



Universidad Nacional Autónoma de México

---

INGENIERIA CIVIL

# Estudio Utilizando Computadora de un Elemento Helicoidal como Parte Integral de una Estructura

TESIS PROFESIONAL

Que para obtener el título de:

Ingeniero civil

presentan:

CARLOS FLORES ILLESCAS

MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA

MEXICO, D. F.

1985



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.

# INDICE

	PAGINA
PROLOGO	i
INTRODUCCION	iii
CAPITULO I	
<u>ESTUDIOS PREVIOS AL ANALISIS</u>	
I.1 Análisis de Cargas Unitarias.	1
I.2 Efectos Actuantes en Marcos.	9
I.3 Efectos Sísmicos en la Estructura.	17
CAPITULO II	
<u>ANALISIS DE MARCOS</u>	
II.1 Introducción.	63
II.2 Fundamentos del Programa de Computadora para el Análisis de Marcos.	68
CAPITULO III	
<u>DISEÑO ESTRUCTURAL</u>	
III.1 Diseño de Losa de Entrepiso.	120
III.2 Diseño de Columnas.	142
III.3 Diseño de Ménsulas.	181
III.4 Diseño de Murete.	187

## CAPITULO IV

### CIMENTACION

IV.1 Estudios Previos.	195
IV.2 Diseño de Contratraves.	203
IV.3 Diseño de Muros de Sótano.	207
IV.4 Diseño de Pilas	211

## CAPITULO V

### ESCALERA HELICOIDAL

V.1 Introducción.	223
V.2 Efectos Actuantes en la Estructura.	228
V.3 Análisis de la Estructura Helicoidal.	234
V.4 Interpretación de Resultados.	309
V.5 Diseño de la Escalera Helicoidal.	311

CONCLUSIONES GENERALES	335
------------------------	-----

BIBLIOGRAFIA	340
--------------	-----

## PROLOGO

Al terminar los estudios de Ingeniería Civil surge en nuestra mente la preocupación de que tema o cuestión ingenieril será la base de nuestra Tesis Profesional, así nació en ésta ocasión la convicción de tratar un problema de Ingeniería Estructural dentro del basto campo que comprende la Ingeniería Civil.

Se dió preferencia al área de Estructuras, por la que siempre hemos sentido tanta inclinación, en virtud de que, desarrollando un tema de ésta naturaleza, además de estar trabajando en el campo de nuestra preferencia, lo hacemos también en una de las partes que a nuestro juicio, es fundamental y representativa de todo ingeniero civil. Estas consideraciones nos han motivado a presentar un estudio en el que se dá solución estructural a un edificio cuyas características se mencionarán posteriormente.

Así mismo, se ha tratado de profundizar en el desarrollo del tema "ESCALERA HELICOIDAL", mostrando las bases y criterios para la solución de este tipo de estructuras poco comunes.

Por otra parte, para llegar a un buen término en la realización de una tesis profesional, es de gran importancia el elegir una persona de gran experiencia y reconocida capacidad como asesor de tesis, por ésta razón acudimos a -

*ii*

un distinguido maestro, conocedor de la materia, el M. en I. Claudio Carl Merrifield Castro, quien acertadamente orientó nuestra forma de pensar, y con esmero y dedicación guió --- nuestros pasos para la solución de los problemas que se acumlaron a lo largo de este trabajo; razones ineludibles para hacerle patente nuestro agradecimiento y un motivo más - para reafirmarle la sinceridad de nuestra amistad.

## INTRODUCCION

La presente tesis pretende mostrar los criterios de análisis y diseño de una estructura de concreto reforzado, fundamentando el cálculo estructural con la aplicación de métodos computarizados que proporcionarán los elementos mecánicos, garantizando un comportamiento adecuado de la estructura bajo las condiciones de servicio a la que estará sometida, todo ello en base a los criterios de la ingeniería estructural que es la rama de Ingeniería Civil encargada de proporcionar los sistemas adecuados para el estudio de las solicitaciones externas, comportamiento y modo de falla, métodos de análisis y proporcionamiento de todos los elementos constitutivos de una estructura.

### Descripción del Proyecto.

Dentro de la amplia gama de usos a que se destinan los edificios, el que nos ocupa, será utilizado para exhibiciones de obras de arte, muebles, objetos de ornato, etc. Consta de cinco niveles: sótano (estacionamiento); planta baja, mezzanine, primero y segundo pisos (áreas de exhibición); tercer piso (oficinas) y azotea, los cuales suman aproximadamente un área construida de  $3,000 \text{ m}^2$ , con altura de entrepiso variable como podemos observar en la fig. 1, en la que se aprecian los claros entre ejes, siendo los mayores de 12 mts. en ambas direcciones.

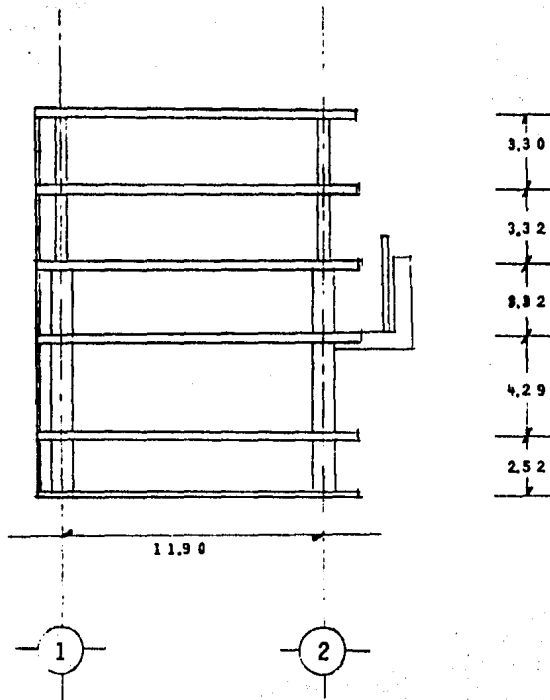


Fig. 1.a Corte Transversal (acot. en mts.)



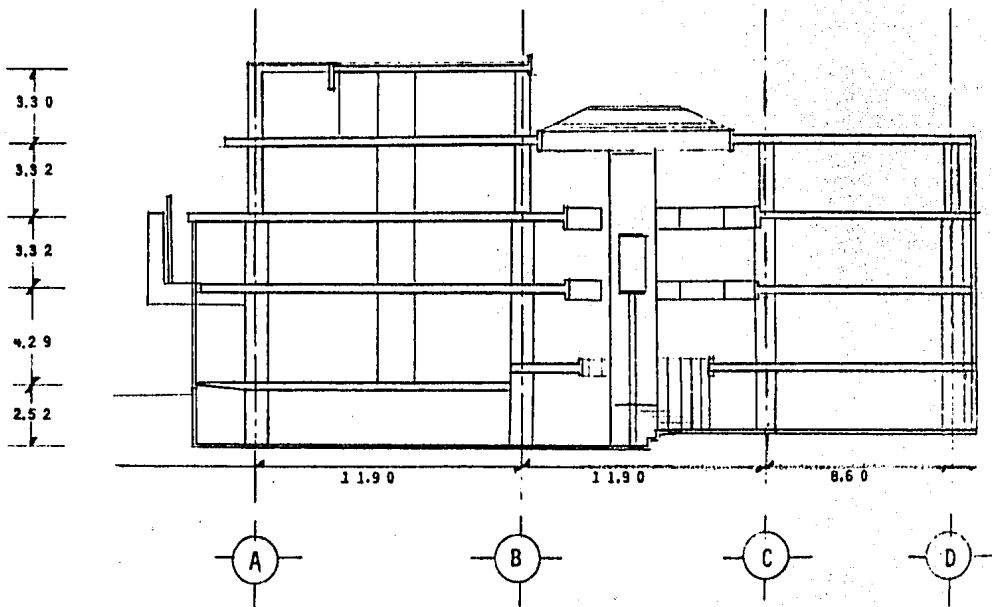


Fig. 1.b Corte Longitudinal (acot. en mts.)

Arquitectónicamente se propone una estructuración a base de columnas cuadradas y losas reticulares con bandas macizas en los ejes de las columnas. Los muros de colindancia serán de block hueco de concreto ligero, el resto de los muros serán de bastidor metálico y aplanado de yeso en ambos lados.

Con el fin de proporcionar grandes espacios libres visibilidad y versatilidad en el uso del edificio, cada nivel se apoya únicamente en ocho columnas de concreto las cuales forman entre ejes de doce por doce mts. A su vez las ocho columnas se apoyan en ocho pilas de cimentación de concreto que llegan a la capa resistente del suelo.

La estructura de la losa de entrepiso está formada por trabes que tienen el mismo peralte de los entrepisos lo que proporciona un aspecto homogéneo a la losa reticular, que está constituida por casetones gigantes de 1,50 por 1,50 por 0,40 mts.

En el centro de cada nivel se ha dejado un hueco irregular de aproximadamente 9,0 mts, de diámetro el cual forma un gran espacio central focal a todo lo alto del edificio, este espacio se encuentra cubierto a nivel del techo por un domo constituido por formas piramidales translúcidas de acrílico de manera que el edificio reciba una iluminación cenital apropiada y funcional, En el espacio central se aloja una fuente de aproximadamente 3,0 mts. de diámetro, - un elevador de cabina transparente que permite ver el conjunto de la exposición en los diferentes niveles, así como la escalera principal, del tipo peldaño contra peldaño helicoidal de concreto reforzado apoyada únicamente en sus extremos superior e inferior.

Por otro lado en la fig. 2 se puede observar que a la altura del primer nivel en los lados que forman la fachada de edificio, se construirá un muro de concreto aparente apoyado en dos ménsulas de concreto reforzado. Este muro tiene la finalidad de proteger a los objetos en exhibición de los rayos solares, armonizando al mismo tiempo con el resto del edificio.

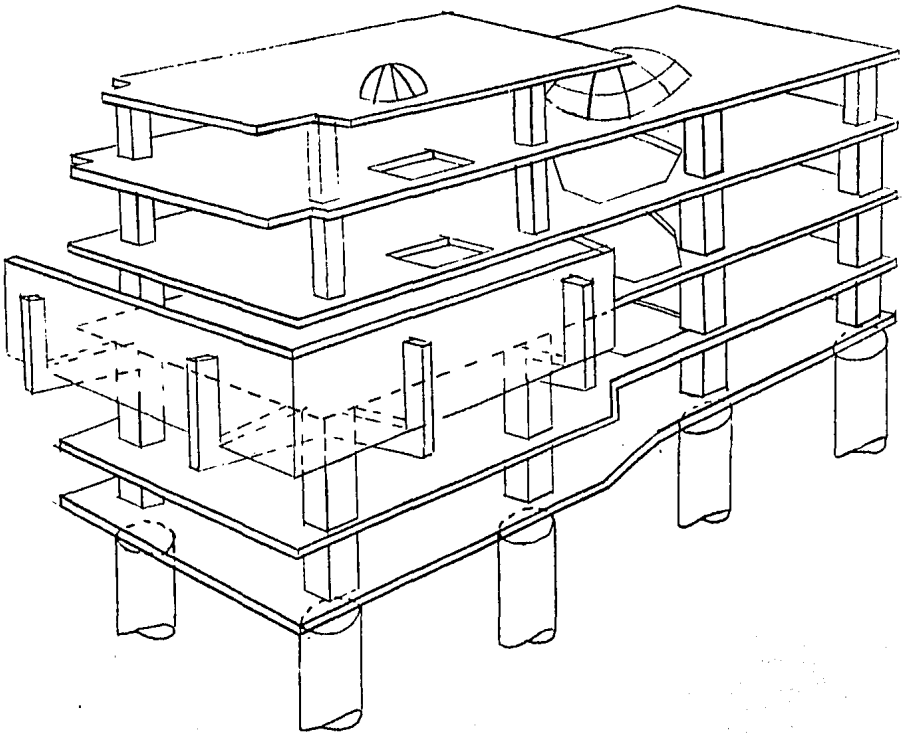


Fig. 2      Corte Isométrico

A continuación se presentan esquemáticamente las plantas que integran el edificio, las cuales tendrán los usos - que en seguida se describen brevemente.

