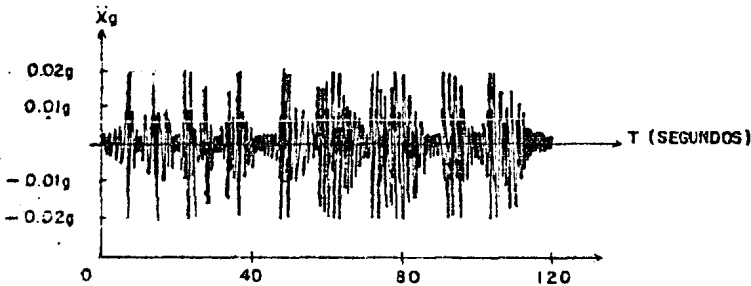
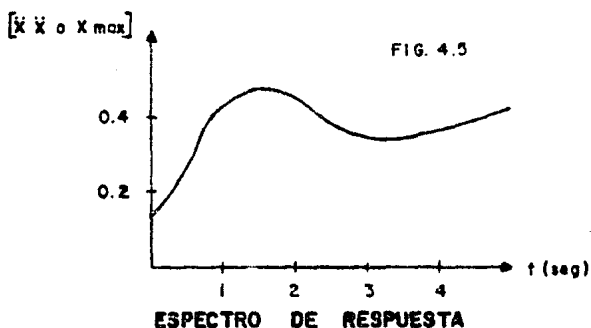


FIGURA 4.4 ACELEROGRAMA

Mediante otros registros, o a través de la integración sucesiva del acelerograma, se encuentra la excitación en términos de velocidad y desplazamiento. Conocida la excitación es posible calcular la respuesta máxima que sufre un sistema de un grado de libertad con periodo t ($t = 2\pi/\omega$). Si estas respuestas máximas se grafican teniendo como abscisa el valor del periodo t , se obtiene el espectro de respuesta en cuestión.

El espectro de respuesta es una gráfica que relaciona a todas las estructuras por medio de su periodo t , con el efecto máximo que se produce en ellas debido a una determinada fuerza excitadora. Este efecto bien puede ser la aceleración,

la velocidad o el desplazamiento de la masa (fig 4.5).



Los espectros de respuesta son útiles por las siguientes razones:

1. Nos permiten ver el efecto que produce un sismo en las diferentes estructuras de un grado de libertad.
2. Conocidos los desplazamientos máximos, podemos encontrar las fuerzas máximas que obran en los sistemas.
3. Con ellos se construye el espectro de diseño, el cual juega un papel fundamental en la solución de sistemas de muchos grados de libertad bajo la acción de sismos.

Evidentemente que durante la vida útil de una estructura, más de una vez estará sujeta a la acción de un sismo. Si nos interesan los espectros para obtener los desplazamientos máximos, conviene considerar no sólo el espectro de respuesta de

un solo sismo, sino los de todos aquellos que vayan a actuar en la estructura, ya que un sismo determinado puede provocar para unas estructuras un desplazamiento máximo que puede ser superado cuando esos mismos sistemas estén sujetos a la acción de otros.

Se recurre entonces a la superposición de los espectros correspondientes a los sismos ocurridos en el lugar en cuestión. A la envolvente de todos ellos se le llama espectro de diseño. Un espectro de diseño se muestra en la fig 4.6.

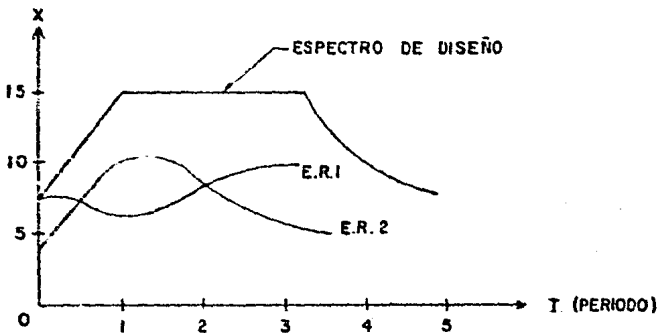


FIGURA. 4.6

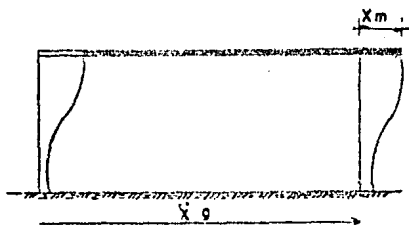
habrá espectros de diseño en aquellos lugares en que se tengan registros de acelerógrafos de diferentes sismos y para los cuales se hayan construido espectros de respuesta. En el D.F. existen tres lugares con espectro de diseño, llamados zona I, II y III.

El efecto que marca el espectro de diseño bien puede ser, co

mo se dijo, la aceleración, la velocidad o la posición de la masa. Concretamente hagamos referencia al espectro de diseño del D.F. que varía según la zona. El efecto que marca es la aceleración de la masa y además no considera el amortiguamiento de la estructura. El reglamento de construcciones para el D.F., debido al amortiguamiento, permite bajar las ordenadas del espectro (o sea la aceleración de la masa), de acuerdo a la ductilidad de la estructura. En la fig 4.7 se muestra el espectro de diseño para el D.F.

En estructuras, más que la aceleración máxima que alcanza la masa, interesa la amplitud máxima. Con la cual podemos saber los esfuerzos máximos a que está sometida. Si el espectro de diseño nos da la aceleración máxima de la masa, podemos conocer su amplitud máxima. Para esto, considérese la estructura de un grado de libertad que se muestra en la fig 4.8, la cual se encuentra sometida a excitación en su base.

FIG. 4.8



La ecuación diferencial que define el movimiento de su masa sin considerar el amortiguamiento es:

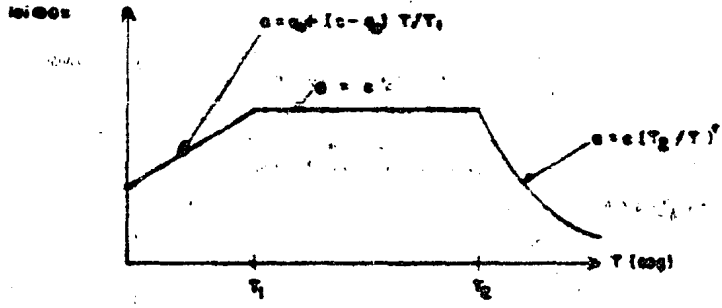


FIG 47 RESULTADO DE DISEÑO DEL DISTRITO FEDERAL

ZONA	C
I (TERRENO FIRME)	0.16
II (TERRENO DE TRANSICION)	0.27
III (TERRENO COMPRESIBLE)	0.40

ZONA	a	T ₁	T ₂	r
I	0.03	0.3	0.8	1/2
II	0.054	0.5	2.0	2/3
III	0.1	0.8	3.3	1

$$\ddot{X} + \omega^2 X = -\ddot{X}_g \quad (4-18)$$

Su amplitud, velocidad y aceleración máxima, por tratarse de un movimiento periódico son:

$$X = X_m \cos \omega t$$

$$\dot{X} = -X_m \omega \sin \omega t$$

$$\ddot{X} = -X_m \omega^2 \cos \omega t$$

Lógicamente la aceleración máxima la alcanzará cuando $\cos \omega t = 1$

$$\ddot{X}_m = a = X_m \omega^2$$

Esta aceleración máxima se obtiene del espectro de diseño.

Entonces:

$$X_m = \frac{a}{\omega^2}$$

Un sistema de "n" grados de libertad se puede transformar en "n" sistemas de un grado de libertad. Consideremos la siguiente ecuación desacoplada, proveniente de un sistema de muchos grados de libertad.

$$\omega_i^2 u_i(t) + \ddot{u}_i(t) = -C_i \ddot{x}_g \quad (4-18)$$

$u_i(t)$ → desplazamiento relativo a la base de la masa i en el instante t .

C_i → coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo i en el movimiento.

Como se vé, las ecuaciones (4-18) y (4-19) son muy parecidas, sólo que en la ecuación (4-19) se encuentra el coeficiente de participación. Entonces $[u_{i_{max}}]$ será:

$$[u_{i_{max}}] = \frac{C_i a_i}{\omega_i^2}$$

Si expresamos el desplazamiento de las masas de una estructura como

$$[Z] = [V]\{u(t)\} \quad (4-20)$$

lógicamente estos serán máximos cuando $u(t)$ sea máxima:

$$[Z_m] = [V]\{u_{max}(t)\} \quad (4-21)$$

o bien:

$$\{z_m\} = \{y_1\} u_{1_{max}}(t) + \{y_2\} u_{2_{max}}(t) + \dots + \{y_n\} u_{n_{max}}(t)$$

Sin embargo, obtener los desplazamientos máximos de las masas con la ec. 4-21, resulta ser un criterio muy conservador, dado que es muy difícil que las amplitudes máximas se presenten simultáneamente. E. Rosenblueth propone reducir los desplazamientos de tal forma que:

$$\{z\} = \left\{ \begin{array}{c} \sqrt{\sum_{i=1}^n (u_{i_{max}} \cdot y_1)^2} \\ \sqrt{\sum_{i=1}^n (u_{i_{max}} \cdot y_2)^2} \\ \vdots \\ \sqrt{\sum_{i=1}^n (u_{i_{max}} \cdot y_n)^2} \end{array} \right\}$$

El efecto fuerza que se produce en cada nivel se obtiene superponiendo el efecto de cada modo sobre éstos. Entonces, de la ecuación de equilibrio dinámico tenemos que:

$$[K] \{y_i\} \{u_{i_{max}}\} = \omega_i^2 [M] \{y_i\} \{u_{i_{max}}\} \quad (4-22)$$

Sin embargo, como la rigidez por el desplazamiento máximo es la fuerza máxima, la ec. 4-22 se puede expresar de la si-

guiente manera:

$$(F_i) = \omega_i^2 [M] \{V_i\} \{U_{i_{max}}\} \quad (4-23)$$

En la ecuación 4-23, sustituyendo la frecuencia ω^2 y el desplazamiento máximo $\{V_i\} \{U_{i_{max}}\}$ de las masas de cada modo i , se obtienen las fuerzas en los niveles. El efecto total se obtendrá superponiendo los efectos $\{F\}$ de todos los modos.

Al igual que en los desplazamientos, las fuerzas máximas no se presentan simultáneamente, por lo que se reducen mediante el criterio de la raíz cuadrada (ver fig 4.9).

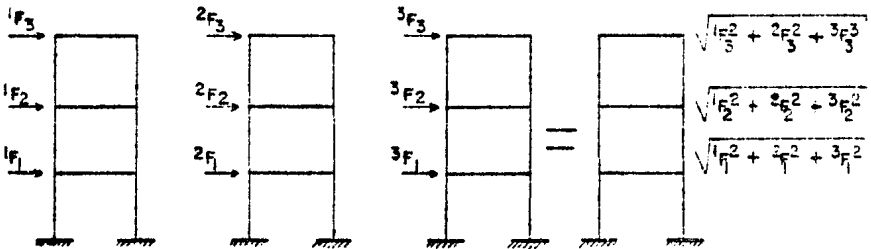


FIGURA. 4.9

En resumen, el procedimiento para evaluar las fuerzas sísmicas es el siguiente:

1. Se calculan las ordenadas del espectro de aceleraciones a_i para cada uno de los modos en función de su periodo

$$T_1$$

2. Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q'_i que las reduce para tomar en cuenta el efecto de amortiguamiento. Este factor Q' se calculará con las siguientes expresiones:

$$Q'_i = Q \quad \text{si } t_i > T_1$$

$$Q'_i = 1 + \frac{(Q-1) t_i}{T_1} \quad \text{si } t_i \leq T_1$$

t_i periodo del modo i

Q factor de ductilidad establecido en el artículo 235 del RCDF.

3. Debido a que los valores a_i están expresados como fracción de g , las aceleraciones espectrales de diseño, A_i , estarán dadas por:

$$A_i = \frac{a_i g}{Q'_i}$$

En la expresión anterior ya se está considerando el efecto de amortiguamiento.

4. Se calculan los coeficientes de participación de cada

modo con la siguiente expresión:

$$C_i = \{y_i\}^T |M| \{1\}$$

5. Se calculan los desplazamientos máximos de las masas en el modo i con la siguiente expresión:

$$\{z_{m_i}\} = \frac{A_i C_i}{\omega_i^2} \{y_i\}$$

6. Con los vectores $\{z_{m_i}\}$ se calculan las fuerzas máximas de las masas en cada modo:

$$\{F_i\} = \omega_i^2 |M| \{z_{m_i}\}$$

7. Finalmente, para obtener la fuerza sísmica actuante en cada nivel, se reducen las fuerzas máximas de cada masa, correspondientes a cada modo, por el método de la raíz cuadrada.

5. ANALISIS ESTRUCTURAL DEL MARCO

En el capítulo anterior, se llegó a la obtención de los valores de las fuerzas laterales por sismo actuantes en el marco.

Una vez que se conocen estas fuerzas, sólo resta hacer el análisis estructural del marco para obtener las reacciones en los apoyos y los elementos mecánicos en las barras, producidos por el efecto idealizado del sismo en la estructura. Esto último es el objetivo final de este trabajo.

El primer paso para conocer los elementos mecánicos en las barras del marco es obtener los desplazamientos y giros de sus puntos nodales.

Recordemos la ecuación (3-8) en la que se define la relación entre los desplazamientos y las fuerzas laterales:

$$[F_x] = [K_D] [D_x] \quad (3-8)$$

A estas alturas ya conocemos tanto a la matriz de rigidez lateral $[K_D]$ como al vector de fuerzas laterales $[F_x]$, sólo resta resolver el sistema de ecuaciones simultáneas de la ecuación (3-8) para conocer los desplazamientos horizontales $[D_x]$ del marco. Debido a que la matriz $[K_D]$ es simétrica, este sistema de ecuaciones simultáneas se resuelve con el procedimiento descrito en el capítulo 3. En este caso, el algoritmo está adaptado para manejar arreglos cuadrados y no almacenados en silueta o skyline.

Una vez obtenido el vector de desplazamientos horizontales $[D_x]$, tenemos que encontrar los giros y desplazamientos verticales de los nudos del marco. Debido a que no se están aplicando momentos ni fuerzas verticales en los nudos, podemos utilizar a la ecuación (3-6) para obtenerlos.

$$\begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} = - [K_{11}]^{-1} [K_{12}] [D_x] \quad (3-9)$$

Escrita de otra forma, la ecuación (3-6) queda:

$$\begin{Bmatrix} \phi \\ dy \end{Bmatrix} = - [V] [D_x] \quad (3-9.a)$$

$(L+m, 1) \quad (L+m, n) \quad (n, 1)$

ya que en el capítulo 3 definimos a $\{V\} = \{K_{11}\}^{-1} \{K_{12}\}$. Como ya conocemos a $\{V\}$ y a $\{D_x\}$, sólo basta realizar el producto matricial de la ecuación (3-6.a) para conocer los giros y desplazamientos verticales de los nudos del marco. Los desplazamientos horizontales y verticales están referidos al sistema global de coordenadas (X, V) .

Conocidos los desplazamientos de los nudos se pueden ya calcular los elementos mecánicos en las diferentes barras del marco. Estos elementos se calculan en el sistema local de coordenadas (X', V') de la barra correspondiente. Recordemos que un sistema local de coordenadas (X', V') es aquel en el que el eje X' coincide con el eje principal de la barra y tiene su origen en el nudo A de ésta. El eje V' sale del nudo A y es perpendicular al eje X' . Está orientado a 90° en giro positivo del eje X' (giro positivo = en contra de las manecillas del reloj) como se muestra en la fig 5.1.

Para la obtención de los elementos mecánicos actuantes en una barra, se identifican primero los desplazamientos de sus nudos extremos y se transforman, si es necesario, a sistema local de coordenadas con la ecuación (3-1)

$$\{d'\} = \{t\} \{d\} \quad (3-1)$$

en la que $[t]$ (matriz de transformación) quedó definida en el capítulo 3.

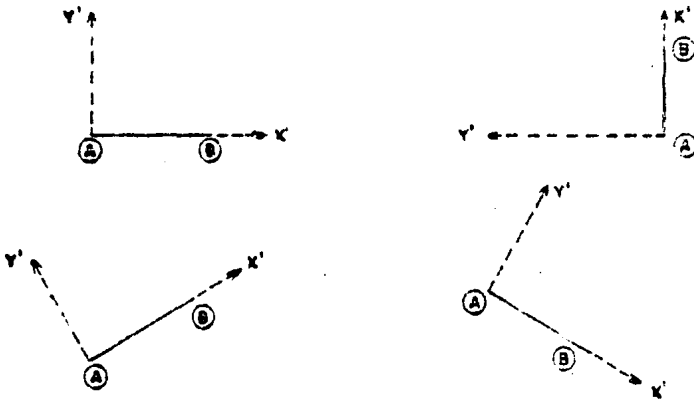


FIG. 5.1. SISTEMAS DE COORDENADAS LOCALES

En base a los principios fundamentales del análisis matricial estructural y de acuerdo al método de las rigideces se tiene que:

$$\{F\} = [k] \{d\} \quad (4-1)$$

Si en la ecuación (4-1) $[k]$ es la matriz de rigidez de una barra individual y $\{d\}$ los desplazamientos de sus nudos extremos, referidos ambos al sistema local de coordenadas de dicha barra, bastará solo con realizar el producto matricial para encontrar el vector $\{F\}$ de elementos mecánicos que estamos buscando. Dicho producto matricial tendrá la forma mostrada.

en la fig 5.2. Este procedimiento es igual para todas las barras: Se obtiene su matriz de rigidez en coordenadas locales, se identifican y transforman (si es necesario) los desplazamientos de sus nudos extremos, se realiza el producto matricial y se publican los elementos mecánicos. Estos elementos mecánicos tendrán la siguiente convención: Las fuerzas F_x y F_y serán positivas si actúan en la dirección de los ejes locales X' y Y' respectivamente y los momentos serán positivos si actúan en contra de las manecillas del reloj.

La idealización de un sismo consiste en la aplicación de cargas horizontales puntuales y estáticas en cada uno de los niveles del marco, actuando todas en la misma dirección. Debido a que la acción del sismo es reversible, se debe tomar en cuenta para el diseño de las barras, que los elementos mecánicos de sus extremos actúan en la dirección publicada y también en la contraria, es decir, hay que multiplicar los elementos mecánicos por -1 . Estos serían los correspondientes a la acción de las fuerzas sísmicas en el otro sentido.

Para la obtención de las reacciones en los apoyos del marco y la comprobación del equilibrio, se obtiene por cada nudo la suma de los elementos mecánicos, en coordenadas globales, de los extremos de las barras que concurren a él. En el caso de los apoyos, ésta sumatoria de fuerzas serán sus reacciones.

$$\begin{array}{c}
 \left\{ \begin{array}{l} F'_{XA} \\ F'_{YA} \\ M_A \end{array} \right\} \\
 \\
 \left\{ \begin{array}{l} F'_{XB} \\ F'_{YB} \\ M_B \end{array} \right\}
 \end{array}
 =
 \begin{array}{c}
 \left[\begin{array}{ccc|ccc}
 \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\
 0 & 12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} & 0 & -12 \frac{EI}{L^3} & 6 \frac{EI}{L^2} \\
 0 & 6 \frac{EI}{L^2} & 4 \frac{EI}{L} & 0 & -6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} \\
 \hline
 -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\
 0 & -12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} & 0 & 12 \frac{EI}{L^3} & -6 \frac{EI}{L^2} \\
 0 & 6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L} & 0 & -6 \frac{EI}{L^2} & 2 \frac{EI}{L}
 \end{array} \right]
 \begin{array}{c}
 \left\{ \begin{array}{l} d'_{XA} \\ d'_{YA} \\ \phi_A \end{array} \right\} \\
 \\
 \left\{ \begin{array}{l} d'_{XB} \\ d'_{YB} \\ \phi_B \end{array} \right\}
 \end{array}
 \end{array}$$

$$\begin{Bmatrix} \{F_A\} \\ \{F_B\} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} |K_{AA}| & |K_{AB}| \\ |K_{BA}| & |K_{BB}| \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{d_A\} \\ \{d_B\} \end{Bmatrix}$$

FIG. 5.2

En el caso de los nudos libres, la sumatoria de fuerzas en V y la de momentos deberán ser cero y la suma de las resultantes en X de los nudos comprendidos en el mismo nivel deberá ser igual a la fuerza aplicada en dicho nivel. Si lo anterior se cumple, el marco está en equilibrio.

6. EJEMPLOS Y CONCLUSIONES

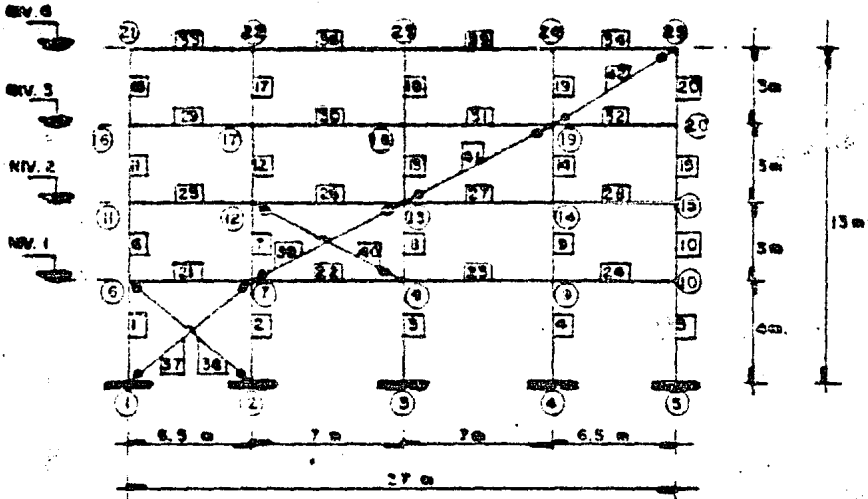
Este programa es una buena herramienta para realizar el análisis sísmico de marcos planos. Aplicar el método dinámico modal a este tipo de elementos usando matrices de rigidez resulta ser una labor casi inconcebible si no se cuenta con una computadora.

Una ventaja de este programa es que maximiza el aprovechamiento de la memoria RAM, por lo que puede adaptarse a computadoras con poca memoria y analizar problemas complejos.

Este programa se está utilizando en una empresa de ingeniería para resolver problemas reales y ha dado muy buenos resultados.

A continuación se presentan dos ejemplos de corridas del programa. La impresión de la matriz de rigidez del marco y de las matrices de resultados intermedios en el cálculo de $|K_d|$ es opcional por no considerarse de interés general, sin embargo, se incluyen en el ejemplo número dos como ilustración.

EJEMPLO NUMERO 100



MARCO SITUADO EN LA ZONA SISMICA II. TIPO DE LA CONSTRUCCION: A

PESO DE LOS NIVELES DEL MARCO:

- NIVEL 1 : 90 Ton
- NIVEL 2 : 90 Ton
- NIVEL 3 : 65 Ton
- NIVEL 4 : 65 Ton

FACTOR DE DUCTILIDAD DEL MARCO : 4

MODULO DE ELASTICIDAD DE LAS BARRAS (E) : 2.1×10^7 Ton/M²

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS BARRAS.

COLUMNAS (BARRAS 1 a 20) : $I = 0.000132 \text{ M}^4$
 $A = 0.0095 \text{ M}^2$

TRADES (BARRAS 21 a 36) : $I = 0.000132 \text{ M}^4$
 $A = 0.0077 \text{ M}^2$

DIAGONALES (BARRAS 37 a 42) : $I = 0 \text{ M}^4$
 $A = 0.0071 \text{ M}^2$

ANÁLISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
 DE ENLACE MARCO Ejemplo numero 1.

Hoja # 1

Numero de BARRAS ***** 42
 Numero de Nodos Libres *** 28
 Numero de Nodos ***** 5
 Numero de Niveles ***** 4

LA ESTRUCTURA TIENE 44 GRADOS DE LIBERTAD. GIROS ***** 10
 DESPL. VERTICALES *** 10
 DESPL. HORIZONTALES ** 4

11

CARACTERISTICAS DE LOS NIVELES (MASA * PESO) 11

NIVEL	PESO (Ton)	MASA (Ton*Seg ² /CM)	ALTIMA (CM)
1	50.000	5.1743	4.000
2	50.000	5.1743	7.000
3	55.000	5.5646	10.000
4	55.000	5.5646	13.000

CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS: Modulo de Elasticidad E = 21,000,000 Ton/M²
 Unidades --- (M), (M⁴) y (M²)

NUM. BARRA	NODO A	NODO B	LONGITUD	ANGULO (GRADOS)	MOMENTO DE INERCIA	AREA
1	1	2	4.00	90.00	0.0001132	0.0093
2	1	3	4.00	90.00	0.0001132	0.0093
3	2	3	4.00	90.00	0.0001132	0.0093
4	4	3	4.00	90.00	0.0001132	0.0093
5	5	10	4.00	90.00	0.0001132	0.0093
6	5	11	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
7	7	12	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
8	8	13	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
9	9	14	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
10	10	15	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
11	11	15	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
12	12	17	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
13	13	18	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
14	14	19	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
15	15	20	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
16	15	21	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
17	17	22	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
18	18	23	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
19	19	24	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
20	20	25	3.00	90.00	0.0001132	0.0093
21	6	7	6.50	0.00	0.0001132	0.0077
22	7	9	7.00	0.00	0.0001132	0.0077
23	8	9	7.00	0.00	0.0001132	0.0077
24	9	10	6.50	0.00	0.0001132	0.0077
25	11	12	6.50	0.00	0.0001132	0.0077
26	12	13	7.00	0.00	0.0001132	0.0077
27	13	14	7.00	0.00	0.0001132	0.0077
28	14	15	6.50	0.00	0.0001132	0.0077
29	16	17	6.50	0.00	0.0001132	0.0077
30	17	18	7.00	0.00	0.0001132	0.0077
31	18	19	7.00	0.00	0.0001132	0.0077

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 2

23/ENE/85 MARCO: Ejemplo, numero 1.

NUM. BARRA	NUDO A	NUDO B	LONGITUD	ANGULO GRADOS	MOMENTO DE INERCIA	AREA
32	19	20	5.50	0.00	0.0001130	0.0077
33	21	22	5.50	0.00	0.0001130	0.0077
34	22	23	7.00	0.00	0.0001130	0.0077
35	23	24	7.00	0.00	0.0001130	0.0077
36	24	25	5.50	0.00	0.0001130	0.0077
37	1	7	7.62	21.61	0.0000000	0.0071
38	5	2	7.62	-21.61	0.0000000	0.0071
39	7	13	7.62	23.42	0.0000000	0.0071
40	12	3	7.62	-23.42	0.0000000	0.0071
41	13	18	7.62	23.20	0.0000000	0.0071
42	18	25	7.15	24.78	0.0000000	0.0071

CARACTERISTICAS DE LOS APOYOS:

APOYO # 1: Nudo 1. Apoyo Empotrado
 APOYO # 2: Nudo 2. Apoyo Empotrado
 APOYO # 3: Nudo 7. Apoyo Empotrado
 APOYO # 4: Nudo 4. Apoyo Empotrado
 APOYO # 5: Nudo 5. Apoyo Empotrado

CONTRIBUCION DE CADA NUDO A LOS DIFERENTES GRADOS DE LIBERTAD
 EL CERO SIGNIFICA RESTRICCION AL MOVIMIENTO CORRESPONDIENTE

NUDO	GIRO	Despl. Y	Despl. X
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	1	21	41
7	2	22	41
8	5	23	41
9	4	24	41
10	5	25	41
11	6	26	42
12	7	27	42
13	8	28	42
14	8	29	42
15	10	30	42
16	11	31	42
17	12	32	43
18	13	33	43
19	14	34	43
20	15	35	43
21	16	36	44
22	17	37	44
23	18	38	44
24	18	39	44
25	20	40	44

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 5

ESTRUCTURA: MARCO B, planta segunda (1)

DATOS DE LA CONSTRUCCION:		A
TIPO DE SISMO:		Z TERRENO DE TRANSICION
FACTORA DE CALIFICACION (C):		1.00
DEFICIENTE SISMICO (R):		0.35
ADJUSTAJE DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO PARA T=0 (a0):		0.07
PERIODO CARACTERISTICO DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO (T):		0.50
		T0
EXPONENTE EN LAS EXPRESIONES DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO (n):		0.67

IMPRESION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL (K/D), ORDEN (4,4)
 (K/D) = (1/21)(-1/01)(-1/12)(-1/11) (K/D)

Columnas	1	2	3	4
Fila 1	5.447E+004	-1.746E+004	-1.824E+002	-4.105E+002
Fila 2	-1.746E+004	4.291E+004	-1.533E+004	-3.151E+002
Fila 3	-1.824E+002	-1.533E+004	2.873E+004	-1.094E+004
Fila 4	-4.105E+002	-3.151E+002	-1.094E+004	1.461E+004

FRECUENCIAS AL CUADRADO / PERIODOS T DE CADA MODO:

MODO	ω^2	T (Seg)
1	146.3455	0.2659
2	2122.7524	0.1561
3	4552.0566	0.0917
4	7553.1995	0.0675

LOS VECTORES CARACTERISTICOS (X) (MODOS DE VIBRACION) SON LOS SIGUIENTES:

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	1.00000	1.00000	1.00000	1.00000
Nivel 2	1.79374	1.26633	2.41303	-0.31272
Nivel 3	2.90209	0.27515	-1.73781	0.32630
Nivel 4	3.57091	-1.20456	0.33586	-0.07771

NORMALIZANDO LOS VECTORES MODALES ANTERIORES, QUEDAN DE LA SIGUIENTE MANERA:

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.06711	0.18309	0.14741	0.23700
Nivel 2	0.12037	0.20979	0.36086	-0.21632
Nivel 3	0.19463	0.04504	-0.26353	0.07781
Nivel 4	0.23563	-0.19552	0.13795	-0.01942

Modo	Amplificación Modal	Coefficiente de Participación	Desplazamiento Maximo (MI)	
1	2.5441	7.0039	5.4826	0.0133
2	1.4382	1.8163	2.1084	0.0008
3	1.1942	1.5704	0.8228	0.0001
4	1.0596	1.4250	0.7044	0.0001

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja 4 4

19/ENE/86 MARCO Ejemplo numero 11

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE LAS MASAS DEBIDOS A CADA MODO

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.00039	0.00011	0.00001	0.00001
Nivel 2	0.00163	0.00018	0.00001	-0.00001
Nivel 3	0.00259	0.00004	-0.00004	0.00000
Nivel 4	0.00119	-0.00018	0.00001	-0.00000

DESPLAZAMIENTO MAXIMO DE CADA MASA. SUMA DE LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DEBIDOS A CADA MODO Y REDUCIDOS CON EL CRITERIO DE LA RAZ CUADRADA

Masa	Despl. (cm)
1	0.00060
2	0.00161
3	0.00059
4	0.00018

FUERZAS MAXIMAS EN LAS MASAS DEBIDAS A CADA MODO

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.94288	0.149788	0.95898	0.115604
Nivel 2	0.08834	0.11000	0.00388	-0.05514
Nivel 3	0.78700	0.65149	-0.14584	0.05914
Nivel 4	0.58757	-0.64078	0.78740	-0.08480

FUERZAS Y CONSTANTES DE BIENEN EN CADA MASA. EL VALOR DE LA FUERZA TOTAL SOBRE CADA MASA SERA LA SUMA DE LAS FUERZAS DEBIDAS A CADA MODO Y REDUCIDAS CON EL CRITERIO DE LA RAZ CUADRADA

Masa	Fuerza (Ton)	Constante (Ton)
1	10.009	10.0091
2	0.855	17.8847
3	8.1090	14.1104
4	4.0488	11.1800

LAS ANTERIORES SOLICITACIONES LATERALES PRODUCEN LOS SIGUIENTES GIROS Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES NUDOS DEL MARCO

NUDO	Despl. (cm)	Despl. (cm)	Giro (RAD)
1	0.00000	0.00000	0.00000
2	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.00000	0.00000	0.00000
5	0.00000	0.00000	0.00000
6	0.00000	0.00017	-0.00010
7	0.00000	0.00000	-0.00018
8	0.00000	-0.00000	-0.00018
9	0.00000	-0.00005	-0.00018
10	0.00000	-0.00010	-0.00000

ANÁLISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 5

26-ENE-76 MARCO Ejemplo número 1.