===> Zócano.

Este espacio tiene aproximadamente 580 m<sup>2</sup> y será destinado exclusivamente para estacionamiento, permitiendo albergar alrededor de 100 automóviles.

===> Planta Baja y Mezzanine.

Esta área se pretende ocupar para exhibición de objetos que por sus características se pretenda estén al alcance visual del público que transita por la calle.

===> Primero y Segundo Piso.

Ambos con poco menos de 600 m<sup>2</sup> de área útil serán destinados también a la exhibición de objetos de arte o de decoración, etc. Es importante hacer notar que debido a la - estructuración del edificio, se cuenta con grandes claros y toda la superficie prácticamente libre por lo que los usos a que se destinen pueden ser muy diversos.

===> Tercer Piso.

Finalmente en la parte superior del edificio se han -- destinado 190 m<sup>2</sup> para oficinas administrativas del lugar, - dejando el área restante de azotea libre que, desde luego, puede ser utilizada como área de recreo, etc.

De las figuras 3.1 a 3.5 se muestran las plantas de to dos los niveles que conforman la estructura, en ellas es po sible apreciar la configuración arquitectónica que se pre- tende dar al edificio.

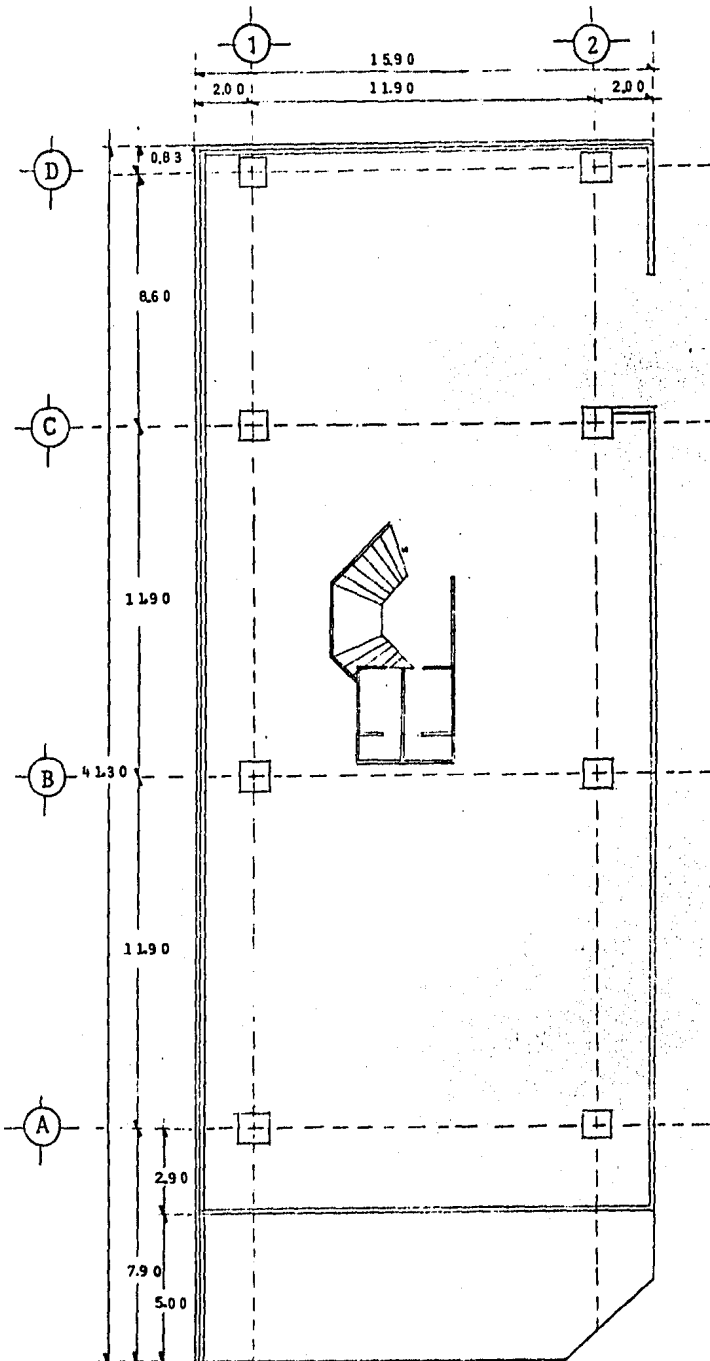


Fig. 3.1  
Z6tano

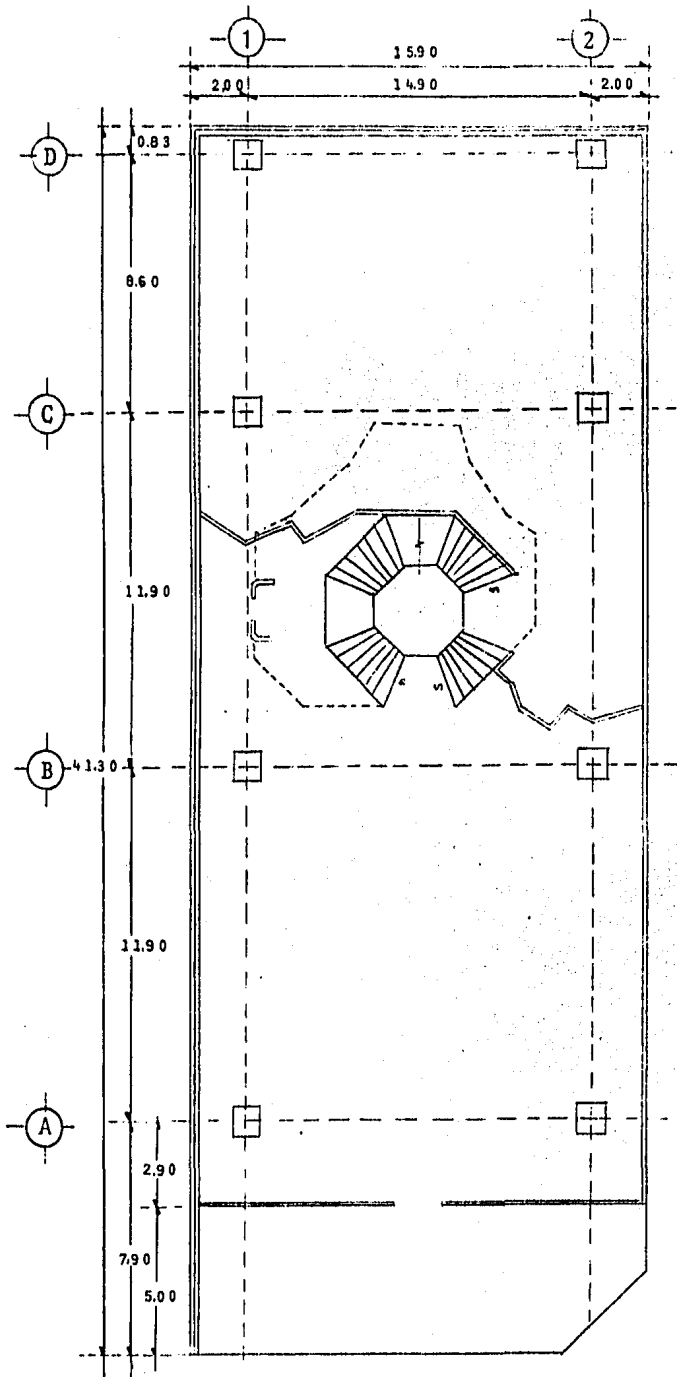


Fig. 3.2  
Planta Baja y  
Mezzanine

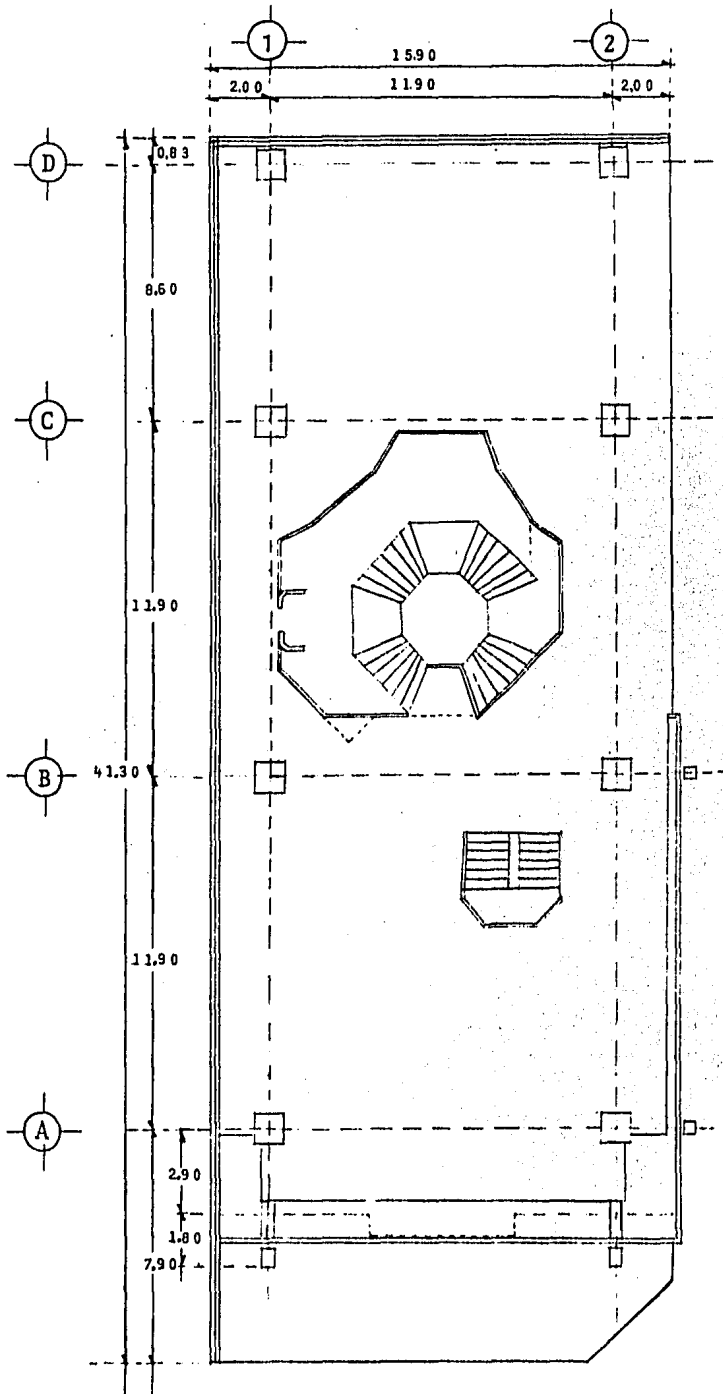


Fig. 3.3  
Primer Piso

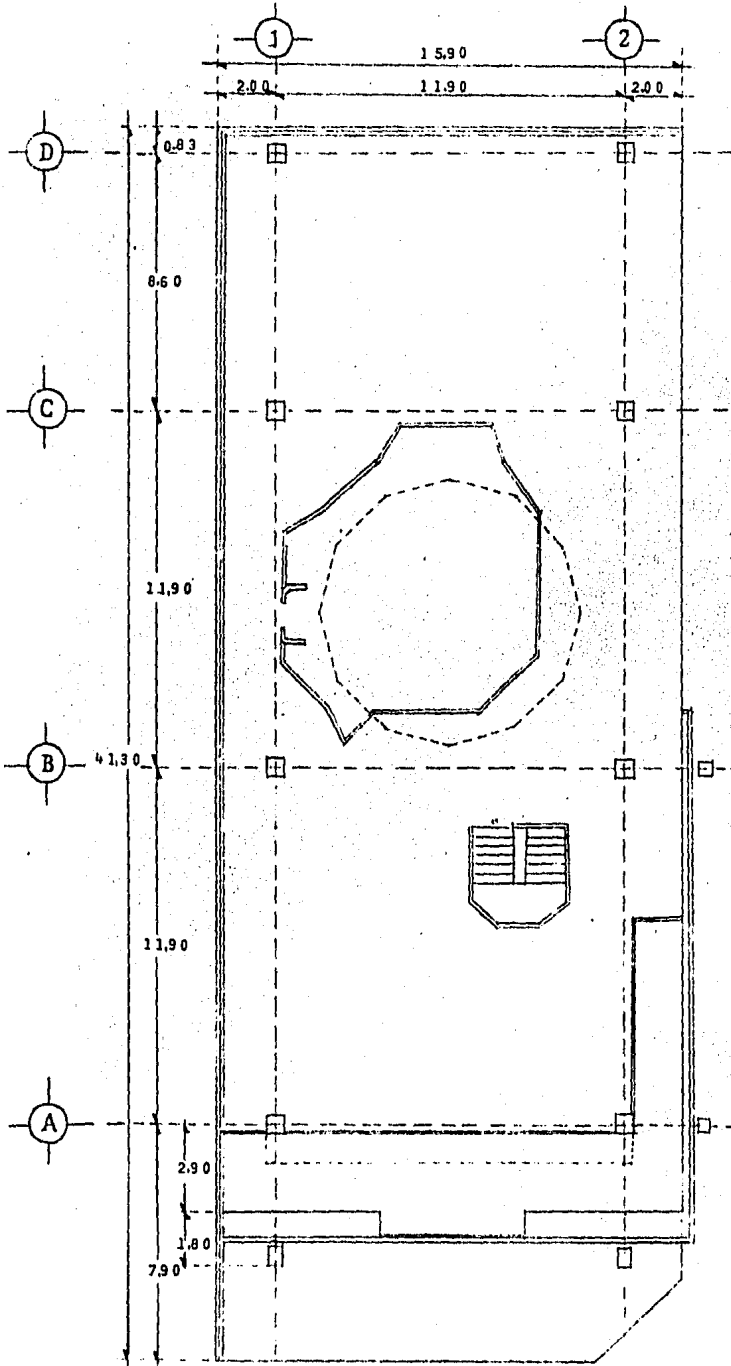


Fig. 3.4  
Segundo Piso



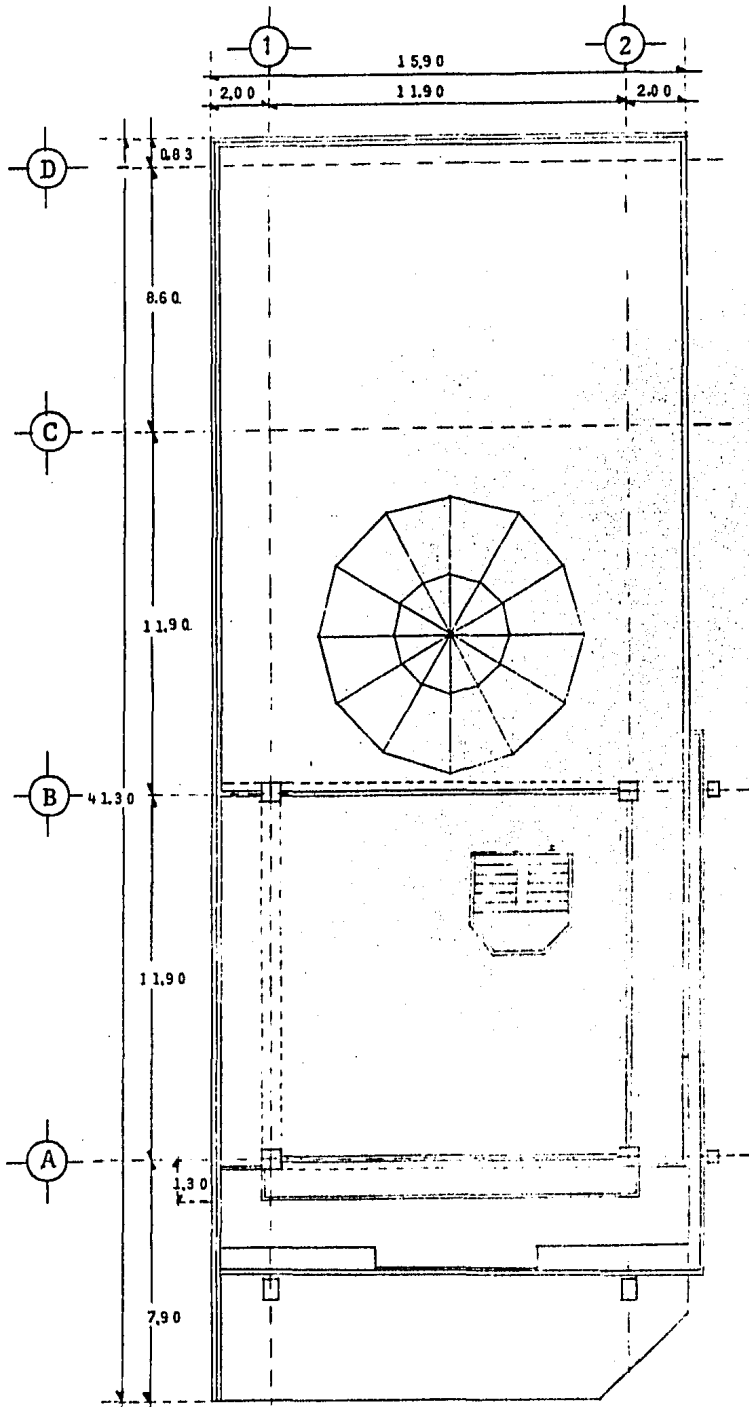


Fig. 3.5  
Tercer Piso

# CAPITULO I

## ESTUDIOS PREVIOS AL ANALISIS

### I.1 ANALISIS DE CARGAS UNITARIAS

#### Generalidades.

Uno de los factores más importantes en el diseño de una estructura, es la consideración de las cargas que obran en ella; mientras más se ajusten a las reales, y más adecuados sean los procedimientos de cálculo usados, más uniforme será el coeficiente de seguridad de la estructura, obteniéndose así edificios mejor diseñados.

Desde luego la aproximación del cálculo debe guardar estrecha relación con la exactitud con que se supongan las cargas que actúan en la estructura.

Para el presente estudio, se usarán las cargas especificadas en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las cuales, varían según el tipo de edificio de que se trate y el destino que se le pretenda dar al mismo.

Las cargas que debe resistir una estructura se pueden

dividir básicamente en tres clases:

- \* CARGAS PERMANENTES O MUERTAS
- \* CARGAS VIVAS
- \* CARGAS ACCIDENTALES

De las tres, las que pueden ser calculadas en forma precisa, son las cargas muertas, ya que las cargas vivas - en ninguna forma pueden conocerse exactamente, ya que dependen de la disposición del mobiliario y de las personas que se encuentren en la estructura, así mismo es mucho menor la posibilidad de evaluar las cargas accidentales ya - que dependen de elementos totalmente fuera de nuestro control.

#### Cargas Permanentes o Muertas.

La carga muerta es el peso propio de la estructura, -- los rellenos, firmes, muros, puertas, ventanas, pisos, acabados, etc. Para el peso propio de la estructura se proponen las secciones de los elementos componentes, basandose en la experiencia del proyectista, y si al hacer el diseño resultan variaciones en las secciones originalmente propuestas se debe modificar el peso propio de la misma.

#### Carga Viva.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones para el -- Distrito Federal las cargas vivas considerarán las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen el carácter permanente.

Las cargas vivas estarán estimadas de acuerdo al uso a que se destinará cada zona de la estructura (escalera, estacionamientos, oficinas, etc.).

### Cargas Accidentales.

Las cargas accidentales son aquellas que se desconoce cuando actuarán y que son básicamente las originadas por un sismo, por la presión del viento y por las explosiones.

Debido a las características de éste edificio, peso y número de niveles, así como su estructuración, la única -- carga que se tomará en cuenta será el efecto sísmico, ya -- que no se considerará actuando al mismo tiempo, el máximo -- valor del sismo y el máximo valor del viento. El Reglamen- -- to de Construcciones del Distrito Federal ha dispuesto di- -- ferentes coeficientes sísmicos, dependiendo de la zona --- sísmica en que se encuentre la construcción.