NUDO	Despl. X (cm)	Despl. Y (cm)	Despl. Z (cm)
11	0.00175	0.00017	-0.00025
12	0.00175	0.00017	-0.00021
13	0.00175	-0.00004	-0.00022
14	0.00175	-0.00023	-0.00021
15	0.00175	0.00017	-0.00025
16	0.00277	0.00019	-0.00024
17	0.00277	0.00010	-0.00020
18	0.00277	-0.00004	-0.00021
19	0.00277	-0.00010	-0.00020
20	0.00277	-0.00074	-0.00021
21	0.00359	0.00019	-0.00012
22	0.00359	0.00010	-0.00012
23	0.00359	-0.00004	-0.00012
24	0.00359	-0.00010	-0.00012
25	0.00359	0.00074	0.00012

ELEMENTOS MECANICOS EN LOS MIEMBROS DE LOS CHARRAS EN SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS CON SIGNOS DE ACUERDO A LA DIRECCION DE LAS FUERZAS EN FORMACION Y MOMENTOS EN FORMACION (VER TABLA).

MEMBRO	FUERZA		FUERZA NORMAL		MOMENTOS		NUDOS	
	En X	En Y	En X	En Y	En X	En Y	A	B
1	-0.221	0.001	0.226	-0.178	0.610	0.338	1	8
2	-1.150	0.160	0.279	-0.178	0.687	0.445	2	7
3	0.151	-0.121	0.277	-0.173	0.683	0.447	3	8
4	0.627	-0.627	0.295	-0.295	0.675	0.465	4	9
5	4.794	-4.794	0.241	-0.241	0.317	0.348	5	10
6	-0.355	0.155	0.344	-0.244	0.282	0.252	6	11
7	-4.794	4.794	0.176	-0.176	0.226	0.241	7	12
8	-1.751	1.751	0.165	-0.165	0.175	0.221	8	13
9	0.552	0.552	0.189	-0.189	0.310	0.356	9	14
10	4.653	-4.653	0.349	-0.349	0.293	0.255	10	15
11	-0.221	0.127	0.236	-0.236	0.441	0.445	11	16
12	0.342	-0.350	0.419	-0.412	0.620	0.633	12	17
13	-0.347	0.307	0.421	-0.401	0.595	0.608	13	16
14	0.574	-0.573	0.420	-0.420	0.625	0.636	14	19
15	4.505	-4.505	0.295	-0.295	0.437	0.448	15	20
16	-0.285	0.285	0.283	-0.283	0.225	0.221	16	21
17	0.313	-0.313	0.185	-0.185	0.194	0.363	17	22
18	-0.004	0.200	0.170	-0.170	0.169	0.340	18	23
19	-0.008	0.208	0.182	-0.182	0.191	0.355	19	24
20	4.367	-4.367	0.273	-0.273	0.219	0.200	20	25
21	0.000	0.000	-0.124	0.124	-0.421	-0.387	6	7
22	0.000	0.000	-0.100	0.100	-0.348	-0.349	7	8
23	0.000	0.000	-0.106	0.106	-0.373	-0.368	8	9
24	0.000	0.000	-0.131	0.131	-0.407	-0.445	9	10
25	0.000	0.000	-0.147	0.147	-0.482	-0.465	11	12
26	0.000	0.000	-0.113	0.113	-0.395	-0.396	12	13
27	0.000	0.000	-0.120	0.120	-0.421	-0.417	13	14
28	0.000	0.000	-0.147	0.147	-0.463	-0.492	14	15
29	0.000	0.000	-0.142	0.142	-0.477	-0.448	16	17
30	0.000	0.000	-0.109	0.109	-0.379	-0.383	17	18

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 6

23/SNE-98 MARCO Ejemplo numero 1.

BARRA	FUERZA		FUERZA CONSTANTE		MOMENTOS		NUDOS	
	Fx (Ton)	Fy (Ton)	Fx (Ton)	Fy (Ton)	Mx (Ton-M)	My (Ton-M)	A	B
31	0.000	0.000	-0.133	0.133	-0.133	-0.133	18	19
32	0.000	0.000	-0.133	0.133	-0.133	-0.133	19	20
33	0.000	0.000	-0.065	0.065	-0.065	-0.065	21	22
34	0.000	0.000	-0.046	0.046	-0.153	-0.153	22	23
35	0.000	0.000	-0.050	0.050	-0.175	-0.175	23	24
36	0.000	0.000	-0.055	0.055	-0.175	-0.220	24	25
37	-18.744	18.744	0.000	0.000	0.000	0.000	1	7
38	-14.775	-14.775	0.000	0.000	0.000	0.000	5	2
39	-13.155	13.155	0.000	0.000	0.000	0.000	7	13
40	12.390	-12.390	0.000	0.000	0.000	0.000	12	8
41	-17.575	17.575	0.000	0.000	0.000	0.000	13	19
42	-10.282	10.282	0.000	0.000	0.000	0.000	19	25

REACCIONES EN LOS APOYOS DEL MARCO EN SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS:

NUDO	TIPO DE APOYO	R _x (Ton)	R _y (Ton)	MOMENTO (Ton-M)
1	Empotrado	-14.338	-18.3584	0.5014
2	Empotrado	-12.3584	8.5517	0.5587
3	Empotrado	10.2781	0.0000	0.3885
4	Empotrado	-0.2850	1.3278	0.5749
5	Empotrado	-0.2412	4.7841	0.5168

COMPROBACION DEL EQUILIBRIO, SUMA DE FUERZAS EN LOS NUDOS LIBRES.

NUDO	Sum. Fx (Ton)	Sum. Fy (Ton)	Sum. Mx (Ton-M)
6	12.7738	0.0000	0.0000
7	2.2626	-0.0000	0.0000
8	-11.2764	0.0000	-0.0000
9	0.0865	-0.0000	-0.0000
10	0.1922	-0.0000	-0.0000
11	-0.2521	0.0000	0.0000
12	11.1461	0.0000	0.0000
13	-4.2875	-0.0000	-0.0000
14	-0.2318	-0.0000	0.0000
15	-0.2458	-0.0000	0.0000
16	0.2136	0.0000	0.0000
17	0.2320	-0.0000	0.0000
18	0.2312	0.0000	-0.0000
19	7.0563	-0.0000	-0.0000
20	0.2221	-0.0000	0.0000
21	0.0829	-0.0000	0.0000
22	0.1955	-0.0000	0.0000
23	0.1599	-0.0000	-0.0000
24	0.1320	0.0000	-0.0000
25	9.4089	0.0000	-0.0000

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja 4 7

ELEMENTOS DE MARCO Analisis numero 1.

SUMATORIA DE LAS FUERZAS HORIZONTALES DE LOS NUDOS COMPRENDIDOS EN CADA NIVEL

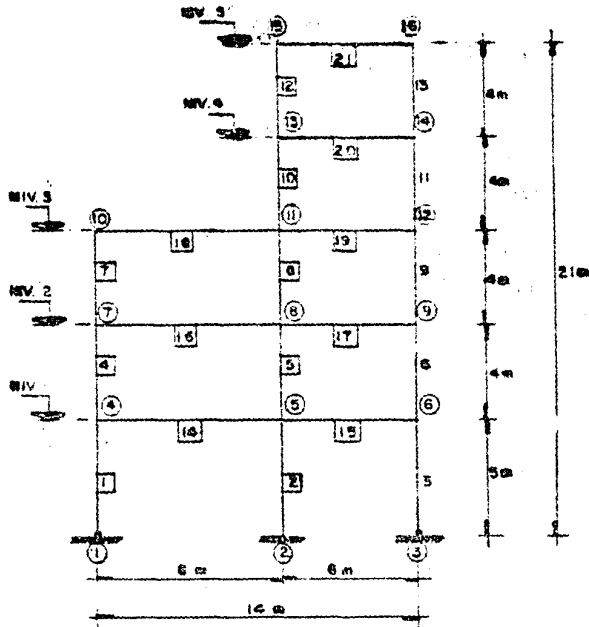
Nivel 4, Nodos: 21, 22, 23, 24, 25
Sum. de Fx en Niv. 4 = 10.0221 Ton

Nivel 3, Nodos: 16, 17, 18, 19, 20
Sum. de Fx en Niv. 3 = 7.8991 Ton

Nivel 2, Nodos: 11, 12, 13, 14, 15
Sum. de Fx en Niv. 2 = 6.1192 Ton

Nivel 1, Nodos: 6, 7, 8, 9, 10
Sum. de Fx en Niv. 1 = 4.0488 Ton

*** FIN DEL ANALISIS ***

EJEMPLO NUMERO : 2

MARCO SITUADO EN LA ZONA SISMICA III. TIPO DE LA CONSTRUCCION : D
PESO DE LOS NIVELES DEL MARCO.

NIVEL 1 : 60 Ton
 NIVEL 2 : 60 Ton
 NIVEL 3 : 75 Ton.
 NIVEL 4 : 35 Ton.
 NIVEL 5 : 30 Ton.

FACTOR DE DUCTILIDAD DEL MARCO : 2

MODULO DE ELASTICIDAD DE LAS BARRAS (E) : 1.4×10^6 Ton/M².

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LAS BARRAS.

COLUMNAS (BARRAS 1 a 13) : $I = 0.002333$ M⁴
 $A = 0.16$ M²

TRABES (BARRAS 14 a 21) : $I = 0.0016$ M⁴
 $A = 0.12$ M²

EN ESTE EJEMPLO SE IMPRIMIRAN LAS MATRICES DE RIGIDEZ DEL MARCO

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
 29/ENE/86 MARCO Ejemplo numero 1.

Hoja # 1

Numero de BARRAS ***** 31
 Numero de Nodos Libres ** 13
 Numero de Apoyos ***** 3
 Numero de Niveles ***** 5

LA ESTRUCTURA TIENE 33 GRADOS DE LIBERTAD: DOFOS *****> 33
 DESPL. VERTICALES ****> 13
 DESPL. HORIZONTALES **> 9

33

CARACTERISTICAS DE LOS NIVELES (MASA * PESO)

NIVEL	PESO (Ton)	MASA (Ton*Seg ² /M)	ALTEZA (M)
1	90.000	1.1549	5.000
2	90.000	1.1549	9.000
3	75.000	7.6453	13.000
4	35.000	3.5679	17.000
5	30.000	3.0591	21.000

CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS: Modulo de Elasticidad E = 1.400.000 Ton/M²
 Unidades --- (M), (M⁴) y (M²)

NUM. BARRA	NUDO A	NUDO B	LONGITUD	ANGULO GRADOS	MOMENTO DE INERCIA	AREA
1	1	4	5.00	90.00	0.0021333	0.1600
2	2	5	5.00	90.00	0.0021333	0.1600
3	1	6	5.00	90.00	0.0021333	0.1600
4	4	7	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
5	5	8	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
6	6	9	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
7	7	10	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
8	8	11	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
9	9	12	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
10	11	13	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
11	12	14	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
12	13	15	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
13	14	16	4.00	90.00	0.0021333	0.1600
14	4	5	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
15	5	6	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
16	6	7	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
17	7	8	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
18	8	9	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
19	9	10	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
20	10	11	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
21	11	12	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
22	12	13	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
23	13	14	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
24	14	15	9.00	0.00	0.0016000	0.1200
25	15	16	9.00	0.00	0.0016000	0.1200

CARACTERISTICAS DE LOS APOYOS:

APOYO # 1: Nudo 1. Apoyo Articulado
 APOYO # 2: Nudo 2. Apoyo Empotrado
 APOYO # 3: Nudo 3. Apoyo Articulado

ANÁLISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 2

EJEMPLO DE MARCO EJEMPLO NÚMERO 11

CONTINUACION DE CADA NUDO A LOS DIFERENTES GRADOS DE LIBERTAD
 EL CERVO SIGNIFICA RESTRICCIÓN AL MOVIMIENTO CORRESPONDIENTE

NUDO GIRO Desplazamiento Restricción

1	1	3	2
2	3	4	4
3	2	2	3
4	3	16	19
5	4	17	19
6	5	18	19
7	5	19	20
8	7	20	20
9	8	21	20
10	9	22	21
11	10	23	21
12	11	24	21
13	12	26	22
14	13	26	22
15	14	27	22
16	15	28	23

TIPO DE LA CONSTRUCCION

B

IGNOR SISMICA

3 TERRENO COMPRESIBLE

FACTOR DE DUCTILIDAD μ

2.00

COEFICIENTE SISMICO α

0.40

ORDENADA DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO PARA $T=0$

0.12

PERIODOS CARACTERISTICOS DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO T_1

0.80

 T_2

0.20

EXPONENTE EN LAS EXPRESIONES DE LOS ESPECTROS DE DISEÑO α

1.00

Ingresión de la matriz [K] de rigidez del marco armado considerando deformación axial de las columnas y elementos en diagonal y sin considerar deformación axial de las vigas.

La matriz [K] consta de 4 submatrices

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{11} & & & & \\ & K_{22} & & & \\ & & K_{33} & & \\ & & & K_{44} & \\ & & & & K_{55} \end{bmatrix}$$

SUBMATRIZ [K11]: ORDEN (29,29)

ESTA MATRIZ ESTA ARMADA EN SKYLINE Y ESTA CONTENIDA EN UN VECTOR
 DE 161 ELEMENTOS.