### Factores de Carga.

Para efectos de diseño de elementos sujetos simultáneamente a cargas muertas, vivas, y accidentales se usará los siguientes factores de carga:

\* Para la suma de efectos de carga muerta más carga - viva el factor será 1.4:

$$\text{Carga de diseño} = (C.M. + C.V.) 1.4$$

\* Para la suma de efectos de carga muerta, más carga viva, más carga accidental el factor será 1.1:

$$\text{Carga de diseño} = (C.M. + C.V. + C.A.) 1.1$$

### Obtención de Cargas.

Como ya mencionamos el proyecto arquitectónico exige-- como sistema de piso una losa reticular, constituida por - casetones de 1.50 por 1.50 por 0.40 mts. con una capa de - compresión de concreto de 0.05 mts. de espesor lo que ---- implica un peralte total de 0.45 mts. para la losa.

Para determinar las cargas unitarias que actúan en los diferentes niveles de la estructura, se procederá de la si- quiente manera:

De los planos arquitectónicos, se puede observar que se tienen dos tipos de tableros, uno de 11.90 por 11.90 mts. y otro de 11.90 por 8.60 mts. El más desfavorable sería el primero de ellos por lo que a continuación se desglosa la obtención de la carga muerta por unidad de área para éste tablero.

El área total del tablero crítico es de:

$$A = 11.90 \times 11.90 = 141.61 \text{ m}^2$$

que multiplicada por el peralte total de 0.45 mts. arroja un volúmen de:

$$V_{\ell} = A \times h = 141.61 \times 0.45 = 63.72 \text{ m}^3$$

En función de la dimensión de los casetones anterior- mente descritos el volúmen de cada uno de ellos será:

$$V_{\text{cas}} = 1.5 \times 1.5 \times 0.4 = 0.90 \text{ m}^3$$

Como se puede observar de la fig. 5 se tiene un total de 45 casetones para el tablero en estudio, por lo que el volúmen total de huecos será:

$$V_{\text{huecos}} = 0.90 \times 45 = 40.5 \text{ m}^3$$

volúmen que descontado al total de la losa reporta un volúmen total de concreto:

$$V_c = 63.72 - 40.5 = 23.22 \text{ m}^3$$

incluyendo tanto nervaduras como capitóles.

En consecuencia el peso total del concreto para éste tablero será:

$$W_c = 23.22 \text{ m}^3 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 = 55.73 \text{ ton}$$

peso que será repartido entre toda el área considerada, para obtener la carga unitaria por metro cuadrado de losa:

$$w_c = \frac{55.73}{141.61} = 0.394 \text{ ton/m}^2$$

Analogamente a lo anterior se obtuvo una carga unitaria por metro cuadrado para el tablero de 11.90 por 8.60 - mts. de: 0.446 ton/m<sup>2</sup>.

Como se puede notar los pesos unitarios por metro cuadrado difieren aproximadamente en un 7% por lo que, para uniformizar las cargas se tomó un promedio, obteniéndose:

$$w_{\text{plso}} = 420 \text{ kg/m}^2$$

que se considerará para todos los niveles de entrepiso.

Esta carga es debida solamente al peso de la losa --- nervurada por lo que se deberá incluir el peso del piso de granito, mortero, aplanado, muros divisorios, enladrillado, tezontle, en base al croquis de la fig. 4, obteniendose -- las cargas para los diferentes niveles de la manera siguien te:

Análisis de Cargas para los Niveles 1, 2 y 3.

Losa .....	420 kg/m <sup>2</sup>
Piso de granito de terrazo.....	60 "
Mortero (0.03 x 1500).....	45 "
Aplanado tirol (0.01 x 1500).....	<u>15 "</u>
Carga Muerta (C.M.).....	540 "
Carga Viva (C.V.).....	350 "
Carga Total (C.T.).....	<u>890 "</u>

Análisis de Cargas para el Nivel 4.

a) Zona de entrepiso:

Losa.....	420 kg/m <sup>2</sup>
Piso de granito de terrazo.....	60 "
Mortero (0.03 x 1500).....	45 "
Aplanado tirol.....	15 "
Muro divisorio con bastidor metálico.....	<u>130 "</u>
Carga Muerta (C.M.).....	670 "
Carga Viva (C.V.).....	350 "
Carga Total (C.T.).....	<u>1,020 "</u>

b) Zona de azotea:

Losa.....	420	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y Mortero.....	120	"
Tezontle.....	125	"
Aplanado tirol.....	15	"
<hr/>		
Carga Muerta (C.M.).....	680	"
Carga Viva (C.V.).....	150	"
Carga Total (C.T.).....	830	"

Análisis de Cargas para el Nivel 5.