Columnas	1	2	3	4	5
Reng 1	0.309E+003	0.000E+000	1.195E+003	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	2.369E+003	0.000E+000	0.000E+000	1.195E+003
Reng 3	1.195E+003	0.000E+000	5.495E+003	5.600E+002	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	5.600E+002	7.989E+003	7.467E+002
Reng 5	0.000E+000	1.195E+003	0.000E+000	7.467E+002	5.869E+003

Reng	6	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng	7	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000
Reng	8	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002
Reng	9	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	10	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	11	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	12	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	13	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	14	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	15	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	16	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	17	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	18	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	19	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	20	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	21	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	22	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	23	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	24	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	25	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	26	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	27	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	28	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	6	7	8	9	10	
Reng	1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	3	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	4	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	5	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng	6	7.093E+001	5.600E+001	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000
Reng	7	5.600E+001	0.000E+000	7.457E+001	0.000E+000	1.493E+002
Reng	8	0.000E+000	7.457E+001	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	9	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000	4.117E+001	0.000E+000
Reng	10	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	11	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002	0.000E+000	7.457E+001
Reng	12	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+002
Reng	13	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	14	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	15	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	16	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	17	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	18	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	19	2.100E+002	2.100E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	20	-2.100E+002	1.673E+001	2.700E+001	0.000E+000	0.000E+000
Reng	21	0.000E+000	-3.700E+001	-3.700E+001	0.000E+000	0.000E+000
Reng	22	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	23	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	24	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	25	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	26	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	27	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	28	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

ANÁLISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
 19/04/85 MARCO Ejemplo numero 2.

Hoja #

Columnas	11	12	13	14	15
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 6	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 7	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 9	1.493E+003	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 9	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 10	7.467E+002	1.493E+003	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 11	7.467E+003	0.000E+000	1.493E+003	0.000E+000	0.000E+000
Reng 12	0.000E+000	7.467E+003	7.467E+002	1.493E+003	0.000E+000
Reng 13	1.493E+003	7.467E+002	7.467E+003	0.000E+000	1.493E+003
Reng 14	0.000E+000	1.493E+003	0.000E+000	4.480E+003	7.467E+002
Reng 15	0.000E+000	0.000E+000	1.493E+003	7.467E+002	4.480E+003
Reng 15	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 17	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 18	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 19	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 20	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 21	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 22	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 23	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 24	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 25	0.000E+000	3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 26	0.000E+000	-3.733E+002	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 27	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	3.733E+002	3.733E+002
Reng 28	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-3.733E+002	-3.733E+002
Columnas	15	17	18	19	20
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	-0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	1.533E+002	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	3.733E+002	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 6	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	2.100E+002	-2.100E+002
Reng 7	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	2.100E+002	1.533E+002
Reng 9	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 10	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 11	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 12	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 13	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 14	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 15	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 16	1.009E+005	-5.250E+001	0.000E+000	-5.600E+004	0.000E+000
Reng 17	-5.250E+001	-1.010E+005	-1.244E+002	0.000E+000	-5.600E+004
Reng 18	0.000E+000	1.244E+002	1.009E+005	0.000E+000	0.000E+000
Reng 19	-5.600E+004	0.000E+000	0.000E+000	1.121E+005	-5.250E+001
Reng 20	0.000E+000	-5.600E+004	0.000E+000	-5.250E+001	1.122E+005
Reng 21	0.000E+000	0.000E+000	-5.600E+004	0.000E+000	-1.244E+002

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
 08/ENE/86 MARCO: Ejemplo numero 1.

Hoja # 5

Reng 22	0.200E+000	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000
Reng 23	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004
Reng 24	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 25	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 26	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 27	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 28	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	21	22	23	24	25
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 6	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 7	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 8	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 9	0.000E+000	2.100E+002	-2.100E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 10	0.000E+000	2.100E+002	1.637E+002	-3.733E+002	0.000E+000
Reng 11	0.000E+000	0.000E+000	3.733E+002	-3.733E+002	0.000E+000
Reng 12	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 13	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 14	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 15	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 16	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 17	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 18	-5.500E+004	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 19	0.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 20	-1.244E+002	0.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000	0.000E+000
Reng 21	1.121E+005	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000
Reng 22	0.000E+000	5.500E+004	-5.500E+004	0.000E+000	0.000E+000
Reng 23	0.000E+000	-5.500E+004	1.121E+005	-1.244E+002	-5.500E+004
Reng 24	-5.500E+004	0.000E+000	-1.244E+002	1.121E+005	0.000E+000
Reng 25	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000	1.121E+005
Reng 26	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004	-1.244E+002
Reng 27	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004
Reng 28	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	26	27	28
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 6	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 7	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 8	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 9	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 10	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 11	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 12	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 13	-3.733E+002	0.000E+000	0.000E+000
Reng 14	0.000E+000	3.733E+002	-3.733E+002

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 6

23/04/85 MARCO Sistema concreto D.

Reng 15	0.000E+000	0.000E+000	-0.000E+000
Reng 16	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 17	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 18	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 19	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 20	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 21	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 22	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 23	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 24	-5.500E+004	0.000E+000	0.000E+000
Reng 25	-1.000E+000	-5.500E+004	0.000E+000
Reng 26	0.000E+000	0.000E+000	-5.500E+004
Reng 27	0.000E+000	0.000E+004	-1.000E+000
Reng 28	-5.500E+004	-1.000E+000	0.000E+000

MATRIZ DE INERCIA GLOBAL ORDEN 5,28

Columnas	1	2	3	4	5
Reng 1	0.165E+002	0.145E+001	-4.000E+000	-4.000E+000	-4.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	1.120E+003	1.120E+003	1.120E+003
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	6	7	8	9	10
Reng 1	-1.120E+003	-1.120E+003	1.120E+003	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-1.120E+003	-1.120E+003
Reng 3	1.120E+003	1.120E+003	1.120E+003	1.120E+003	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	1.120E+003
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	11	12	13	14	15
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	-1.120E+003	0.000E+000	0.000E+000	2.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	-1.120E+003	-1.120E+003	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	1.120E+003	0.000E+000	0.000E+000	-1.120E+003	-1.120E+003
Reng 5	0.000E+000	1.120E+003	1.120E+003	1.120E+003	1.120E+003

Columnas	16	17	18	19	20
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

Columnas	21	22	23	24	25
Reng 1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng 4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
 DEVENES MARCO 5 (modo 5,6,7)

Hoja # 7

Reng	5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Columnas		15	17	19		
Reng	1	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000		
Reng	2	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000		
Reng	3	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000		
Reng	4	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000		
Reng	5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000		

SUBMATRIZ (K11) OPDEN (5,5)

Columnas	1	2	3	4	5	
Reng	1	0.540E+000	-1.660E+003	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000
Reng	2	-1.660E+003	0.000E+000	-1.660E+003	0.000E+000	0.000E+000
Reng	3	0.000E+000	-1.660E+003	0.000E+000	-1.660E+003	0.000E+000
Reng	4	0.000E+000	0.000E+000	-1.660E+003	0.000E+000	-1.660E+003
Reng	5	0.000E+000	0.000E+000	0.000E+000	-1.660E+003	1.170E+003

IMPRESION DE LA MATRIZ (K11+INV(K11))*(K11), OPDEN (5,5)

Columnas	1	2	3	4	5	
Reng	1	0.461E+001	-1.028E+001	1.028E+001	0.440E+004	-5.235E+005
Reng	2	0.440E+004	-9.009E+001	1.028E+001	0.013E+002	0.611E+004
Reng	3	-9.009E+001	1.028E+001	-2.458E+001	-1.688E+003	1.047E+004
Reng	4	-1.028E+001	1.028E+001	-1.688E+003	0.034E+003	-2.537E+004
Reng	5	-9.378E+001	1.028E+001	-3.021E+001	0.007E+003	-5.221E+004
Reng	6	1.401E+001	1.044E+001	1.047E+001	0.000E+003	-0.364E+004
Reng	7	-1.124E+001	-2.107E+001	1.047E+001	-1.047E+001	0.134E+003
Reng	8	-1.062E+001	-4.104E+001	1.044E+001	-1.070E+001	4.433E+003
Reng	9	4.403E+001	-3.669E+001	0.166E+001	-1.010E+001	0.051E+003
Reng	10	1.409E+001	-1.035E+001	-1.037E+001	1.034E+001	-1.686E+002
Reng	11	0.460E+001	-1.447E+001	0.408E+004	1.408E+001	-1.959E+002
Reng	12	-0.513E+001	1.077E+001	1.447E+001	1.035E+001	1.059E+001
Reng	13	-5.175E+001	0.409E+001	-1.448E+001	1.035E+001	1.075E+001
Reng	14	0.214E+004	-4.063E+001	0.578E+001	-0.017E+001	1.063E+001
Reng	15	1.149E+003	-9.004E+001	4.063E+001	-2.012E+001	1.050E+001
Reng	16	1.101E+003	1.055E+004	-1.070E+001	-4.074E+004	0.186E+005
Reng	17	1.102E+001	-2.019E+004	1.070E+001	1.001E+003	-4.263E+003
Reng	18	-2.507E+003	4.075E+004	0.140E+005	-1.419E+003	4.331E+005
Reng	19	1.209E+003	1.015E+003	-3.029E+003	-7.029E+004	0.291E+005
Reng	20	1.727E+003	-6.461E+004	0.135E+003	0.047E+003	-7.091E+003
Reng	21	-3.029E+003	-0.099E+004	0.039E+004	-0.000E+007	0.000E+005
Reng	22	1.046E+003	1.497E+003	-4.067E+003	-0.000E+001	1.056E+004
Reng	23	1.703E+003	-5.074E+004	0.000E+000	4.019E+003	-1.140E+004
Reng	24	-3.069E+001	-0.109E+003	-0.000E+004	-0.000E+001	1.109E+002
Reng	25	1.741E+002	-0.004E+004	0.000E+003	0.000E+002	-1.516E+002
Reng	26	-5.089E+002	-0.169E+001	-0.328E+001	-0.100E+003	1.056E+002
Reng	27	1.720E+002	-7.499E+004	0.140E+003	1.016E+002	-1.757E+002
Reng	28	-3.566E+003	-2.247E+003	-1.773E+003	-0.067E+001	1.746E+001

IMPRESION DEL PRODUCTO (K11+INV(K11))*(K11), OPDEN (5,5)

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

Hoja # 8

19/ENE/66 MARCO: Ejemplo numero 2.

Columnas	1	2	3	4	5
Reng 1	9.967E+002	-3.120E+002	-3.583E+002	4.168E+001	-7.074E+000
Reng 2	-3.190E+002	1.097E+003	-3.367E+002	-2.525E+002	3.777E+001
Reng 3	-3.583E+002	-3.367E+002	9.946E+002	-1.019E+002	-2.303E+002
Reng 4	4.168E+001	-2.525E+002	-1.019E+002	7.943E+002	-4.579E+002
Reng 5	-7.074E+000	3.777E+001	-2.303E+002	-4.579E+002	6.571E+002

IMPRESION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL (KDI, ORDEN (5,5)

[KDI] = [K22]-[K21]*INV([K11])*-[K12]

Columnas	1	2	3	4	5
Reng 1	1.584E+003	-1.361E+003	3.583E+002	-4.158E+001	7.074E+000
Reng 2	-1.361E+003	2.277E+003	-1.343E+003	2.525E+002	-3.777E+001
Reng 3	3.583E+002	-1.343E+003	1.805E+003	-1.019E+003	2.303E+002
Reng 4	-4.158E+001	2.525E+002	-1.019E+003	1.456E+003	-6.522E+002
Reng 5	7.074E+000	-3.777E+001	2.303E+002	-6.522E+002	4.825E+002

FRECUENCIAS AL CUADRADO Y PERIODOS T DE CADA MODO.

MODO	ω^2 [(Seg) ⁻²]	T [Seg]
1	4.7313	2.9886
2	40.9369	0.9920
3	134.5654	0.5414
4	408.4620	0.3109
5	675.1422	0.2418

LOS VECTORES CARACTERISTICOS (Y) (MODOS DE VIBRACION) SON LOS SIGUIENTES:

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	1.00000	1.30000	1.00000	1.00000
Nivel 2	1.56503	0.97699	0.05812	-1.28316
Nivel 3	1.97545	0.25542	-1.03788	0.30093
Nivel 4	2.26953	-1.04642	-0.26396	1.42871
Nivel 5	2.45332	-2.13794	1.17106	-1.03773

MODO	5
Nivel 1	1.00000
Nivel 2	-2.81817
Nivel 3	2.71884
Nivel 4	-5.34775
Nivel 5	2.65374

NORMALIZANDO LOS VECTORES MODALES ANTERIORES, QUEDAN DE LA SIGUIENTE MANERA:

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.18268	0.17055	0.21089	0.17469
Nivel 2	0.15111	0.16676	0.01491	-0.22416
Nivel 3	-0.28284	0.04368	-0.22719	0.05257

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS

28/ENE/86 MARCO: Ejemplo numero 1.

Hoja # 9

Nivel 4	0.23304	-0.17362	-0.05778	0.24819
Nivel 5	0.25190	-0.35492	0.25634	-0.18128

MODO 5

Nivel 1	0.06720
Nivel 2	-0.13552
Nivel 3	0.18270
Nivel 4	-0.35936
Nivel 5	0.17833

Modo	Aceleracion	Ductilidad Modif. Q'	Coefficiente de Participacion	Desplazamiento Maximo [M]
1	3.9240	2.0000	5.3037	2.1994
2	3.9240	2.0000	1.3320	0.0638
3	2.9728	1.6766	0.7475	0.0098
4	2.1247	1.3886	0.3296	0.0012
5	1.8706	1.3023	0.1021	0.0002

DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE LAS MASAS DEBIDOS A CADA MODO

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.22583	0.01090	0.00215	0.00022
Nivel 2	0.35433	0.01065	0.00015	-0.00028
Nivel 3	0.44611	0.00276	-0.00224	0.00006
Nivel 4	0.51255	-0.01140	-0.00057	0.00031
Nivel 5	0.55403	-0.02330	0.00252	-0.00022

MODO 5

Nivel 1	0.00001
Nivel 2	-0.00003
Nivel 3	0.00004
Nivel 4	-0.00008
Nivel 5	0.00004

DESPLAZAMIENTO MAXIMO DE CADA MASA, SUMA DE LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DEBIDOS A CADA MODO Y REDUCIDOS CON EL CRITERIO DE LA RAIZ CUADRADA

Masa	Zmax [M]
1	0.22510
2	0.35449
3	0.44613
4	0.51257
5	0.55453

FUERZAS MAXIMAS EN LAS MASAS DEBIDAS A CADA MODO

MODO	1	2	3	4
Nivel 1	0.71318	3.63776	2.36573	0.71846
Nivel 2	13.67126	3.55402	0.16115	-0.92190

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
28/ENE/86 MARCO: Ejemplo numero 2.