Losa.....	420	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y Mortero.....	120	"
Tezontle.....	125	"
Aplanado tirol.....	15	"
<hr/>		
Carga Muerta (C.M.).....	730	"
Carga Viva (C.V.).....	150	"
Carga Total (C.T.).....	880	"

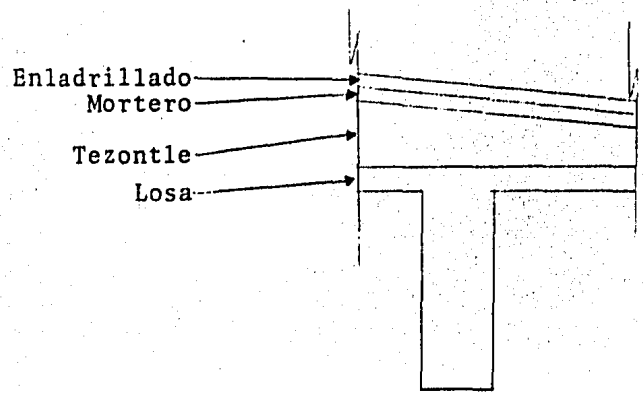


Fig. 4 Corte de losa de azotea.



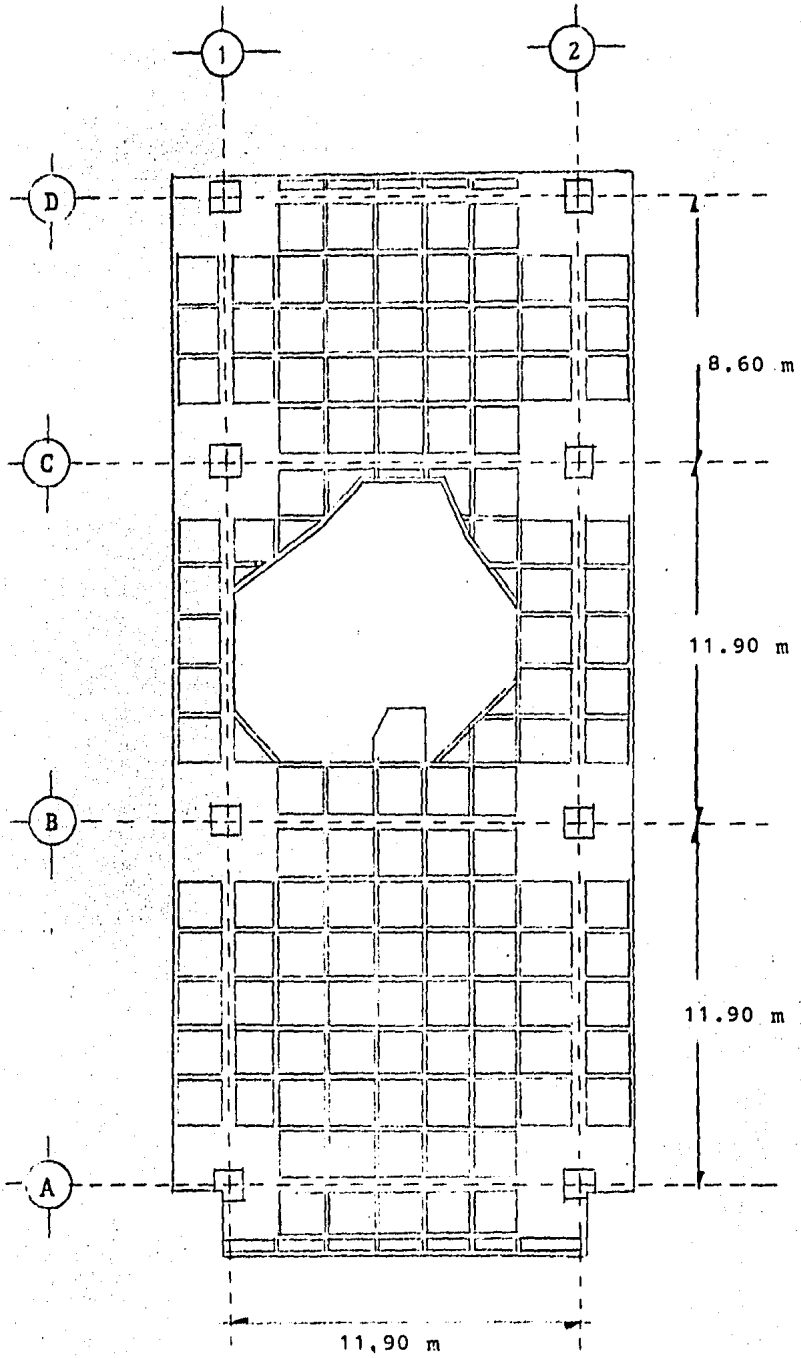


Fig. 5 Losa de primer nivel

## I.2 EFECTOS ACTUANTES EN MARCOS

### Idealización de Marcos.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal nos permite considerar las hipótesis que se detallan en el punto 4.3.6.b de las Normas Técnicas Complementarias de dicho reglamento, que especifican que los momentos ---- flexionantes y fuerzas cortantes pueden obtenerse por medio de métodos reconocidos de análisis elásticos en base a las siguientes consideraciones:

1.- Se supone que la estructura se divide en marcos - ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa con ancho igual a la distancia -- entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos en cada -- dirección deben usarse las cargas totales que actúan en -- las losas.

2.- Al calcular las rigideces relativas de los ----- miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de - columnas o traveses) puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta los requisitos siguientes:

Para valuar el momento de inercia de las losas se con siderará un ancho equivalente a cada lado del eje de co---- lumnas, igual a:

$$\frac{0.5L_2}{1 + 1.67L_2/L_1} + 0.3c \leq 0.5L_2$$

donde:  $L_2$  = claro del tablero que se considera en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

$L_1$  = claro en la dirección en que se analiza.

$c$  = dimensión de la columna en la dirección de  $L_2$ , si existe capitel es el diámetro de la intersección con la losa o el ábaco del mayor cono circular recto que puede inscribirse en el capitel.

Debe tenerse presente la variación del momento de inercia a lo largo de los ejes de los miembros debida a capiteles y ábacos. También se tendrán en cuenta los efectos de trabes y agujeros. Si solo se usan capiteles, se supondrá que el momento de inercia de las losas es infinito desde el centro de la columna hasta el borde del capitel, y en las columnas desde la sección inferior del capitel hasta el centro de la losa.

Respecto a la primera hipótesis es posible idealizar los marcos ortogonales en los cuales actuarán las cargas, con el ancho mostrado en la figura 6.

Una vez definidos los marcos se calcularán las cargas que actúan en las trabes de ellos, para lo cual se debe tomar un área tributaria, cuyo ancho se define por la línea media del tablero o tableros adyacentes, paralela al eje de la trabe, multiplicandola por la carga que corresponda al tablero en cuestión, según el nivel de que se trate, obteniéndose así la carga por unidad de longitud.

En las figuras 7.a a 7.c se indican las cargas actuando sobre cada uno de los marcos.

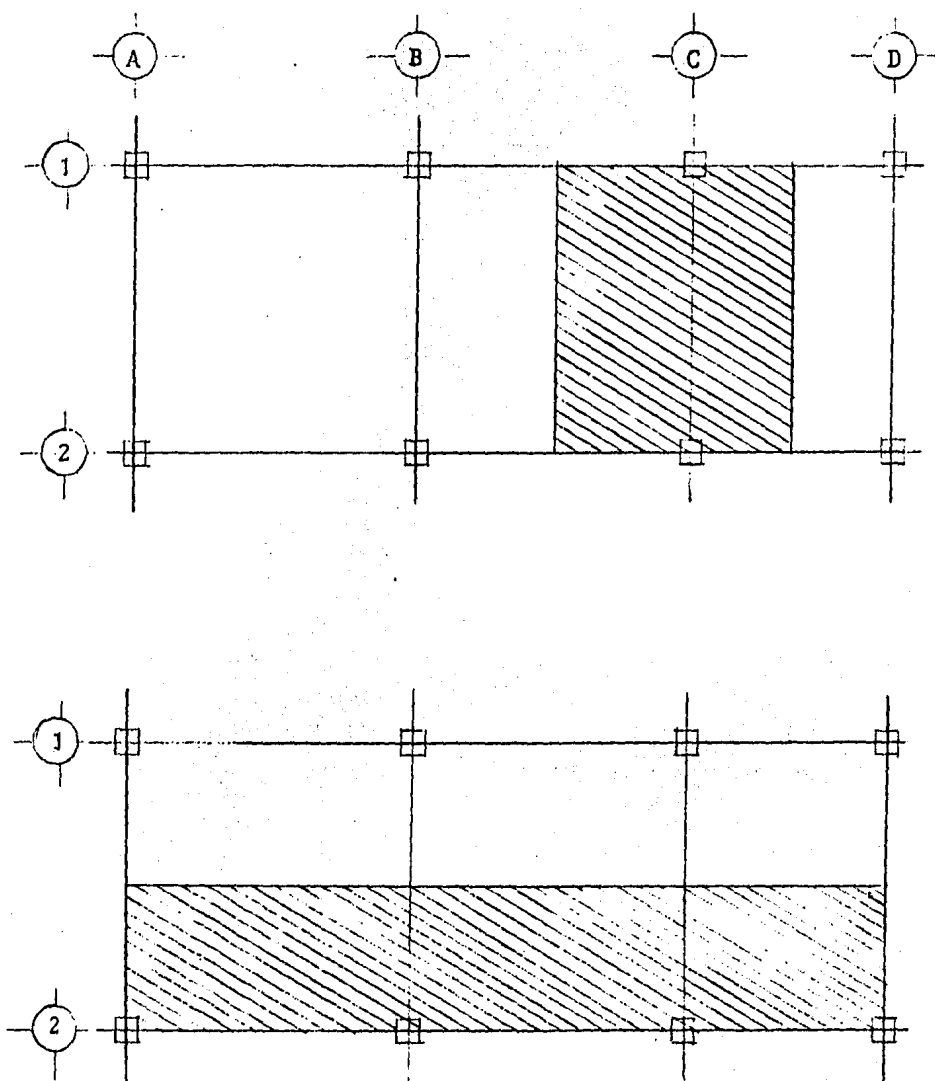
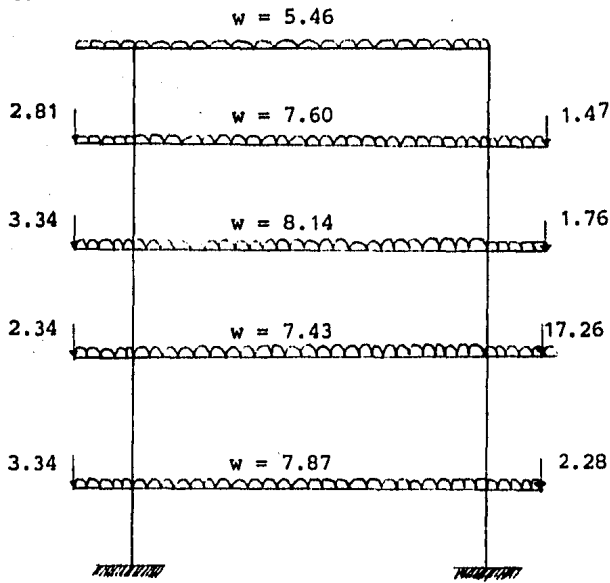


Fig. 6 Anchos tributarios

\*\*\* MARCO A



$w$  (t/m)  
 $P$  (t)

\*\*\* MARCO B

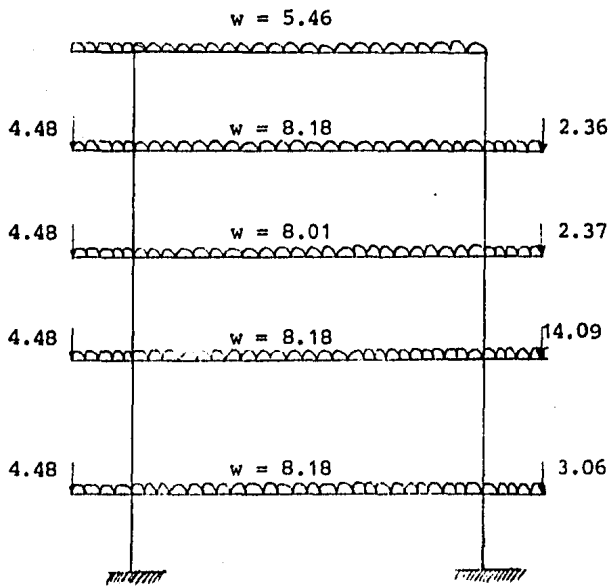
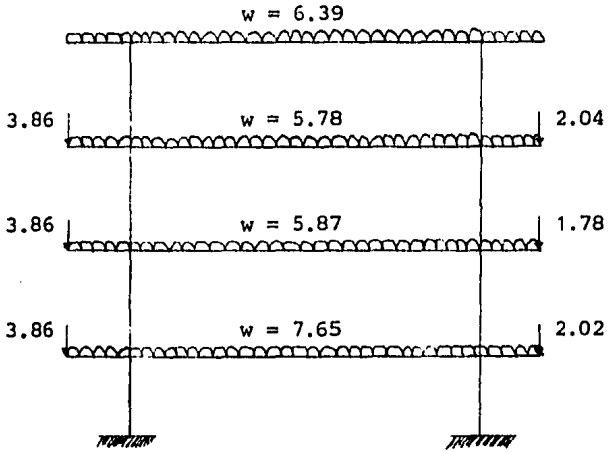


Fig. 7-a

\*\*\* MARCO C



$w$  (t/m)

$P$  (t)

\*\*\* MARCO D

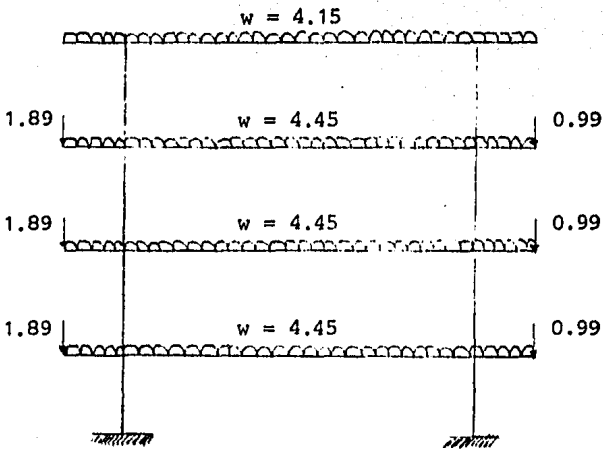
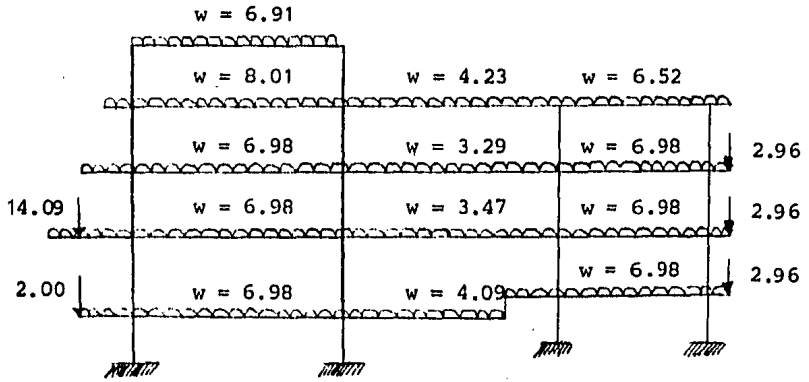


Fig. 7-b

\*\*\* MARCO 1



$w$  (t/m)  
 $P$  (t)

\*\*\* MARCO 2

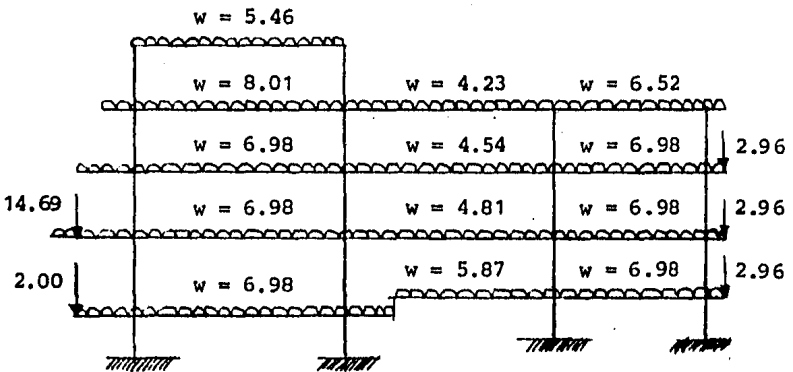


Fig. 7-c

Es importante destacar el hecho que para el cálculo de las cargas concentradas que se ilustran en las figuras mencionadas se han considerado, además del análisis de -- cargas que se detalló anteriormente, los siguientes efectos:

- Pesos de vidriería.  
Se consideró un peso de  $60 \text{ kg/m}^2$ .
- Pesos de los cancelos (muros divisorios que se --- consideran para las áreas de oficinas)  
Se consideraron muros de bastidor metálico con aplanado de yeso por ambos lados de  $110 \text{ kg/m}^2$ .
- Peso de muros de colindancia.  
Se tomaron en cuenta muros de block hueco de concreto ligero de  $130 \text{ kg/m}^2$ .
- Para el caso de la ménsula del segundo nivel, se -- han considerado, además del peso propio de la misma el efecto del peso del murete y de la diferencia de cargas distribuidas que se ilustrarán cuando se desarrolle este tema..

Vale la pena resaltar la importancia que tiene tomar cargas muertas con valores lo más cercano posible a los --- actuantes, ya que así el comportamiento teórico del modelo será muy semejante al de la estructura considerada.

Otra razón para tener cuidado en la consideración de - la carga muerta es la variabilidad con los valores de la -- carga viva, siendo en la primera en donde se cuenta con la información suficiente para obtener valores prácticamente reales.



En este caso en particular podemos asegurar que los efectos de carga muerta son muy semejantes a los reales, - situación que garantiza una idealización correcta de los efectos en la estructura y en consecuencia un comportamiento adecuado de la misma durante su vida útil.

Las fuerzas concentradas y cargas uniformemente distribuidas que están actuando en los volados, tienen que -- ser proporcionadas al programa de computadora como fuerzas externas actuando en los nudos correspondientes.

El programa toma en cuenta esta información y la presenta en los resultados bajo el título de "Fuerzas en los nudos", para la condición de carga de que se trate.

### I.3 EFECTOS SISMICOS EN LA ESTRUCTURA

#### Introducción.

Para determinar las características de movimientos ---- sísmicos, así como el comportamiento y capacidad de los elementos estructurales ante ellos existen grandes incerti----- dumbres, por lo que no es posible establecer, dentro de lími tes racionales y económicos, criterios de diseño que garanti cen la ausencia de daños en una estructura ante los efectos de cualquier temblor. De ahí surge el objetivo del diseño - por sismo, que esencialmente consiste en minimizar daños y - preservar la vida humana, aún en los casos más severos; por lo que se pretende que la mayoría de las estructuras:

- Resistan temblores ligeros sin daño alguno.
- Resistan temblores moderados con daño estructural - insignificante y con cierto daño no estructural.
- No colapcen ante sismos severos.

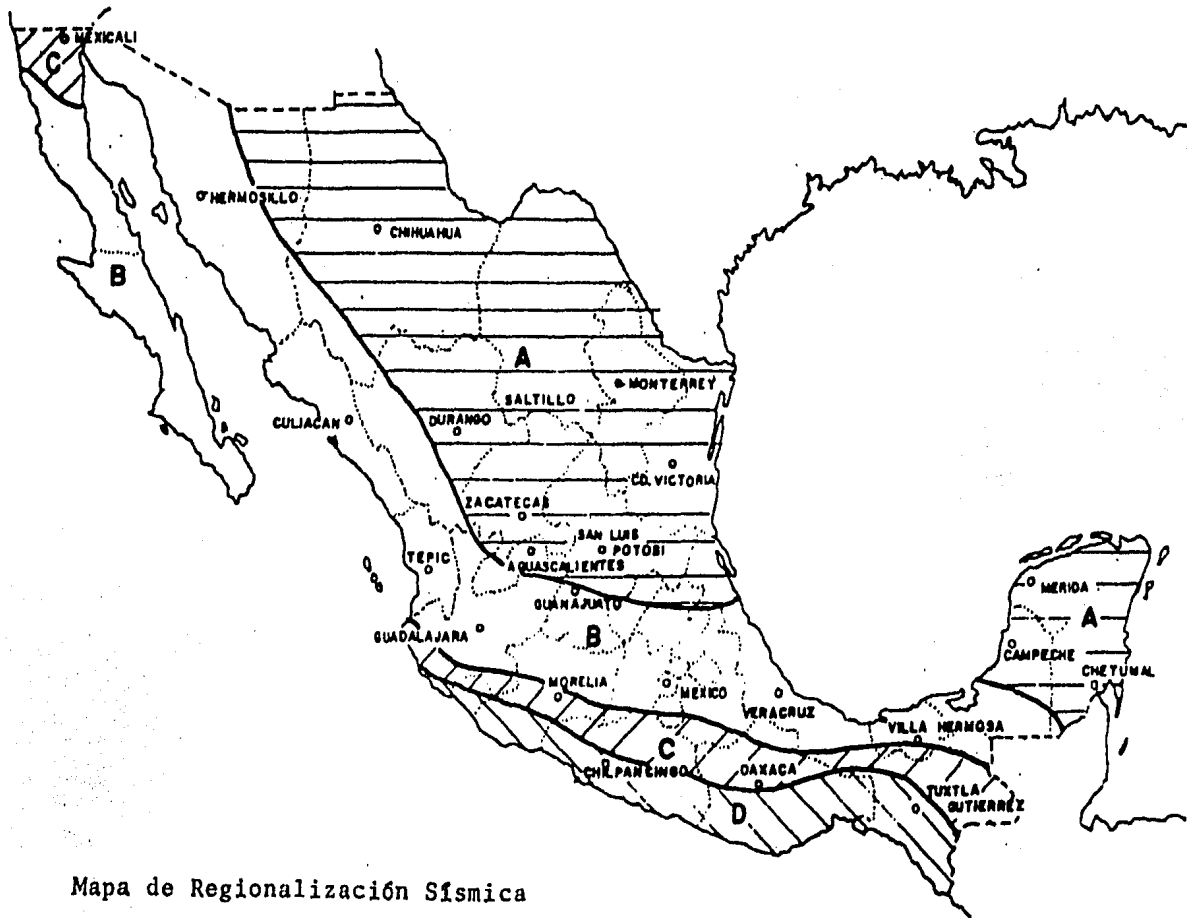
El grado de seguridad requerida se establece mediante - un análisis económico de diferentes alternativas de diseño, en las que se debe considerar su costo inicial, el costo y - consecuencias de una falla eventual y la relación entre -- ambos. La respuesta ante sismo y los criterios para el análisis dependen considerablemente de las características de - la estructura para soportar fuerzas laterales y de su capaci dad de disipar energía mediante deformaciones tolerables.

Para este tipo de análisis es necesario contar con estudios probabilísticos acerca de la sismicidad de la región en donde se localizará la estructura. En la zona sur de México las regiones son de alto riesgo sísmico, sin embargo, la frecuencia de los temblores intensos no es la misma en todas -- las regiones, por lo que es necesario tener mapas en los que se indiquen las regiones de riesgo sísmico semejante, los -- cuales son difíciles de tener pues no se tienen datos suficientes para elaborarlos.