Hoja # 10

Nivel 3	16.13669	0.07108	-2.30190	0.20269
Nivel 4	8.65185	-1.55540	-0.27320	0.44657
Nivel 5	0.01629	-2.91649	1.03890	-0.27959

MOOD 5

Nivel 1	0.00034
Nivel 2	-0.16214
Nivel 3	0.20478
Nivel 4	-0.10797
Nivel 5	0.07995

FUERZAS Y CORTANTES DE DISEÑO EN CADA MASA. EL VALOR DE LA FUERZA TOTAL SOBRE CADA MASA SERA LA SUMA DE LAS FUERZAS DEBIDAS A CADA MOOD Y REDUCIDAS CON EL CRITERIO DE LA RAIZ CUADRADA

Masa	Fuerza (Ton)	Cortante (Ton)
5	8.5981	8.5981
4	8.8282	17.4263
3	15.3258	33.7522
2	14.1576	47.9097
1	9.7607	57.6705

LAS ANTERIORES SOLICITACIONES LATERALES PRODUCEN LOS SIGUIENTES GIROS Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES NUODOS DEL MARCO

NUODO	Despl. X (M)	Despl. Y (M)	Giro (RAD)
1	0.00000	0.00000	-0.05552
2	0.00000	0.00000	0.00000
3	0.00000	0.00000	-0.05667
4	0.23543	0.00063	-0.03021
5	0.23543	0.00072	-0.03173
6	0.23543	-0.00135	-0.02793
7	0.36847	0.00090	-0.02505
8	0.36847	0.00114	-0.01822
9	0.36847	-0.00204	-0.02365
10	0.46327	0.00101	-0.01483
11	0.46327	0.00144	-0.01391
12	0.46327	-0.00245	-0.01641
13	0.53256	0.00167	-0.01201
14	0.53256	-0.00267	-0.01141
15	0.57639	0.00174	-0.00625
16	0.57639	-0.00275	-0.00649

ELEMENTOS MECANICOS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS EN SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS Y CON SIGNOS DE ACUERDO A LA CONVENCION DE N/B. FUERZAS EN TONELADAS Y MOMENTOS EN TONELADAS-METRO.

BARRA	FUERZA		FUERZA CORTANTE		MOMENTOS		NUODOS	
	Ex'A	Ex'B	Fy'A	Fy'B	Mom A	Mom B	A	B
1	-28.169	28.169	6.049	-6.049	-0.000	30.245	1	4

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
28/ENE/86 MARCO: Ejemplo numero 2.

Hoja # 11

BARRA	FUERZA AXIAL		FUERZA CORTANTE		MOMENTOS		NUDOS	
	Fx18	Fx19	Fy18	Fy19	Mon. A	Mon. B	A	B
2	-32.314	32.314	44.755	-44.755	130.842	92.931	2	5
3	50.484	-50.484	8.867	-8.867	-0.000	34.334	3	5
4	-15.157	15.157	12.816	-12.816	21.379	29.085	4	7
5	-23.312	23.312	18.551	-18.551	27.014	47.191	5	9
6	38.468	-38.468	15.743	-15.743	30.289	36.581	5	9
7	-5.058	5.058	9.427	-9.427	9.223	24.487	7	10
8	-17.175	17.175	17.099	-17.099	30.975	37.418	9	11
9	23.233	-23.233	9.227	-9.227	11.050	21.658	9	12
10	-12.399	12.399	9.771	-9.771	18.125	20.957	11	13
11	12.399	-12.399	7.856	-7.856	11.576	18.046	12	14
12	-4.196	4.196	4.094	-4.094	3.991	12.495	13	15
13	4.196	-4.196	4.504	-4.504	5.337	12.578	14	16
14	0.000	0.000	-13.013	13.013	-51.823	-52.479	4	5
15	0.000	0.000	-22.015	22.015	-57.467	-54.324	5	6
16	0.000	0.000	-9.099	9.099	-38.309	-34.466	7	8
17	0.000	0.000	-15.235	15.235	-43.682	-47.731	8	9
18	0.000	0.000	-5.058	5.058	-24.487	-23.973	10	11
19	0.000	0.000	-10.934	10.934	-31.569	-33.434	11	12
20	0.000	0.000	-8.203	8.203	-24.832	-24.387	13	14
21	0.000	0.000	-4.196	4.196	-12.495	-12.578	15	16

REACCIONES EN LOS APOYOS DEL MARCO EN SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS:

NUDO	TIPO DE APOYO	Rx	Ry	MOMENTO
		(Ton)	(Ton)	(Ton-m)
1	Articulado	-5.0488	-29.1693	-0.0000
2	Empotrado	-44.7547	-32.3142	130.8421
3	Articulado	-5.8664	50.4835	-0.0000

COMPROBACION DEL EQUILIBRIO, SUMA DE FUERZAS EN LOS NUDOS LIBRES:

NUDO	Sum. Fx	Sum. Fy	Sum. Mo
	(Ton)	(Ton)	(Ton-m)
4	-5.5670	-0.0000	0.0000
5	25.2035	0.0000	0.0000
6	-9.8758	-0.0000	-0.0000
7	4.1885	0.0000	0.0000
8	1.4532	0.0000	0.0000
9	8.5159	-0.0000	-0.0000
10	8.4274	-0.0000	-0.0000
11	7.3272	0.0000	-0.0000
12	0.5712	0.0000	-0.0000
13	5.6764	-0.0000	0.0000
14	3.1518	-0.0000	-0.0000
15	4.0944	0.0000	0.0000
16	4.5038	0.0000	0.0000

SUMATORIA DE LAS FUERZAS HORIZONTALES DE LOS NUDOS COMPRENDIDOS EN CADA NIVEL

Nivel 5, Nudos: 15, 16

Sum. de Fx en Niv. 5 = 9.5581 Ton

ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS
28/ENE/86 MARCO: Ejemplo numero 2.

Hoja # 10

Nivel 4. Nudos: 13, 14
Sum. de Fx en Niv. 4 = 2.9282 Ton

Nivel 3. Nudos: 10, 11, 12
Sum. de Fx en Niv. 3 = 16.3058 Ton

Nivel 2. Nudos: 7, 8, 9
Sum. de Fx en Niv. 2 = 14.1576 Ton

Nivel 1. Nudos: 4, 5, 6
Sum. de Fx en Niv. 1 = 9.7607 Ton

*** FIN DEL ANALISIS ***

BIBLIOGRAFIA

1. Martínez I., Navarro A. y Ceniceros J., "*Dinámica Estructural*", Editorial Universitaria, Universidad Autónoma de Zacatecas, 1983.
2. Bazan E. y Meli R., "*Manual de Diseño Sísmico de Edificios*", Instituto de Ingeniería, UNAM, D-18 México, D.F. (Sep. 1983).
3. Kardestuncer H., "*Introducción al Análisis Estructural con Matrices*", Editorial Mc Graw-Hill, 1975.
4. "*Análisis de Estructuras*", publicación C.2.1 del Manual de diseño de Obras Civiles de la C.F.E., México, 1982.
5. Damy Ríos Julio E., "*Aplicación de las Computadoras al Análisis Estructural*" y "*Tópicos Estructurales*", apuntes tomados por el autor en la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M.
6. Ghali A. y Neville A., "*Análisis Estructural*", Editorial Diana, México, D.F., 1983.

1

LISTADO DE LOS PROGRAMAS


```

10 | Programa ANADINI
20 DESTROY ALL @ OPTION BASE 1 @ DEGREE$ @ SFLAG -25 @ DELAY 0,0 @ STD
30 DEF FNQ$(O$,K$)
40 DISP O$
50 K$=KEY$ @ IF NOT POS(K$,K$) THEN 50
60 FNQ$=K$
70 END DEF
80 DIM A$(60),T3$(1)
90 LINPUT "Nombre Estructura ?":A$
100 INPUT "Numero de Barras ?":N1
110 INPUT "Numero de Nudos ?":N2
120 INPUT "'E' de las Barras ?":E
130 DIM B(N1,6) @ INTEGER B0(N1)
140 SHORT S(N2),N(N2,6)
150 FOR I=1 TO N2
160 DISP "Nudo "&STR$(I)&" ,Coord X,Y[M]": @ INPUT N(I,1),N(I,2)
170 S(I)=N(I,2) @ N(I,3)=4
180 NEXT I
190 IF FNQ$("Datos Corr. [S/N] ?","SN")="N" THEN 150
200 INPUT "Cuantos Apoyos Hay ?":N3
210 FOR I=1 TO N3
220 DISP STR$(I)&".- Num. de Nudo ": @ INPUT J
230 ON VAL(FNQ$(STR$(I)&".- Tipo [1/2] ?","12")) GOTO 240,260
240 IF FNQ$("O.K. Cantiliver [S/N] ?","SN")="N" THEN 230
250 N(J,3)=1 @ GOTO 280
260 IF FNQ$("Ap. Articulado [S/N] ?","SN")="N" THEN 230
270 N(J,3)=2
280 NEXT I
290 IF FNQ$("Datos Corr. [S/N] ?","SN")="S" THEN 310
300 FOR I=1 TO N2 @ N(I,3)=4 @ NEXT I @ GOTO 200
310 FOR I=1 TO N1
320 DISP "Barra "&STR$(I)&" , Nudos A,B ": @ INPUT B(I,1),B(I,2)
330 IF B(I,1)<=N2 AND B(I,1)>=1 AND B(I,2)<=N2 AND B(I,2)>=1 THEN 350
340 BEEP 1500,.3 @ DISP "+++ ERROR +++" @ GOTO 320
350 NEXT I
360 IF FNQ$("Datos Corr. [S/N] ?","SN")="N" THEN 310
370 DISP "Calculo caract. barras"
380 FOR I=1 TO N1
390 IF N(B(I,1),1)=N(B(I,2),1) THEN 410
400 IF N(B(I,1),1)<N(B(I,2),1) THEN 430 ELSE 420
410 IF N(B(I,1),2)<N(B(I,2),2) THEN 430
420 J=B(I,1) @ B(I,1)=B(I,2) @ B(I,2)=J
430 B(I,3)=SQR((N(B(I,1),1)-N(B(I,2),1))^2+(N(B(I,1),2)-N(B(I,2),2))^2)
440 IF N(B(I,1),1)=N(B(I,2),1) THEN B(I,4)=90 @ GOTO 460
450 B(I,4)=ATAN((N(B(I,2),2)-N(B(I,1),2))/(N(B(I,2),1)-N(B(I,1),1)))
460 NEXT I
470 FOR I=1 TO N1 @ B0(I)=0 @ NEXT I
480 FOR I=1 TO N1
490 IF B0(I)=1 THEN 590 ELSE B0(I)=1
500 DISP "I":I," , A":I
510 INPUT B(I,5),B(I,6)
520 IF FNQ$("Hay otra Igual [S/N] ?","SN")="N" THEN 590
530 INPUT "Cual (0=Fin) ?":Z1
540 IF Z1=0 THEN 590
550 IF Z1>=1 AND Z1<=N1 AND Z1=IP(Z1) AND B0(Z1)=0 THEN 570
560 BEEP 2500,.3 @ DISP "+++ ERROR +++" @ WAIT 1 @ GOTO 530
570 B(Z1,5)=B(I,5) @ B(Z1,6)=B(I,6) @ B0(Z1)=1
580 GOTO 530
590 NEXT I
600 IF FNQ$("Datos Corr. [S/N] ?","SN")="N" THEN 470

```

```

510 DISP "Dat. Num. de Niveles"
520 CALL FAVS(S(1),1,N2,N4)
530 SHORT S(N4) @ "N4-1 @ IF N4=0 THEN 'FIN' ELSE DIM M(N4)
540 FOR I=1 TO N4
550 DISP "Peso del Nivel "STR$(I)@" Ton" @ INPUT M(I) @ M(I)=M(I)/9.81
560 NEXT I
570 IF FNQ$( "Datos Carr. [S/N] ?", "SN")="N" THEN 540
580 Z1=VAL(FNQ$( "Zona Sismica (1/2/3)?", "123" ))
590 T3=FNQ$( "Tipo de Constr. (A/B)?", "AB" )
700 INPUT "Factor de Ductilidad ?" ,Q
710 IF FNQ$( "Imprimo [ K ] (S/N) ?", "SN")="S" THEN SFLAG @ ELSE CFLAG @
720 DISP "calculando..."
730 C=(Z1*Z1/100+Z1/12.5+.07)*(1.3*(T3="A")+(T3="B"))
740 A0=(Z1*Z1*.011-.009*Z1+.020)*1.3*(T3="A")+(T3="B")
750 T1=.05*Z1+Z1+.05*Z1+.2
760 T2=.05*Z1+Z1+1.05*Z1+.3
770 R=Z1+Z1/12-Z1/12+.5
780 G1=0
790 FOR I=1 TO N2
800 ON N(I,3) GOTO 820,810,920,910
810 G1=G1+1 @ N(I,5)=G1
820 NEXT I
830 G=G1
840 FOR I=1 TO N2
850 ON N(I,3) GOTO 870,870,860,860
860 G=G+1 @ N(I,5)=G
870 NEXT I
880 G2=G-G1
890 SHORT S2(N3) @ J=1
900 FOR I=1 TO N2
910 IF N(I,3)#1 AND N(I,3)#2 THEN 930
920 S2(J)=N(I,2) @ J=J+1
930 NEXT I
940 CALL FAVS(S2(1),1,J-1,N6)
950 FOR I=1 TO N2
960 FOR J=1 TO N4 @ IF N(I,2)=S(J+1) THEN 980
970 NEXT J @ GOTO 1010
980 FOR L=1 TO N6 @ IF N(I,2)=S(L) THEN 1010
990 NEXT L
1000 N(I,4)=G+J
1010 NEXT I
1020 DISP "Impresion de Datos"
1030 L=0 @ L0=0 @ PRINTER IS=PRINTER
1040 CALL HEADING(L,L0,A$)
1050 PRINT USING 1090:"Numero de Barras =====>",N1
1060 PRINT USING 1090:"Numero de Nudos Libres ==>",N2-N3
1070 PRINT USING 1090:"Numero de Apoyos =====>",N3
1080 PRINT USING 1090:"Numero de Niveles =====>",N4
1090 IMAGE 17X,K,MODZ
1100 PRINT @ PRINT USING "#,'LA ESTRUCTURA TIENE ',DDZ,' GRADOS DE LIBERTAD: '",
N4+6
1110 PRINT USING "GIROS '14('=',)'>',DDZ":G1
1120 PRINT USING "44X,'DESPL. VERTICALES ==>',DDZ":G2
1130 PRINT USING "44X,'DESPL. HORIZONTALES =>',DDZ":N4
1140 PRINT USING "66X,'-----',/56X,DDZ":G1+G2-N4
1150 PRINT "CARACTERISTICAS DE LOS NIVELES (MASA = PESO / g)" @ PRINT @ L=L+10
1160 GOSUB 'ENCNV'
1170 FOR I=1 TO N4
1180 PRINT USING 1190:I,1,1,91,M(I),S(I+1)-S(1)
1190 IMAGE 40,M1002.30,M1002.30,40,M9002.30