La manera de expresar el riesgo sísmico en un sitio dado es por medio de las llamadas curvas de frecuencia-intensidad que nos indican el número medio de veces por unidad de tiempo (años) que ocurren intensidades sísmicas mayores, que algún valor de interés.

En base a la información geológica y tectónica del país, así como en los datos estadísticos e intensidades registrados desde principios de siglo, se trazaron curvas de igual intensidad sísmica correspondiente a períodos de recurrencia dados, lograndose con ello la regionalización sísmica del -- país como se observa en la fig. siguiente.

En la región "D" es donde se localizan los sismos de mayor intensidad, en nuestro caso es evidente que la región -- que corresponde es la "B".



Mapa de Regionalización Sísmica

### Elección del Método de Análisis.

Existen varios métodos para el análisis sísmico de edificios, de los cuales a continuación describiremos algunas de sus principales características:

#### ==== Análisis Tridimensional.

Las estructuras de edificios son tridimensionales y podrían analizarse como tales mediante el método del elemento finito. Con este método pueden representarse las losas, vigas, muros, columnas diagonales, etc. mediante diferentes tipos de elementos, que tienen de 3 a 6 grados de libertad por nudo.

En la práctica este tipo de análisis presenta las desventajas siguientes:

- a) Es muy alto el número de grados de libertad que resultan para el edificio completo, y aún empleando computadoras grandes se requiere de tiempos muy grandes de proceso y de entrada y salida de datos.
- b) Es muy elevada la cantidad de datos que hay que proporcionar y laboriosa su organización, por lo que es muy grande la probabilidad de cometer errores.
- c) Es difícil interpretar, verificar y visualizar los resultados, tanto por su número como por estar referidos a ejes tridimensionales, frecuentemente distintos de un elemento de otro.

Por lo anterior, un análisis de este tipo está reserva-

do a estructuras de gran importancia o a partes aisladas de ellas como es el caso de la escalera helicoidal cuyo análisis se detallará en el capítulo V. En edificios, la práctica más frecuente es idealizar la construcción como un conjunto de subestructuras (marcos y muros) planas verticales, ligadas por los sistemas de piso.

#### ==== Análisis Dinámico.

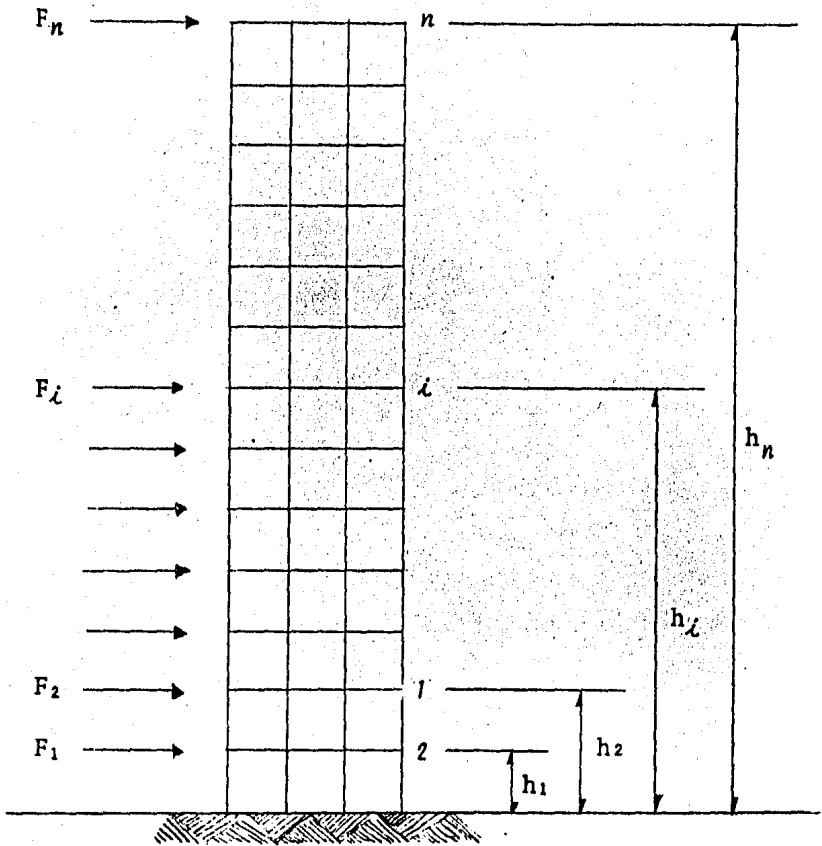
En el artículo 241 del R.C.D.F. se indica como método de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas ante temblores específicos, de los cuales se tiene que usar alguno, cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático.

Los métodos antes mencionados se emplean para estructuras con altura superior a 60 metros.

#### ==== Análisis Sísmico Estático.

El artículo 238 del R.C.D.F. señala que todo edificio con altura menor de 60 m. se analice de acuerdo a lo que menciona el método estático (descrito en el artículo 240 de dicho reglamento). Este método será el que usaremos para nuestro caso, para lo cual se procede de la siguiente forma:

--- Se consideran las fuerzas cortantes a diferentes niveles de la estructura formando un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponen concentradas las masas, como se aprecia en la figura siguiente:



DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES

-- Cada una de las fuerzas es igual al peso de la masa que corresponde multiplicado por un coeficiente proporcional a la altura de la masa en estudio sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales son apreciables), es decir:

$$F_i = \alpha_i W_i$$

donde:  $F_i$  = Fuerza sísmica en i-ésimo nivel, en ton.

$\alpha_i$  = Coeficiente para el nivel i.

$W_i$  = Peso de la masa del nivel i, en ton.

Cuando se calcule  $W$  se tendrán en cuenta los pesos de los tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera del resto de la construcción.

El coeficiente  $\alpha_i$ , se toma de tal manera que la fuerza cortante total en la base de la estructura sea igual al peso total de ésta multiplicado por el coeficiente sísmico -- básico,  $c$ .

El coeficiente sísmico básico  $c$ , puede reducirse por ductilidad dividiendo entre el factor de ductilidad,  $Q$ , pero de ninguna forma se tendrá un coeficiente sísmico reducido menor que el valor de  $a_0$ .

Por lo tanto para cumplir con lo indicado, el coeficiente  $\alpha_i$  se calcula con:

$$\alpha_i = h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left(\frac{c}{Q}\right) \quad ; \quad \left(\frac{c}{Q}\right) > a_0$$

donde:  $h_i$  = Altura del nivel  $i$  medida a partir del nivel de desplante,

$\sum W_i$  = Peso total de la estructura.



$a_0$  = Ordenada del espectro de diseño para  $T = 0$

$c$  = Coeficiente sísmico básico.

$Q$  = Factor de ductilidad.

Estos últimos valores se determinan en base al tipo de estructura y localización como se mencionará posteriormente.

Las fuerzas equivalentes consideradas en este análisis no tienen relación directa con el comportamiento de la estructura ante un movimiento sísmico. El objetivo consiste en --- obtener una estructura con determinada resistencia lateral --- capaz de resistir un movimiento sísmico sin sufrir daños --- estructurales importantes.

Como se mencionó anteriormente, para este tipo de análisis, las fuerzas horizontales se suponen concentradas en los puntos donde actúan las masas de la estructura multiplicadas por un coeficiente que varía linealmente desde un valor nulo en la base o nivel a partir del cual las deformaciones de la estructura puedan ser apreciables, hasta un máximo en el extremo superior, de tal manera que la relación  $(V/W)$  en la base sea igual a  $(c/Q)$  pero no menor a  $(a_0)$ .

Las fuerzas cortantes calculadas en la forma anterior, se pueden aún reducir, tomando en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura, de acuerdo a los siguientes puntos, que han sido ya considerados por el R.C.D.F. para la reducción de fuerzas cortantes.

-- El período fundamental de vibración,  $T$ , se calcula

con la siguiente expresión:

$$T = 6.3 \left( \frac{1}{g} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right)^{1/2}$$

donde:  $\Sigma W_i$  = Peso total de la estructura.

$\Sigma F_i$  = Fuerza que actúa en el nivel  $i$  que se calcula con el método estático.

$X_i$  = Desplazamiento del nivel  $i$  en la dirección de la fuerza  $F_i$ .

$g$  = Aceleración de la gravedad.

-- Con el valor de  $T$ , se determina el coeficiente sísmico,  $a$ , y el factor de reducción,  $Q'$ , de acuerdo a tablas definidas por el R.C.D.F.

Si  $T$  es menor que el valor  $T_2$ , y mayor que  $T_1$ , no podrá hacerse ninguna reducción, ya que entonces se cumplirá que  $a = c$ , y  $Q' = Q$ .

### Clasificación de la Construcción Según su Uso.

El R.C.D.F. en su artículo 232, clasifica a las construcciones según su uso en tres grupos, de los cuales al grupo B pertenece la estructura que estamos estudiando, donde se sitúan las siguientes construcciones:

GRUPO "B": Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industria-

les, bodegas ordinarias, gasolinerías, comercios, bancos, -- centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios para oficinas, bardas cuya altura exceda de 2.5 m y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo o del A.

### Clasificación de las Construcciones Según su Estructuración.

El R.C.D.F. nos señala en su artículo 233 la forma -- en que se clasifica a las construcciones de acuerdo a su -- estructuración en cuatro tipos, de los cuales solo señalaremos al TIPO 1, ya que es ahí donde ubicamos a nuestra -- estructura:

TIPO "1": Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraventeados o no, -- por diafragmas o muros, o por la combinación de diversos -- sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50% o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

### Ubicación de la Construcción.

La ubicación de la construcción de acuerdo al Regla-

mento del D.F. nos permite conocer el coeficiente sísmico, - en su artículo 262 (Investigación del Subsuelo) nos presenta al Distrito Federal dividido en cuatro zonas:

ZONA	CARACTERISTICA DEL SUELO
I	Suelos compresibles de espesor $H < 3$ m.
II	Suelos compresibles de espesor $3 \text{ m} \leq H \leq 20$ m.
III	Suelos compresibles de espesor $H > 20$ m.
IV	Poco conocidos desde el punto de vista de mecánica de suelos.

Como a nuestra estructura la hemos ubicado en la Col. Florida, que como puede observarse en la fig. siguiente, se encuentra en la zona II, también llamada zona de transición.

#### Coeficiente Sísmico.

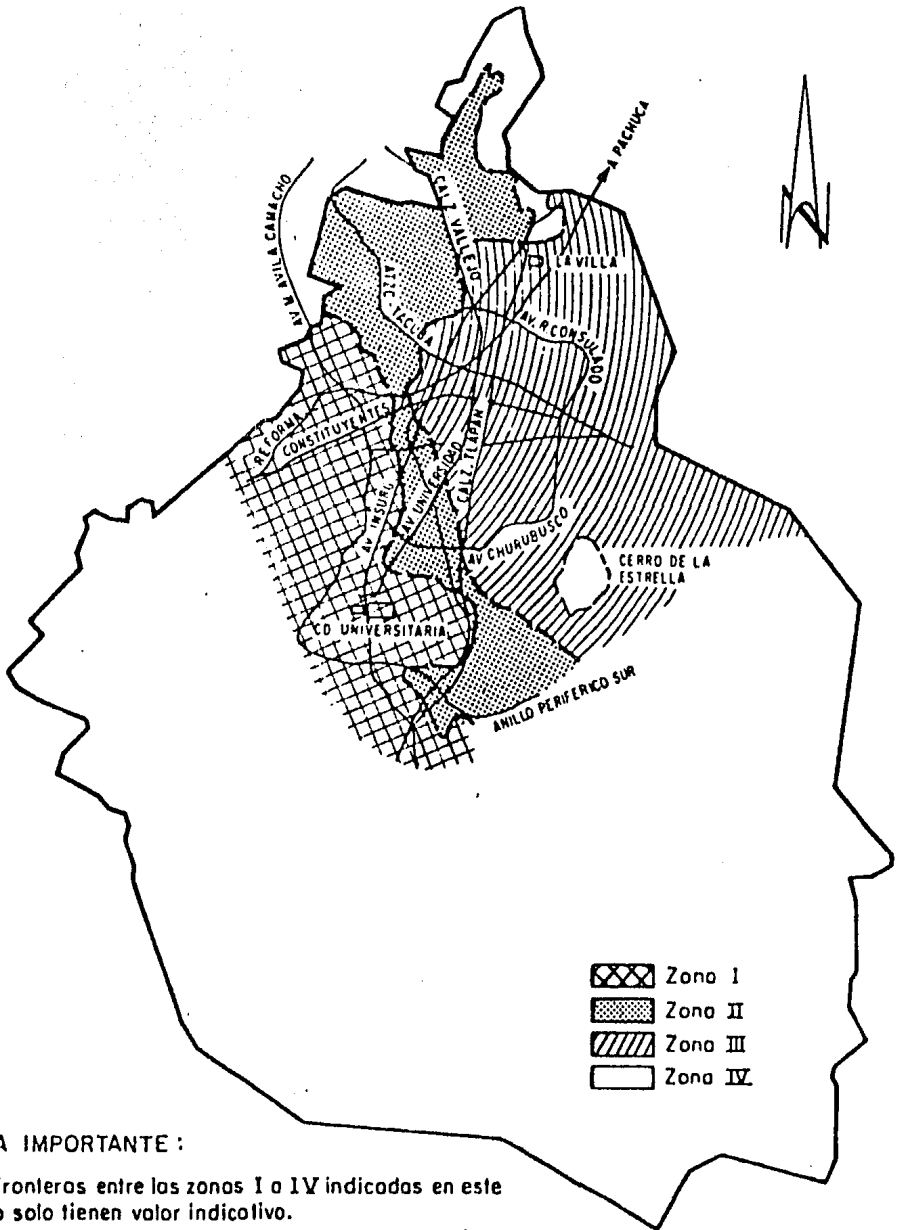
El coeficiente sísmico se considera como el factor que multiplicado por el peso total de una estructura, nos proporciona la fuerza cortante horizontal en la base debida a la acción de un sismo, es decir:

$$F = c W$$

donde: F = Fuerza cortante horizontal en la base

c = Coeficiente sísmico.

W = Peso total de la estructura.



**NOTA IMPORTANTE :**

Las fronteras entre las zonas I a IV indicadas en este plano solo tienen valor indicativo.

La zona en la que se localiza un predio dado, será determinada a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo.

Zonificación del Distrito Federal en cuanto a tipos de subsuelo

En el artículo 234 del R.C.D.F. nos proporciona una -- tabla que, para el análisis estático de las construcciones - clasificadas en el grupo B, indica el coeficiente sísmico,  $c$  y en el artículo 236 otra tabla que presenta los valores y - formas que debe tomar el espectro de diseño para construccio - nes del grupo B, tomando en cuenta la región sísmica y el ti - po de terreno de cimentación. Para estructuras del grupo A, los valores de las ordenadas espectrales deberán multiplicar - se por 1.3, se han unido estas dos tablas en la siguiente, - considerando solo a la zona sísmica B:

ZONA SISMICA DE LA REPUBLICA	TIPO DE SUELO	$c$	$a_0$	$T_1$	$T_2$
B	I	0.16	0.03	0.30	0.80
	II	0.20	0.045	0.50	2.00
	III	0.24	0.06	0.80	3.30

Como nuestra estructura se encuentra en la zona B, y - en la zona II (de transición), el coeficiente sísmico que se tomará en los cálculos será de:  $c = 0.20$ .

#### Reducción por Ductilidad.

De acuerdo al R.C.D.F. en su artículo 235, las fuerzas sísmicas para análisis estático se obtienen dividiendo el coe - ficiente sísmico entre el factor  $Q'$ , definido en el artículo 240 del Reglamento, que es función del factor de ductilidad  $Q$ . Las deformaciones se calcularán multiplicando por  $Q$  las - causadas por las fuerzas sísmicas reducidas; este factor de

ductilidad  $Q$ , podrá diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sea la ductilidad de esta en dichas direcciones.

En este mismo artículo 235, se determina el factor de ductilidad  $Q$ , que debe cumplir con los requisitos que en el mismo se detallan.

Nuestra estructura se encuentra en el caso 2, y como es del tipo de estructuración 2, el factor de ductilidad en las dos direcciones será de 4.

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA LA OBTENCION DE CORTANTES SISMICOS  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: TESIS PROFESIONAL  
REFONSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

====> LOCALIZACION DE LA ESTRUCTURA <====

ZONA: 2  
GRUPO: B  
COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD: 4  
NUMERO DE NIVELES: 5

NIVEL (i)	PESO (i) (ton)	ALTURA (i) (m)	FUERZA (i) (ton)	CORTANTE (i) (ton)
5	154.72	16.77	15.37	15.37
4	318.28	13.47	30.42	45.79
3	440.63	10.14	26.47	72.27
2	532.69	6.82	21.51	93.78
1	522.79	2.53	7.82	101.61



```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                          *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                      *
*
*****
    
```

-----  
PROGRAMA PARA UNA POSIBLE REDUCCION DE CORTANTES SISMICOS  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: TESIS PROFESIONAL  
REPOSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

ZONA: 2  
GRUPO: B  
NUMERO DE NIVELES: 5  
COEFICIENTE SISMICO EN X: 0.20  
COEFICIENTE SISMICO EN Y: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD EN X: 4  
FACTOR DE DUCTILIDAD EN Y: 4

D I R E C C I O N X

NIV.	ENT.	FZA.(i) (ton)	CORT.(i) (ton)	S.Rx (ton/cm)	DESPLAZAMIENTOS V(i)/S.Rx	X(i) (cm)
5		15.37				1.56
	5		15.37	54.5	0.28	
4		30.42				1.28
	4		45.79	111.2	0.41	
3		26.47				0.87
	3		72.27	183.7	0.39	
2		21.51				0.48
	2		93.78	244.2	0.38	
1		7.82				0.10
	1		101.61	1,000.0	0.10	

## DIRECCION Y

NIV. ENT.	FZA.(i) (ton)	CORT.(i) (ton)	S.Ry (ton/cm)	DESPLAZAMIENTOS V(i)/S.Ry Y(i) (cm)
5	15.37			2.27
5		15.37	28.7	0.54
4	30.42			1.73
4		45.79	83.3	0.55
3	26.47			1.18
3		72.27	132.6	0.55
2	21.51			0.63
2		93.78	187.8	0.50
1	7.82			0.13
1		101.61	784.2	0.13

## PERIODOS NATURALES DE LA ESTRUCTURA

$$T_1 = 0.50 \text{ seg.}$$

$$T_2 = 2.00 \text{ seg.}$$

## PERIODOS FUNDAMENTALES DE VIBRACION

$$T(x) = 0.75 \text{ seg.}$$

$$T(y) = 0.89 \text{ seg.}$$

CONCLUSION: NO SE PERMITE LA REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS EN LA DIRECCION X.  
NO SE PERMITE LA REDUCCION DE FUERZAS SISMICAS EN LA DIRECCION Y.

### Obtención de Rigideces de Entrepiso.

En la metodología que indica el Método Sísmico Estático, para obtener la distribución de fuerzas sísmicas en los marcos resistentes de la estructura, es necesario conocer las rigideces de entrepiso.

Estas rigideces se pueden encontrar en forma aproximada mediante las fórmulas de Wilbur, sin embargo, con la ayuda de la computadora, se pueden obtener resultados más precisos en base al siguiente proceso iterativo:

- 1.- Primeramente es necesario obtener las fuerzas sísmicas mediante el análisis estático sísmico, siguiendo los pasos que al respecto se indica posteriormente.  
De este análisis obtenemos también los desplazamientos relativos por entrepiso.
- 2.- Con los resultados anteriormente calculados y sabiendo que:

$$F = K d$$

donde:

F = Fuerza sísmica

K = Rigidez de entrepiso

d = Desplazamiento relativo por entrepiso

Podemos despejar K, obteniendo así la rigidez de entrepiso que se desea:

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

- 3.- Con las rigideces de entrepiso así obtenidas, y distribuyendo las fuerzas sísmicas en los marcos resistentes según el método sísmico estático, se obtienen nuevas fuerzas horizontales.
- 4.- Con estas nuevas fuerzas sísmicas se procede a analizar los marcos, obteniéndose lógicamente desplazamientos de entrepiso diferentes con los cuales se obtendrán nuevas rigideces de entrepisos.
- 5.- Como todo proceso iterativo, hay que lograr la convergencia; en este caso se logra cuando la rigidez de entrepiso obtenida por dos procesos sucesivos es prácticamente la misma.

Cabe mencionar que gracias a los programas de computadora con que se siguió la metodología, como se verá enseguida, resulta relativamente fácil seguir el proceso iterativo antes descrito.

\*\*\*\*\*  
 R I G I D E C E S    D E    E N T R E P I S O  
 \*\*\*\*\*

MARCO	ENTREPISO	RIGIDEZ (t/cm)
1	1	493.6
	2	175.2
	3	90.2
	4	55.1
	5	28.0
2	1	506.4
	2	129.0
	3	93.5
	4	56.1
	5	26.5
A	1	206.0
	2	42.0
	3	36.0
	4	23.0
	5	15.2
B	1	193.6
	2	39.1
	3	32.7
	4	20.8
	5	13.5
C	1	192.7
	2	52.8
	3	31.3
	4	19.6
D	1	191.9
	2	53.9
	3	32.6
	4	19.9

Distribución de las Fuerzas Sísmicas entre los Elementos Resistentes del Edificio.

En esta parte se describe el procedimiento para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos del edificio entre sus elementos resistentes verticales (marcos).

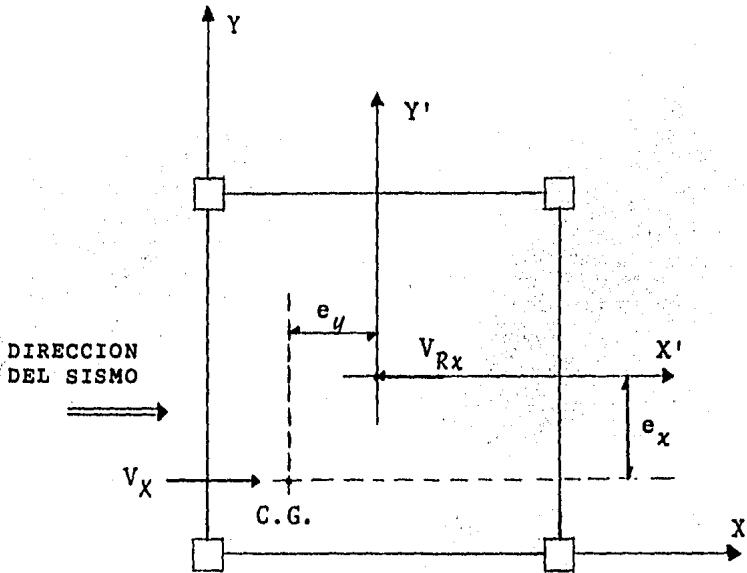
Para este paso del análisis sísmico hay que considerar que el artículo 240 del R.C.D.F. especifica, en su párrafo VII, que el momento torsionante se tomará igual a la fuerza cortante de entrepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco resulte más desfavorable de las siguientes:

$$\begin{array}{l} \text{---} \quad 1.5e_d + 0.1b \\ \text{---} \quad e_d - 0.1b \end{array}$$

donde:  $e_d$  = Excentricidad torsional calculada en el entrepiso considerado.

$b$  = Máxima dimensión en planta de dicho entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del movimiento del terreno que se esté analizando.

Lo anterior se debe a que en un entrepiso cualquiera de un edificio, por lo general no coinciden el centro de gravedad y el centro de rigideces y como consecuencia de ello, se forma un par de torsión como se muestra en la figura siguiente:



En la figura se puede observar que la fuerza cortante representada por  $V_x$  se encuentra actuando en el centro de gravedad de la masa del piso en cuestión, para equilibrar dicha fuerza es necesario aplicar una fuerza de igual magnitud pero en sentido contrario y que forzosamente pasara por el centro de rigideces de ese mismo piso, esto provoca un par torsionante donde el brazo de palanca es la distancia desde el centro de gravedad al centro de rigideces medida perpendicularmente al eje "X", también denominada excentricidad calculada " $e_d$ ".