```

```

1020 L=L+1
1030 NEXT I
1030 PRINT @ PRINT "CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS: Modulo de Elasticidad E =";
1030 PRINT USING "M30C30C30,K":E," Ton/M2"
1040 PRINT "Unidades --> [M], [M4] y [M2]"
1050 PRINT @ L=L+4
1050 GOSUB 'ENCBAR'
1070 FOR I=1 TO N1
1090 PRINT USING 1290:1,B(I,1),B(I,2),B(I,3),B(I,4),B(I,5),B(I,6)
1090 IMAGE 5X,3D,7X,3D,8X,3D,M7DZ.2D,MSDZ.2D,M4DZ.7D,MSDZ.4D
1300 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$) @ GOSUB 'ENCBAR'
1310 NEXT I
1320 IF L+4>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1330 PRINT @ PRINT "CARACTERISTICAS DE LOS APOYOS:" @ PRINT @ L=L+3 @ J=1
1340 FOR I=1 TO N2
1350 IF N(I,3)=3 OR N(I,3)=4 THEN 1410
1360 PRINT USING "*, 'APOYO *',MDD,': Nudo',M3D,', Apoyo ':J,I @ J=J+1
1370 ON N(I,3) GOTO 1380,1390
1390 PRINT "Empotrado" @ GOTO 1400
1390 PRINT "Articulado"
1400 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1410 NEXT I
1420 PRINT @ L=L+1
1430 IF L+4>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1440 PRINT "CONTRIBUCION DE CADA NUDO A LOS DIFERENTES GRADOS DE LIBERTAD"
1450 PRINT "EL CERO SIGNIFICA RESTRICCION AL MOVIMIENTO CORRESPONDIENTE" @ PRINT
@ L=L+2
1460 GOSUB 'ENCGRL'
1470 FOR I=1 TO N2
1490 PRINT USING 1490:I,N(I,6),N(I,5),N(I,4)
1490 IMAGE 40,M7DZ,M10DZ,M11DZ
1500 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$) @ GOSUB 'ENCGRL'
1510 NEXT I
1520 PRINT @ L=L+1
1530 IF L+4>=60 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1540 PRINT USING "TIPO DE LA CONSTRUCCION: ',42X,K,A,K":CHR$(27)&'&k1S',T3$,CHR$(
27)&'&k0S'
,
1550 PRINT "ZONA SISMICA:": @ ON Z1 GOTO 1560,1570,1590
1550 PRINT USING "39X,K,D,K,' TERRENO FIRME":CHR$(27)&'&k1S',Z1,CHR$(27)&'&k0S'
@ GOTO 16
00
1570 PRINT USING "31X,K,D,K,' TERRENO DE TRANSICION":CHR$(27)&'&k1S',Z1,CHR$(27)
&'&k0S'
,
1580 GOTO 1600
1590 PRINT USING "33X,K,D,K,' TERRENO COMPRESIBLE":CHR$(27)&'&k1S',Z1,CHR$(27)&
'&k0S'
1600 PRINT USING "FACTOR DE DUCTILIDAD (Q)',37X,MODZ.DD":Q
1610 PRINT USING "COEFICIENTE SISMICO (C)',37X,MODZ.DD":C
1620 L=L+4 @ IF L+4>=60 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1630 PRINT USING 1640:"ORDENADA DE LOS ESPECTROS DE DISE",CHR$(182),"O PARA T=0
(J0)",A0
1640 IMAGE 3(K),11X,MODZ.DD
1650 PRINT USING "*, 'PERIODOS CARACTERISTICOS DE LOS ESPECTROS DE DISE',K,'O: T1
":CHR$(18
2)
1660 PRINT USING "8X,MODZ.DD":T1
1670 PRINT USING "53X, 'T2',5X,MODZ.DD":T2
1680 PRINT USING "*, 'EXPONENTE EN LAS EXPRESIONES DE LOS ESPECTROS DE DISE',K":C
HR$(182)

```

```

1690 PRINT USING "0 (r) ",MODZ.DD":R
1700 PRINT @ L=L-5
1710 IF NOT FLAG(0) THEN 1960
1720 IF L+4)=51 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1730 PRINT "Impresion de la matriz [ K ] de rigidez del marco armado considerando
o defurme
-
1740 PRINT "cion axial de las columnas y elementos en diagonal y sin considerar
deformacio
n"
1750 PRINT "axial de las vigas."
1760 PRINT "La matriz [ K ] consta de 4 submatrices:" @ L=L+4
1770 IF L+7)=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
1780 Z$=CHR$(252) @ W$=CHR$(124) @ PRINT
1790 PRINT TAB(34);Z$&Z$&" " &W$&" " &Z$&Z$
1800 PRINT TAB(34);Z$&" K11 " &W$&" K12 " &Z$
1810 PRINT TAB(34);Z$&" " &W$&" " &Z$
1820 PRINT TAB(26);"[ K ] = " &Z$&"-----+-----"&Z$
1830 PRINT TAB(34);Z$&" " &W$&" " &Z$
1840 PRINT TAB(34);Z$&" K21 " &W$&" K22 " &Z$
1850 PRINT TAB(34);Z$&Z$&" " &W$&" " &Z$&Z$ @ L=L+8
1860 DISP "GRABACION DE DATOS"
1870 ASSIGN #1 TO ANAD1:MASSMEM
1880 PRINT #1,0:L,L0,E,N1,N2,N3,N4,N5,G,61,62
1890 PRINT #1,1:A$,C,A0,T1,T2,R,Q
1900 PRINT #1,2:S()
1910 PRINT #1,3:M()
1920 ASSIGN #2 TO ANAD2:MASSMEM
1930 PRINT #2,0:B(,)
1940 PRINT #2,1:N(,) @ DESTROY ALL
1950 DISP "CHAIN DE ANADIN2" @ CHAIN ANADIN2:MASSMEM
1960 'FIN': DISP "Fin: 0 Niveles"
1970 END
1980 'ENCGRL': PRINT USING 1990:CHR$(27)&"&d",CHR$(27)&"&d@"
1990 IMAGE K,"NUDO",5X,"GIRO",5X,"Despl. Y",5X,"Despl. X",K
2000 PRINT @ L=L+2
2010 RETURN
2020 'ENCNIV': PRINT USING 2030:CHR$(27)&"&d",CHR$(27)&"&d@"
2030 IMAGE K,"NIVEL",5X,"PESO [Ton]",5X,"MASA [Ton*Seg2/M] ALTURA [M]",K
2040 PRINT @ L=L+2
2050 RETURN
2060 'ENCBAR': PRINT USING 2070:"ANGULO","MOMENTO DE"
2070 IMAGE 43X,K,4X,K
2080 PRINT USING 2090:CHR$(27)&"&d"
2090 IMAGE #,K,"NUM. BARRA",3X,"NUDO A",3X,"NUDO B",3X,"LONGITUD",3X,"(GRADOS)"
2100 PRINT USING 2110:CHR$(27)&"&d@"
2110 IMAGE 3X," INERCIA ",5X,"AREA ",K
2120 PRINT @ L=L+3
2130 RETURN
2140 SUB HEADING(L,L0,A$)
2150 OPTION BASE 1 @ DIM F$(36)
2160 F$="ENEFESMARABRMYUNJULAGOSEPOCTNOVDIC"
2170 L0=L0+1 @ IF L0=1 THEN PRINT CHR$(12)
2180 PRINT USING 2190:CHR$(27)&"&K3S",L0,CHR$(27)&"&K0S"
2190 IMAGE K,"ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS",20X,"Hoja #".3D,K
2200 Z1=VAL(ATE$(4,5))*3-2 @ Z2=21+2 @ Z3=VAL(ATE$(1,2)) @ Z4=VAL(ATE$(17,8))
2210 PRINT USING 2220:Z1,F$(Z1,Z2),Z3,A$
2220 IMAGE ZZ,"",K," MARCO:",K
2230 PRINT @ PRINT @ L=L+2
2240 END SUB

```

```

2250 SUB FAUS(A()),I1,J1,M)
2260 OPTION BASE 1
2270 N=J1+1-I1 @ L0=INT(LGT(N)/LGT(2))+1
2280 DIM L1(L0),U(L0)
2290 M=1 @ I=I1 @ J=J1
2300 IF I>J THEN 2600
2310 K=I @ I2=INT((J+1)/2) @ T=A(I2)
2320 IF A(I)<T THEN 2340
2330 A(I2)=A(I) @ A(I)=T @ T=A(I2)
2340 L=J
2350 IF A(J)>T THEN 2390
2360 A(I2)=A(J) @ A(J)=T @ T=A(I2)
2370 IF A(I)<T THEN 2390
2380 A(I2)=A(I) @ A(I)=T @ T=A(I2)
2390 L=L-1
2400 IF A(L)>T THEN 2390
2410 T=A(L)
2420 K=K+1
2430 IF A(K)>T THEN 2420
2440 IF K=L THEN 2460
2450 A(L)=A(K) @ A(K)=T @ GOTO 2390
2460 IF L-I=J-K THEN 2430
2470 L1(M)=I @ U(M)=L @ I=K @ M=M+1 @ GOTO 2490
2480 L1(M)=K @ U(M)=J @ J=L @ M=M+1
2490 IF J-I=J1 THEN 2310 ELSE IF I=I1 THEN 2300
2500 I=I-1
2510 I=I+1
2520 IF I=J THEN 2600
2530 T=A(I+1)
2540 IF A(I)>T THEN 2510
2550 K=I
2560 A(K+1)=A(K) @ K=K-1
2570 IF T<A(K) THEN 2560
2580 A(K+1)=T
2590 GOTO 2510
2600 M=M-1 @ IF M=0 THEN 2620
2610 I=L1(M) @ J=U(M) @ GOTO 2490
2620 M=1 @ J=2
2630 FOR I=J TO J1
2640 IF A(I)*A(M) THEN 2670
2650 NEXT I
2660 IF I>J1 THEN 'FIN'
2670 M=M+1 @ A(M)=A(I) @ J=I+1
2680 IF J<=J1 THEN 2630
2690 'FIN': END SUB

```

```

10 ! Prog. ANADIN2
20 BEEP 1700.3 @ DISP "LECTURA DE DATOS" @ OPTION BASE 1
30 INTEGER H(6) @ DIM A$(6)
40 ASSIGN #1 TO ANAD1:MASSMEM
50 READ #1,0:L,0,E,N1,N2,N3,N4,N5,6,61,62
60 READ #1,1:A$
70 DIM K1(6,6),K2(6,6),B(N1,6),M(N4)
80 SHORT N(N2,6)
90 READ #1,3:M()
100 ASSIGN #2 TO ANAD2:MASSMEM
110 READ #2,0:B(,) @ READ #2,1:N(,)
120 DISP "ARMADO DE [ K 1]"
130 N3=L
140 DIM K0(G+1),K3(G),K4(6,N4),K5(N4,6),K6(N4,N4),K7(N4,N4)
150 FOR I=1 TO 6 @ K3(I)=1 @ NEXT I
160 FOR I=1 TO N1
170 FOR J=1 TO 3 @ H(J)=N(B(I,1),J+3) @ NEXT J
180 FOR J=4 TO 6 @ H(J)=N(B(I,2),J) @ NEXT J
190 FOR J=1 TO 6 @ FOR L=1 TO 6
200 IF H(L)<H(J) OR H(L)*H(J)=0 OR H(L)>6 OR H(J)>6 THEN 220
210 K3(H(L))=MAX(H(L)-H(J)+1,K3(H(L)))
220 NEXT L @ NEXT J @ NEXT I
230 K0(I)=1
240 FOR I=1 TO 6 @ K0(I+1)=K0(I)+K3(I) @ NEXT I
250 DIM K5(K0(G+1)-1)
260 FOR I=1 TO K0(G+1)-1 @ K3(I)=0 @ NEXT I
270 FOR I=1 TO N1
280 GOSUB 'MATK1' @ IF B(I,4)≠0 THEN 300
290 FOR J=1 TO 6 @ FOR L=1 TO 6 @ K2(J,L)=K1(J,L) @ NEXT L @ NEXT J @ GOTO 340
300 CALL TRANS(K1(,),K2(,),1,1,B(I,4))
310 CALL TRANS(K1(,),K2(,),1,4,B(I,4))
320 CALL TRANS(K1(,),K2(,),4,1,B(I,4))
330 CALL TRANS(K1(,),K2(,),4,4,B(I,4))
340 FOR J=1 TO 3 @ H(J)=N(B(I,1),J+3) @ NEXT J
350 FOR J=4 TO 6 @ H(J)=N(B(I,2),J) @ NEXT J
360 FOR J=1 TO 6 @ FOR L=1 TO 6
370 IF H(J)*H(L)=0 THEN 450
380 IF H(L)>6 THEN 410 ELSE IF H(J)>6 THEN 440
390 IF H(L)<H(J) THEN 450
400 K3(K0(H(L))+H(L)-H(J))=K3(K0(H(L))+H(L)-H(J))+K2(J,L) @ GOTO 450
410 IF H(J)>6 THEN 420 ELSE 430
420 K5(H(J)-6,H(L)-6)=K5(H(J)-6,H(L)-6)+K2(J,L) @ GOTO 450
430 K4(H(J),H(L)-6)=K4(H(J),H(L)-6)+K2(J,L) @ GOTO 450
440 K5(H(J)-6,H(L))=K5(H(J)-6,H(L))+K2(J,L)
450 NEXT L @ NEXT J
460 NEXT I
470 L=N3
480 IF NOT FLAG(0) THEN 580
490 DISP "Impresion de Datos"
500 PRINT @ PRINT "SUBMATRIZ [K11]: ORDEN ("&STR$(G)&","&STR$(G)&")"
510 PRINT "ESTA MATRIZ ESTA ARMADA EN SKYLINE Y ESTA CONTENIDA EN UN VECTOR"
520 PRINT "DE "&STR$(K0(G+1)-1)&" ELEMENTOS." @ L=L+4
530 CALL IMPMAT(L,L0,6,6,A$,K5(,),K0(,),K3(,),2)
540 PRINT @ PRINT "SUBMATRIZ [K211=TRNK12]: ORDEN ("&STR$(N4)&","&STR$(G)&")" @
L=L+2
550 CALL IMPMAT(L,L0,N4,6,A$,K5(,),K0(,),K3(,),1)
560 PRINT @ PRINT "SUBMATRIZ [K22]: ORDEN ("&STR$(N4)&","&STR$(N4)&")" @ L=L+2
570 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,A$,K6(,),K3(,),K3(,),1)

```

```

540 DISP "Calculo de (K0)"
550 CALL STRMAT(K0,K0(1),5)
600 FOR I=1 TO N4
610 CALL BSOLUC(K3(1),K0(1),K4(1),5,I)
620 NEXT I
630 IF NOT FLAG(0,0) THEN 670
640 PRINT @ PRINT "IMPRESION DE LA MATRIZ ( Y )=INV(K111)*K121, ORDEN ("&STR$(
5)8",":
650 PRINT STR$(N4)8": @ L=L+2
660 CALL IMPMAT(L,L0,5,N4,AS,K4(1),K0(1),K3(1),1)
670 CALL MULMAT(K5(1),K4(1),K7(1),N4,5,5,N4)
680 DIM K5(N4,N4)
690 IF NOT FLAG(0,0) THEN 730
700 PRINT @ PRINT "IMPRESION DEL PRODUCTO (K21)=INV(K111)*K121, ORDEN ("&STR$(
N4)8",":
710 PRINT STR$(N4)8": @ L=L+2
720 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,AS,K7(1),K0(1),K3(1),1)
730 FOR I=1 TO N4 @ FOR J=1 TO N4
740 K5(I,J)=K6(I,J)+K7(I,J)
750 NEXT J @ NEXT I
760 IF L+3=-50 THEN CALL HEADINGS(L,L0,AS)
770 PRINT @ PRINT "IMPRESION DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ LATERAL (K0), ORDEN ("&STR$(
N4)8",":
780 PRINT USING "K(1),,/,K":STR$(N4),"K01 = (K22)-(K21)*INV(K111)*K121" @ L=L
+2
790 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,AS,K5(1),K0(1),K3(1),1)
800 DISP "GRABACION DE DATOS"
810 PRINT #2,2;K5(1)
820 PRINT #2,3;K4(1)
830 PRINT #1,0,L,L0,E,N1,N2,N3,N4,N5,G,G1,G2,E0
840 DESTROY ALL @ DISP "CHAIN DE ANADIN3"
850 CHAIN ANADIN3:MASSMEM
860 END
870 'MATK1': K1(1,1)=E*B(I,6)/B(I,3) @ K1(4,4)=K1(1,1)
880 K1(4,1)=-K1(1,1) @ K1(1,4)=K1(4,1)
890 K1(2,2)=12*E*B(I,5)/B(I,3)^3 @ K1(5,5)=K1(2,2)
900 K1(5,2)=-K1(2,2) @ K1(2,5)=K1(5,2)
910 K1(2,3)=6*E*B(I,5)/B(I,3)^2 @ K1(3,2)=K1(2,3)
920 K1(6,2)=K1(2,3) @ K1(5,3)=K1(2,3)
930 K1(2,6)=K1(6,2) @ K1(3,6)=K1(5,3)
940 K1(6,5)=-K1(2,3) @ K1(5,6)=K1(6,5)
950 K1(3,3)=4*E*B(I,5)/B(I,3) @ K1(6,6)=K1(3,3)
960 K1(6,3)=K1(3,3)/2 @ K1(3,6)=K1(6,3)
970 RETURN
980 SUB TRANS(K1(1),K2(1),1,5,1)
990 K2(I,J)=K1(I,J)+COS(T)*K1(I+1,J+1)+SIN(T)^2
1000 K2(I+1,J+1)=K1(I,J)+SIN(T)^2+K1(I+1,J+1)*COS(T)^2
1010 K2(I+2,J+2)=K1(I+2,J+2)
1020 K2(I+1,J)=(K1(I,J)-K1(I+1,J+1))*COS(T)+SIN(T)
1030 K2(I,J+1)=K2(I+1,J)
1040 K2(I+2,J+1)=K1(I+2,J+1)+COS(T)
1050 K2(I+2,J)=-K1(I+2,J+1)*SIN(T)
1060 K2(I,J+2)=-K1(I+1,J+2)+SIN(T)
1070 K2(I+1,J+2)=K1(I+1,J+2)+COS(T)
1080 SUB END
1090 SUB COLEMAT(A(1),B(1),C(1),I1,J1,I2,J2)
1100 IF J1<I2 THEN PRIN "NO SE PUEDEN MULTIPLICAR LAS MATRICES" @ PAUSE
1110 FOR I=1 TO I1 @ FOR J=1 TO J2 @ C(I,J)=0 @ NEXT J @ NEXT I
1120 FOR I=1 TO I1 @ FOR J=1 TO J2 @ FOR K=1 TO J1
1130 C(I,J)=A(I,K)*B(K,J)+C(I,J)

```



```

1740 FOR K=L1 TO N1
1750 L0=K0(L) @ R=A(L0) @ B=A(K)/R @ S=S+B*A(K) @ A(K)=B @ L=L-1
1760 NEXT K
1770 A(L2)=A(L2)-S
1780 IF ABS(A(L2))>.0000000001 THEN 1800
1790 PRINT USING "3(//),K,3D"; "** ERROR ** MATRIZ DE RIGIDECES SINGULAR EN EL REN
GLON",I @
STOP
1800 NEXT I
1810 END SUB
1820 SUB SSOLUC(A(),K0(),F(),N9,W)
1830 FOR I=2 TO N9
1840 L1=K0(I)+1 @ N1=K0(I+1)-1
1850 IF L1>N1 THEN 1910
1860 S=0 @ L=I-1
1870 FOR K=L1 TO N1
1880 S=S+A(K)*F(L,W) @ L=L-1
1890 NEXT K
1900 F(I,W)=F(I,W)-S
1910 NEXT I
1920 FOR I=1 TO N9
1930 F(I,W)=F(I,W)/A(K0(I))
1940 NEXT I
1950 FOR I=N9 TO 2 STEP -1
1960 L1=K0(I)+1 @ N1=K0(I+1)-1
1970 IF L1>N1 THEN 2020
1980 L=I-1
1990 FOR K=L1 TO N1
2000 F(L,W)=F(L,W)-A(K)*F(I,W) @ L=L-1
2010 NEXT K
2020 NEXT I
2030 END SUB

```

```

10 ! Prog. ANADIN3
20 OPTION BASE 1 @ BEEP 1700,,3 @ DISP "LECTURA DE DATOS" @ DIM A$(50)
30 ASSIGN #1 TO ANAD1:MASMEM
40 READ #1,0:L,0,E,N1,N2,N3,N4,N5,G,61,62,E0
50 READ #1,1:A$,00,A0,T1,T2,R0,D
60 DIM:M(N4),R(N4,2),K(N4,N4),Z(N4,N4)
70 READ #1,3:M( )
80 ASSIGN #2 TO ANAD2:MASMEM
90 READ #2,2:K( , )
100 CALL STOVIA(N4,K( , ),M( ),R( , ),Z( , ))
110 PRINT @ L=L+1 @ IF L+2>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
120 PRINT "FRECUENCIAS w AL CUADRADO Y PERIODOS T DE CADA MODO:"
130 PRINT @ L=L+2
140 IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$) @ GOSUB 'ENCFREC' ELSE GOSUB 'ENCFREC'
150 FOR I=1 TO N4
160 PRINT USING 170:I,R(I,1),R(I,2)
170 IMAGE 24X,30,M8DZ.40,M7DZ.40
180 L=L+1 @ IF L>=60 THEN CALL HEADING(L,L0,A$) @ GOSUB 'ENCFREC'
190 NEXT I
200 PRINT @ L=L+1 @ IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
210 DISP "Vectores Modales"
220 PRINT "LOS VECTORES CARACTERISTICOS {Y} (MODOS DE VIBRACION) SON LOS SIGUIEN
TES:"
230 L=L+1
240 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,A$,Z( , ),2)
250 PRINT @ L=L+1
260 IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
270 PRINT "NORMALIZANDO LOS VECTORES MODALES ANTERIORES, QUEDAN DE LA SIGUIENTE
MANERA:"
280 L=L+1
290 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,A$,Z( , ),1)
300 PRINT @ L=L+1
310 DISP "calculando..."
320 IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
330 GOSUB 'ENCDIN'
340 FOR I=1 TO N4
350 IF R(I,2)<T1 THEN 370 ELSE IF R(I,2)>T2 THEN 380
360 A1=00 @ GOTO 390
370 A1=A0+(C0-A0)*R(I,2)/T1 @ GOTO 390
380 A1=C0*(T2/R(I,2))^R0
390 IF R(I,2)<T1 THEN Q0=1+(0-1)*R(I,2)/T1 ELSE Q0=0
400 A1=A1*9.81 @ T=0
410 FOR J=1 TO N4 @ T=T+Z(J,1)*M(J) @ NEXT J
420 J1=T*A1/(R(I,1)*Q0)
430 PRINT USING "30,M5DZ.40,M6DZ.40,M9DZ.40,M8DZ.40":I,A1,30,T,J1
440 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$) @ GOSUB 'ENCDIN'
450 FOR J=1 TO N4 @ Z(J,I)=Z(J,I)+J1 @ NEXT J
460 NEXT I
470 PRINT @ L=L+1 @ IF L+4>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
480 PRINT "DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS DE LAS MASAS DEBIDOS A CADA MODO" @ L=L+1
490 IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
500 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,A$,Z( , ),1)
510 PRINT @ L=L+1 @ IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
520 PRINT "DESPLAZAMIENTO MAXIMO DE CADA MASA, SUMA DE LOS DESPLAZAMIENTOS MAXIM
OS"
530 PRINT "DEBIDOS A CADA MODO Y REDUCIDOS CON EL CRITERIO DE LA RAIZ CUADRA"
540 PRINT @ L=L+3
550 IF L+3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A$)
560 GOSUB 'ENCOMCM'
570 FOR I=1 TO N4

```

```

520 T=2
530 FOR J=1 TO N4 @ T=T+2*(I,J)*Z(I,J) @ NEXT J
540 T=SQR(T)
550 PRINT USING "29X,00,3X,M2DZ.50":I,T
560 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#) @ GOSUB 'ENCOMCM'
570 NEXT I
580 PRINT @ L=L-1 @ IF L-3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
590 PRINT "FUERZAS MAXIMAS EN LAS MASAS DEBIDAS A CADA MODO" @ L=L+1
600 FOR I=1 TO N4
610 FOR J=1 TO N4 @ Z(J,I)=Z(J,I)*M(J)*R(I,1) @ NEXT J
620 NEXT I
630 CALL IMPMAT(L,L0,N4,N4,A#,Z(,),1)
640 PRINT @ L=L+1 @ IF L+4>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
650 PRINT "FUERZAS Y CORTANTES DE DISEÑO(182) EN CADA MASA. EL VALOR DE LA FUERZA":
660 PRINT " TOTAL SOBRE"
670 PRINT "CADA MASA SERA LA SUMA DE LAS FUERZAS DEBIDAS A CADA MODO Y REDUCIDAS CON EL"
680 PRINT "CRITERIO DE LA RAZ CUADRADA"
690 PRINT @ L=L+4
700 IF L-3>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
710 GOSUB 'ENCFCOR'
720 FOR I=1 TO N4
730 M(I)=0
740 FOR J=1 TO N4 @ M(I)=M(I)+Z(I,J)*Z(I,J) @ NEXT J
750 M(I)=SQR(M(I))
760 NEXT I
770 T=0
780 FOR I=N4 TO 1 STEP -1
790 T=T+M(I)
800 PRINT USING "25X,30,M7DZ.40,M6DZ.40":I,M(I),T
810 L=L+1 @ IF L>=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#) @ GOSUB 'ENCFCOR'
820 NEXT I
830 DISP "GRABACION DE FUERZAS"
840 PRINT #1,0:L,L0,E,N1,N2,N3,N4,N5,6,61,62
850 PRINT #1,4:M( )
860 DESTROY ALL @ DISP "CHAIN DE ANADINA" @ CHAIN ANADINA:MASSMEM
870 END
880 'ENCFREC': PRINT USING 950:"MODO","w^2","T"
890 IMAGE 24X,K,8X,K,12X,K
900 PRINT USING 970:CHR$(27)&"&dD","[(Seg)^-2]","[Seg] ",CHR$(27)&"&d0"
910 IMAGE 24X,K,9X,K,5X,K,K
920 PRINT @ L=L+3
930 RETURN
940 'ENCDIN': PRINT USING "19X,K": "Ductilidad Coeficiente de Desplazamiento"
950 PRINT USING 1020:CHR$(27)&"&dD","Modo Aceleracion Modif. Q' Participacion"
960 IMAGE #,2(K),5X,"Maximo (M) "
970 PRINT CHR$(27)&"&d0" @ PRINT @ L=L+3
980 RETURN
990 'ENCOMCM': PRINT USING 1060:CHR$(27)&"&dD"," Masa Zmax (M) ",CHR$(27)&"&d0"
1000 IMAGE 26X,3(K)
1010 PRINT @ L=L+2
1020 RETURN
1030 'ENCFCOR': PRINT USING 1100:"Masa","Fuerza","Cortante"
1040 IMAGE 25X,K,5X,K,7X,K
1050 PRINT USING 1120:CHR$(27)&"&dD",CHR$(27)&"&d0"
1060 IMAGE 25X,K,10X,"[Ton]",9X,"[Ton] ",K
1070 PRINT @ L=L+3

```

```

1140 RETURN
1150 SUB HEADING(L,L0,AS)
1160 OPTION BASE 1 : DIM F(13)
1170 F0="ENEFERMARABRMA JUNIULAGOSEPOCTHOVDIO"
1180 L0=L+1 : IF L0=1 THEN PRINT CHR(10)
1190 PRINT USING 1200:CHR(27)S"AK35",L2,CHR(27)S"3K35"
1200 IMAGE K,"ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PLANOS",20K,"Moje S".3D.K
1210 Z1=VAL(DATE$(4,5))S-2 : Z2=Z1+S : Z3=VAL(DATE$(1,2)) : Z4=VAL(DATE$(7,8))
1220 PRINT USING 1230:Z4,F0(Z1,Z2),Z3,AS
1230 IMAGE Z2,"/".K,"/".K," MARCO: ".K
1240 PRINT : PRINT : L=5
1250 END SUB
1260 SUB IMPMAT(L,L0,M,N,AS,C( ),Z)
1270 N0=1
1280 IF L+S>61 THEN CALL HEADING(L,L0,AS)
1290 PRINT : L=L+1
1300 PRINT "MODE " :
1310 FOR J=N0 TO N
1320 PRINT USING "0,M3D,10X":J
1330 IF J<N0+3 THEN 1350
1340 N1=J : GOTO 1370
1350 NEXT J
1360 N1=J-1
1370 PRINT : PRINT : L=L+2
1380 IF L>=60 THEN CALL HEADING(L,L0,AS)
1390 FOR I=1 TO M
1400 PRINT USING "S,"Nivel",DDD":I
1410 FOR J=N0 TO N1
1420 ON Z9 GOTO 1430,1440
1430 PRINT USING "S,2X,M3DZ.SD":C(I,J) : GOTO 1450
1440 PRINT USING "S,2X,M3DZ.SD":C(I,J)/C(1,J)
1450 NEXT J
1460 PRINT : L=L+1
1470 IF L>=60 THEN CALL HEADING(L,L0,AS)
1480 NEXT I
1490 IF N1=N THEN "END"
1500 N0=N1+1 : GOTO 1280
1510 "END": END SUB
1520 SUB STOUIA(G,K( ),H( ),R( ),Z( ))
1530 N=6 : DIM C(N),X(N) : CFLAG : IO=1 : GOTO 1710
1540 DISP "Modo":N," Iter":IO
1550 CALL VECTOR(G,N,H( ),K( ),Z( ),X( ),C( ))
1560 CALL VECTOR(G,N,H( ),K( ),Z( ),C( ),X( ))
1570 FOR I=2 TO 6
1580 IF ABS(X(I)-C(I))>=.000001 THEN SFLAG :
1590 NEXT I
1600 IF FLAG(0,0) THEN IO=IO+1 : GOTO 1540
1610 S0=0 : S1=0
1620 FOR I=1 TO 6
1630 S1=S1+X(I)*X(I)*M(I)
1640 FOR J=1 TO 6
1650 S0=S0+X(I)*K(I,J)*K(J)
1660 NEXT J
1670 NEXT I
1680 R(N,1)=S0/S1 : R(N,2)=2*PI/SQRT(R(N,1))
1690 FOR I=1 TO 6 : Z(I,N)=X(I)/SQRT(S1) : NEXT I : BEEP 3000..1
1700 IF N=1 THEN "FIN" ELSE N=N-1 : IO=1
1710 FOR I=1 TO 6 : X(I)=RND : NEXT I : GOTO 1540
1720 "FIN": END SUB
1730 SUB VECTOR(G,N,H( ),K( ),Z( ),X1( ),X2( ))

```

```
1740 FOR I=1 TO G @ X2(I)=0
1750 FOR J=1 TO G
1760 X2(I)=X2(I)+K(I,J)/M(I)*X1(J)
1770 NEXT J @ NEXT I
1780 FOR I=G TO 1 STEP -1 @ X2(I)=X2(I)/X2(1) @ NEXT I
1790 IF N*G THEN CALL ELIMOD(G,N,M(),Z(,),X2())
1800 END SUB
1810 SUB ELIMOD(G,N,M(),Z(,),X())
1820 DIM Y(G)
1830 FOR I=N+1 TO G @ Y(I)=0
1840 FOR J=1 TO G
1850 Y(I)=Y(I)+Z(J,I)*M(J)*X(J)
1860 NEXT J @ NEXT I
1870 FOR I=N+1 TO G @ FOR J=1 TO G
1880 X(J)=X(J)-Y(I)*Z(J,I)
1890 NEXT J @ NEXT I
1900 END SUB
```

```

10  Programa ANADINA
20  BEEP 1700, .3 @ OPTION BASE 1 @ DIM A%(60) @ DISP "LECTURA DE DATOS"
30  ASSIGN #1 TO ANADI:MASMEM
40  READ #1,0,L,1,2,E,N1,N2,N3,N4,N5,G,31,G2
50  READ #1,1,4,4
60  DIM F%(4,1),B%(1,5),R%(4,N4),X%(5,N4),S%(5,1),K1(6,5),T3(3,3)
70  DIM H1(6,1),H2(3,1),H3(3,1),H4(3,1),H5(3,1),R(N2,3),A1#(10)
80  SHORT N(N2,5),S(N4+1)
90  READ #1,2,50,1
100 READ #1,1,4,1,1
110 ASSIGN #2 TO ANADI:MASMEM
120 READ #2,0:B(,1) @ READ #2,1:NC(,1)
130 READ #2,2:R(,1) @ READ #2,3:Y(,1)
140 DISP "calculando..."
150 FOR I=1 TO 3 @ FOR J=1 TO N4
160 Y(I,J)=-Y(I,J)
170 NEXT J @ NEXT I
180 CALL T6C(K(,1),N4)
190 CALL S6C(K(,1),F(,1),N4)
200 CALL MULMAT(Y(,1),F(,1),S(,1),B,N4,N4,1)
210 PWIDTH 30 @ PRINT @ L=L+1 @ IF L+3>=61 THEN CALL HEADIN@L,L0,A#)
220 PRINT "LAS ANTERIORES SOLICITACIONES LATERALES PRODUCEN LOS SIGUIENTES GIROS
"
230 PRINT "Y DESPLAZAMIENTOS EN LOS DIFERENTES NUDOS DEL MARCO"
240 PRINT @ L=L+3
250 IF L+3>=61 THEN CALL HEADIN@L,L0,A#)
260 GOSUB 'ENCODEF'
270 FOR I=1 TO N2
280 IF N(I,4)=0 THEN T0=0 ELSE T0=F(N(I,4)+G,1)
290 IF N(I,5)=0 THEN T1=0 ELSE T1=S(N(I,5)+1)
300 IF N(I,5)=0 THEN T2=0 ELSE T2=S(N(I,5)+1)
310 PRINT USING 320:1,T0,T1,T2
320 IMAGE 30,M3D1.50,M7D1.50,MED1.50
330 L=L+1 @ IF L=61 THEN CALL HEADIN@L,L2,A#) @ GOSUB 'ENCODEF'
340 NEXT I
350 DIM Y(6,1) @ PRINT @ L=L+1 @ IF L+3>=61 THEN CALL HEADIN@L,L0,A#)
360 PRINT "ELEMENTOS MECANICOS EN LOS EXTREMOS DE LAS BARRAS EN SISTEMA LOCAL DE
"
370 PRINT "COORDENADAS Y CON SIGNOS DE ACUERDO A LA CONVENCION DE N/B. FUERZAS E
N"
380 PRINT "TONELADAS Y MOMENTOS EN TONELADAS-METRO."
390 PRINT @ L=L+4
400 IF L+3>=61 THEN CALL HEADIN@L,L0,A#)
410 GOSUB 'ENCELM' @ T3(3,3)=1
420 FOR I=1 TO N1
430 GOSUB 'MATK1'
440 FOR J=1 TO 3
450 IF N(B(I,1),J+3)=0 THEN H2(J,1)=0 @ GOTO 470
460 IF J=1 THEN H2(J,1)=F(N(B(I,1),4)+G,1) ELSE H2(J,1)=S(N(B(I,1),J+3),1)
470 NEXT J
480 FOR J=1 TO 3
490 IF N(B(I,2),J+3)=0 THEN H4(J,1)=0 @ GOTO 510
500 IF J=1 THEN H4(J,1)=F(N(B(I,2),4)+G,1) ELSE H4(J,1)=S(N(B(I,2),J+3),1)
510 NEXT J
520 IF B(I,4)=0 THEN 530
530 FOR J=1 TO 3 @ H1(J,1)=H2(J,1) @ NEXT J
540 FOR J=4 TO 6 @ H1(J,1)=H4(J-3,1) @ NEXT J @ GOTO 610
550 T3(1,1)=COS(B(I,4)) @ T3(1,2)=SIN(B(I,4))
560 T3(2,1)=-T3(1,2) @ T3(2,2)=T3(1,1)
570 CALL MULMAT(T3(,1),H2(,1),H3(,1),B,3,3,1)

```

```

590 CALL MULTMAT(730,1,840,1,850,1,3,1,1)
600 FOR J=1 TO 3 : R1(1,1)=R(1,1) : NEXT J
610 FOR J=4 TO 6 : R1(1,1)=R(J-3,1) : NEXT J
620 CALL MULTMAT(730,1,840,1,850,1,8,1,5,1)
630 PRINT USING 1020:1,730,1,840,1,850,1,3,1,1,730,1,840,1,850,1,8,1,5,1,730,1,840,1,850
640 L=L+1 : IF L=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#) : GOSUB 'ENCELM'
650 IF 3*(L-1) THEN T0=L-2 : T1=T0+1 : T2=T0+2 : T3=T0+3 : T4=T0+4 : T5=T0+5
660 CALL NUDD03(A#,Y(1,1),Y(1,2),Y(1,3),Y(1,4),Y(1,5),Y(1,6),Y(1,7),Y(1,8),Y(1,9))
670 CALL NUDD03(A#,Y(1,1),Y(1,2),Y(1,3),Y(1,4),Y(1,5),Y(1,6),Y(1,7),Y(1,8),Y(1,9))
680 NEXT I
690 PRINT : L=L+1 : IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
700 PRINT "REACCIONES EN LOS APÓYOS DEL MARCO EN SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS:"
: PRINT
710 L=L+2 : IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
720 GOSUB 'ENCAPOY'
730 FOR I=1 TO N2
740 IF N(1,3)=1 AND N(1,3)=2 THEN 790
750 IF N(1,3)=1 THEN A18="Empotrado" ELSE A18="Articulado"
760 PRINT USING 770:1,A18,R(1,1),R(1,2),R(1,3)
770 IMAGE 30,44,K,3(MSD2,40)
780 L=L+1 : IF L=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#) : GOSUB 'ENCAPOY'
790 NEXT I
800 PRINT : L=L+1 : IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
810 PRINT "COMPROBACION DEL EQUILIBRIO, SUMA DE FUERZAS EN LOS NUDOS LIBRES:" :
PRINT : L=
L+2
820 IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
830 GOSUB 'ENCEQN'
840 FOR I=1 TO N2
850 IF N(1,3)=1 OR N(1,3)=2 THEN 890
860 PRINT USING 870:1,R(1,1),R(1,2),R(1,3)
870 IMAGE 30,MSD2,40,2(M7D2,40)
880 L=L+1 : IF L=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#) : GOSUB 'ENCEQN'
890 NEXT I
900 PRINT : L=L+1 : IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
910 PRINT "CAMBIARIA DE LAS FUERZAS HORIZONTALES DE LOS NUDOS COMPREDIDOS EN CA
OR NIVEL"
920 PRINT CHR$(27)&"3e00" : L=L+2
930 FOR I=04 TO 1 STEP -1
940 PRINT USING "4,K,Nivel",000,K," Nudos:" : CHR$(27)&"3d0" : I,CHR$(27)&"8d0" :
: FLAG :
950 TO=I
960 FOR J=1 TO N2
970 IF N(J,2)=50(I+1) THEN 1000
980 IF FLAG(I,0) THEN PRINT USING "5,000":J ELSE PRINT USING "5," : 000 : J
990 TO=TO+R(I,J)
1000 NEXT J
1010 PRINT USING 1020:"Niv. " : STR$(I),TO
1020 IMAGE 7,7,K,22,K,K
1030 PRINT : L=L+3 : IF L=3=61 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
1040 NEXT I
1050 IF L=3=62 THEN CALL HEADING(L,L0,A#)
1060 PRINT USING 1070:CHR$(27)&"3e38","*** FIN DEL ANALISIS ***",CHR$(27)&"3e0
5"
1070 IMAGE 7,7,K,22,K,K
1080 ADDICION #1 TO # : ADDICION #2 TO #
1090 PUT "438" : PRINT CHR$(12)
1100 END
1110 (MATR1)=R1(2,1)=E*(1,6)/B(1,3) : R1(4,4)=R1(1,1)

```

```

1120 K1(4,1)=K1(1,1) @ K1(1,4)=K1(4,1)
1130 K1(2,2)=12*B*B/15 @ K1(2,5)=K1(5,2)
1140 K1(5,2)=K1(2,5) @ K1(5,5)=K1(5,5)
1150 K1(3,3)=5*B*B/15 @ K1(3,6)=K1(6,3)
1160 K1(6,3)=K1(3,6) @ K1(6,6)=K1(6,6)
1170 K1(2,6)=K1(6,2) @ K1(6,2)=K1(2,6)
1180 K1(6,5)=K1(5,6) @ K1(5,6)=K1(6,5)
1190 K1(3,3)=4*B*B/15 @ K1(3,6)=K1(6,3)
1200 K1(6,3)=K1(3,3)/2 @ K1(6,6)=K1(6,6)
1210 RETURN
1220 'ENCELM': PRINT USING 1230: "FUERZA AXIAL", "FUERZA CORTANTE", "MOMENTOS",
NUDOS"
1230 IMAGE 10X,K,6X,K,10X,K,10X,K
1240 PRINT USING 1250:CHR$(27)@"&D0"
1250 IMAGE 3,K,"BARRA",5X,"Fx'A",7X,"Fx'B",6X,"Fy'A",6X,"Fy'B"
1260 PRINT USING 1270:CHR$(27)@"&D1S"&" A B"
1270 IMAGE 6X,"Mom A",7X,"Mom B",2X,K
1280 PRINT CHR$(27)@"&K0S"&CHR$(27)@"&D0" @ L=L+2
1290 RETURN
1300 'ENCODEF': PRINT USING 1310: "NUDO", "Despl. X", "Despl. Y", "Giro"
1310 IMAGE 4(K,7X)
1320 PRINT USING 1330:CHR$(27)@"&D0",CHR$(27)@"&D0"
1330 IMAGE K,13X,"(M)",12X,"(T)",9X,"(RAD)"
1340 PRINT @ L=L+5
1350 RETURN
1360 'ENCAPOY': PRINT USING 1370: "NUDO", "TIPO DE", "PR", "Fy", "MOMENTO"
1370 IMAGE K,5X,K,6X,K,10X,K,6X,K
1380 PRINT USING 1390:CHR$(27)@"&D0",CHR$(27)@"&D0"
1390 IMAGE K,10X,"APOYO",20X,"(TON)",5X,"(TON-M)"
1400 PRINT @ L= 7
1410 RETURN
1420 'ENCEQN': PRINT USING 1430: "NUDO", "Sum. Fx", "Sum. Fy", "Sum. Mo"
1430 IMAGE K,4X,3X,K,7X
1440 PRINT USING 1450:CHR$(27)@"&D0",CHR$(27)@"&D0"
1450 IMAGE K,2(9X,"(TON)",6X,"(TON-M)",K
1460 PRINT @ L=L+5
1470 RETURN
1480 SUB HEADING(L,LC,AS)
1490 OPTION BASE 1 @ DIM F$(35)
1500 F$="ENEFEBMARABRMAIJUNJULAGOSEPOCTNOVBDIC"
1510 L0=L0+1 @ IF L0#1 THEN PRINT CHR$(12)
1520 PRINT USING 1530:CHR$(27)@"&K3S",L0,CHR$(27)@"&D0E"
1530 IMAGE K,"ANALISIS SISMICO DINAMICO DE MARCOS PL-200",20X,"Hoja #",30,K
1540 Z1=VAL(DATE$(4,5))*3+2 @ Z2=Z1+2 @ Z3=VAL(DATE$(1,1)) @ Z4=VAL(DATE$(7,9))
1550 PRINT USING 1560:Z4,F$(Z1,Z2),Z3,AF
1560 IMAGE 22,"/",K,"/",K," MARCO",K
1570 PRINT @ PRINT @ L=5
1580 END SUB
1590 SUB MUMMAT(A(),B(),C(),I1,J1,I2,J2)
1600 IF J1#I2 THEN P=-1 @ GOTO 1650
1610 FOR I=1 TO I1 @ FOR J=1 TO J2 @ C(I,J)=0 @ NEXT J @ NEXT I
1620 FOR I=1 TO I1 @ FOR J=1 TO J2 @ FOR K=1 TO J1
1630 C(I,J)=A(I)*B(J)+C(I,J)
1640 NEXT K @ NEXT J @ NEXT I
1650 END SUB
1660 SUB MUMMAT(R(),I1,H(),R(),I2,H2)
1670 IF A#1 @ THEN 1680
1680 FOR J=1 TO I @ Y(I,1)=Y(J+2,1) @ NEXT J
1690 IF A#1 @ THEN MUMMAT(I1,Y(),I2,H(),J2,3,3,1) @ GOTO 1710
1700 FOR J=1 TO I @ H(I,1)=H(J,1) @ NEXT J

```



```

1710 FOR J=1 TO 3 @ R(N,J)=R(N,J)+R(J,1) @ NEXT J
1720 END SUB
1730 SUB TSC(A(),N)
1740 IF N=1 THEN 'FIN'
1750 Y=A(1,2)/A(1,1)
1760 A(2,2)=A(2,2)-1.12*Y @ A(1,2)=Y
1770 IF N=2 THEN 'FIN'
1780 FOR J=3 TO N
1790 FOR I=2 TO J-1
1800 X=0
1810 FOR K=1 TO I-1
1820 X=X+A(K,I)+A(K,J)
1830 NEXT K
1840 A(I,J)=A(I,J)-X
1850 NEXT I
1860 X=0
1870 FOR I=1 TO J-1
1880 Y=A(I,J)/A(I,1)
1890 X=X+Y+A(I,J)
1900 A(I,J)=Y
1910 NEXT I
1920 A(J,J)=A(J,J)-X
1930 NEXT J
1940 'FIN': END SUB
1950 SUB SSC(A(),B(),N)
1960 IF N=1 THEN B(1,1)=S(1,1)/A(1,1) @ GOTO 'FIN'
1970 FOR I=2 TO N
1980 X=0
1990 FOR K=1 TO I-1
2000 X=X+A(K,I)+B(K,1)
2010 NEXT K
2020 B(I,1)=B(I,1)-X
2030 NEXT I
2040 FOR I=1 TO N
2050 B(I,1)=B(I,1)/A(I,1)
2060 NEXT I
2070 FOR M=1 TO N-1 @ FOR K=1 TO N-M
2080 B(K,1)=B(K,1)+A(K,N-M+1)+B(N-M+1,1)
2090 NEXT K @ NEXT M
2100 'FIN': END SUB

```