El procedimiento de distribución de fuerzas sísmicas entre los elementos resistentes, consiste en los siguientes pasos:

\*\*\* 1

La fuerza horizontal  $F_i$  aplicada en el centro de gravedad de cada nivel  $i$  se calcula como se describió anteriormente.

\*\*\* 2

Se obtienen por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las dos direcciones ortogonales paralelas a los sistemas resistentes.

\*\*\* 3

Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.

Como se mencionó, por rigidez de entrepiso de una estructura se entiende la relación entre la fuerza cortante que actúa en dicho entrepiso y la deformación que sufre, matemáticamente tenemos:

$$R = \frac{V}{\Delta}$$

donde: R = Rigidez de entrepiso (t/m)

V = Fuerza cortante.

$\Delta$  = Desplazamiento.



\*\*\* 4

Se determina la posición del centro de torsión de cada entrepiso. Este centro es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existe torsión o rotación relativa entre dichos niveles.

Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$X_{CT} = \frac{\sum R_i y X_i}{\sum R_i y}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum R_i x Y_i}{\sum R_i x}$$

donde  $X_i$ , y  $Y_i$  son las coordenadas de los elementos resistentes.

\*\*\* 5

La fuerza cortante que debe ser resistida por un elemento resistente cualquiera es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante directa del piso, supuesta actuando en el centro de torsión, y el debido al momento torsionante del piso.

a) Fuerza Cortante Directa.

Para la distribución de la fuerza cortante en cada uno de los marcos orientados en una misma dirección, se supone - que dicha fuerza está aplicada, como ya se mencionó, en el - centro de rigideces y que todos los marcos se desplazan la - misma magnitud.

Sabiendo que la fuerza resistente que se desarrolla en el entrepiso de un marco es proporcional a la rigidez lateral del mismo, tenemos:

$$V_{ix} = R_{ix} \Delta_i \quad \text{--- A}$$

donde:  $V_{ix}$  = Fuerza cortante desarrollada en el entrepiso  $i$ , dirección "X".

$R_{ix}$  = Rigidez del entrepiso  $i$ , dirección "X".

$\Delta_i$  = Desplazamiento del nivel  $i$ .

Por otro lado se debe cumplir que la suma de las --- fuerzas cortantes que se desarrollan en todos los marcos y - en el mismo entrepiso, es igual a la fuerza externa, lo que puede ser representado como sigue:

$$V_x = \sum V_{ix} = \sum R_{ix} \Delta_i$$

Despejando el desplazamiento como una función de la --- fuerza externa:

$$\Delta_i = V_x / \sum R_{ix}$$

Sustituyendo esta expresión en la fórmula (A) encontramos la ecuación que permite calcular la fuerza cortante directa en un entrepiso en la dirección "X", análogamente se obtiene para la dirección "Y", cuyas expresiones respectivamente son:

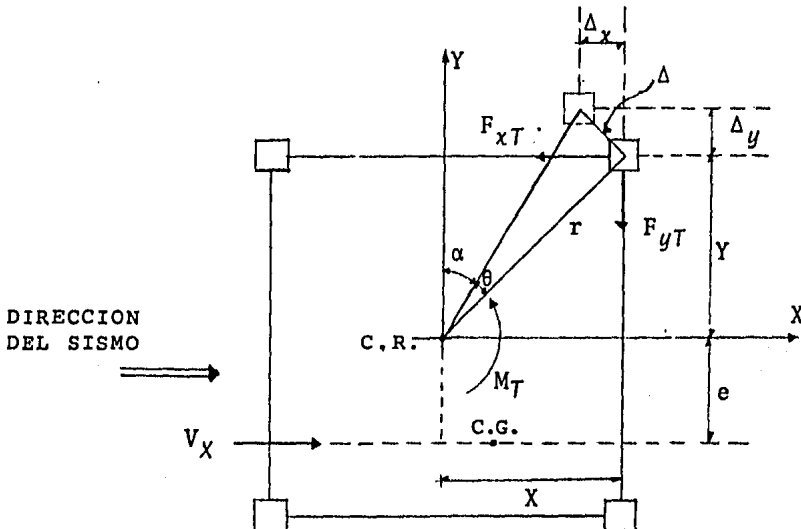
$$V_{D_{ix}} = \frac{R_{ix}}{\Sigma R_{ix}} V_x$$

--- B

$$V_{D_{iy}} = \frac{R_{iy}}{\Sigma R_{iy}} V_y$$

#### b) Fuerza Cortante por Torsión.

Para calcular esta fuerza es necesario suponer que todos los marcos resistentes giran un ángulo  $\theta$  alrededor del centro de rigidez como se muestra en la figura siguiente:



De la definición de momento torsionante:

$$M_T = V_x e_d$$

donde:  $e_d$  es la excentricidad de diseño.

Así mismo, tomando en cuenta la definición de rigidez, las fuerzas cortantes por torsión que desarrollan los elementos resistentes son:

$$F_{xT} = R_{ix} \Delta_x$$

$$F_{yT} = R_{iy} \Delta_y$$

Para desplazamientos pequeños las fuerzas anteriores se expresan como sigue:

$$F_{xT} = R_{ix} \Delta \cos \alpha = R_{ix} \Delta Y/r$$

$$F_{yT} = R_{iy} \Delta \sin \alpha = R_{iy} \Delta X/r$$

Al considerar desplazamientos pequeños tenemos que se cumple: ( $\theta = \Delta/r$ ) que sustituidas en las expresiones anteriores, se transforman en:

$$F_{xT} = R_{ix} \theta Y$$

$$F_{yT} = R_{iy} \theta X$$

De la definición de momento podemos obtener el momento de cada una de las fuerzas resistentes con respecto al centro de torsión, obteniendo:

$$M_{Fx} = F_{xT} Y = R_{ix} \theta Y$$

$$M_{Fy} = F_{yT} X = R_{iy} \theta X$$

Para garantizar el equilibrio, el momento externo debe ser igual a la suma de los momentos internos de todas las fuerzas con respecto al centro de torsión, es decir:

$$M_T = \Sigma R_{ix} \theta Y^2 + \Sigma R_{iy} \theta X^2$$

factorizando y despejando a  $\theta$  se obtiene:

$$\theta = \frac{M_T}{\Sigma R_{ix} Y^2 + \Sigma R_{iy} X^2}$$

Sustituyendo  $\theta$  en las expresiones (C) se encuentra la fuerza cortante por torsión en sus dos direcciones como se indica:

$$V_{T_{ix}} = \frac{M_T}{\Sigma R_{ix} Y^2 + \Sigma R_{iy} X^2} R_{ix} Y$$

$$V_{T_{iy}} = \frac{M_T}{\Sigma R_{ix} Y^2 + \Sigma R_{iy} X^2} R_{iy} X$$

--- D

donde: X,Y = Son las coordenadas, con respecto al centro de torsión, del elemento resistente que se analiza.

$M_T$  = Momento torsionante de diseño en la dirección - de análisis, que como sabemos es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades:

$$e_1 = 1.5 e_d + 0.1 b$$

$$e_2 = e_d - 0.1 b$$

donde " $e_d$ " es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la --- cortante y el centro de torsión, y "b" la mayor dimensión en planta del entrepiso, medida perpendicularmente a la dirección del sismo.

En la primera de estas dos expresiones, a la -- excentricidad amplificada se le suma, en el miso sentido, la excentricidad accidental 0.1b

En la segunda, en cambio, a la excentricidad -- calculada se le resta, en sentido contrario, la excentricidad accidental; puede ocurrir que en este caso la excentricidad resultante sea de -- signo opuesto al de la calculada.

Para cada sistema plano deberá investigarse -- cuál de las dos excentricidades dadas por las - dos expresiones anteriores produce efectos más desfavorables.

Finalmente, sumando las fuerzas cortantes, directa y por torsión, se obtiene la fuerza cortante total, en sus dos direcciones respectivamente, como se indica:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}}{\Sigma R_{ix}} V_x + \frac{R_{ix} Y}{\Sigma R_{ix} Y^2 + \Sigma R_{iy} X^2} M_T$$

$$V_{iy} = \frac{R_{iy}}{\Sigma R_{iy}} V_y + \frac{R_{iy} X}{\Sigma R_{ix} Y^2 + \Sigma R_{iy} X^2} M_T$$

\*\*\* 6

Para cada sistema plano deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos debidos al sismo actuando en la dirección "X" adicionandole 30 % de los efectos producidos por el sismo actuando en la dirección "Y", y viceversa, rigiendo el mayor de los resultados.

\*\*\* 7

A partir de los cortantes totales en cada marco se puede conocer el sistema de fuerzas laterales que actúan en ellos.

Con estos datos se procede al análisis de marcos mediante el método que resulte más apropiado. Para éste caso, las fuerzas sísmicas serán consideradas como una segunda condición de carga en el sistema computarizado que se mencionará posteriormente.

Es oportuno aclarar, que en este trabajo las fuerzas cortantes totales, fueron obtenidas a través de un programa de computadora que considera lo anteriormente enumerado, y para el cual fue necesario preparar los siguientes datos de entrada por nivel:

- Fuerzas cortantes de entrepiso en las dos direcciones.
- Rigideces de entrepiso, en las dos direcciones.
- Ubicación de los marcos con respecto a un punto de referencia.
- Coordenadas del punto de acción de la fuerza cortante.

Obteniendose mediante el programa los siguientes resultados:

- Centro de torsión.
- Fuerza cortante directa.
- Fuerza cortante por torsión.
- Fuerza cortante total.

Siendo las fuerzas totales por sismo en cada nivel las utilizadas para el análisis de marcos por fuerzas laterales.

A continuación se presentan los listados de computadora en donde se aprecian los resultados del análisis sísmico, que en los mismos se detallan en base a la metodología anteriormente descrita en base al R.C.D.F.



```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****
    
```

-----  
PROGRAMA PARA OBTENER LA POSICION DE LA FUERZA CORTANTE  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: TESIS PROFESIONAL  
REPONSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

D I R E C C I O N : X

```

=====
NIV.(i)      F(i)      V(i)      Y(i)      Yv(i)
              (ton)      (ton)      (m)       (m)
=====
      5      15.37      15.37      6.69      6.69
      4      30.42      45.79      5.95      6.19
      3      26.47      72.27      5.74      6.03
      2      21.51      93.78      5.43      5.89
      1       7.82     101.61      5.62      5.87
=====
    
```

D I R E C C I O N : Y

```

=====
NIV.(i)      F(i)      V(i)      X(i)      Xv(i)
              (ton)      (ton)      (m)       (m)
=====
      5      15.37      15.37      6.00      6.00
      4      30.42      45.79     14.89     11.91
      3      26.47      72.27     14.64     12.91
      2      21.51      93.78     13.67     13.08
      1       7.82     101.61     15.08     13.23
=====
    
```

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                            *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                        *
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA LA DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICO  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: NIVEL 1 (TESIS PROFESIONAL)  
RESPONSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD: 4.00

NUMERO DE EJES EN X: 2  
NUMERO DE EJES EN Y: 4

CENTRO DE CORTANTE EN X: 13.23  
CENTRO DE CORTANTE EN Y: 5.87

## DIRECCION X

EJE	R(i) (ton/cm)	Y(i) (m)	Yct (m)	EFECTOS DE $V_x$ (ton)			$V_y$ (ton)	$V_x+0.3V_y$ (ton)
				Directo	Torsion	Total		
1	493.6	11.90	6.03	50.16	1.66	51.82	4.53	53.18
2	506.4	0.00	-5.87	51.45	1.70	53.15	4.70	54.56

$$Y_{ct} = 5.87 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 0.00 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 1.19 \text{ m}$$

$$E_{d2} = -1.19 \text{ m}$$

## DIRECCION Y

EJE	R(i) (ton/cm)	X(i) (m)	Xct (m)	EFECTOS DE $V_y$ (ton)			$V_x$ (ton)	$V_y+0.3V_x$ (ton)
				Directo	Torsion	Total		
A	206.0	0.00	-16.71	26.69	19.22	45.91	2.50	46.66
B	193.6	11.90	-4.81	25.09	5.19	3.28	0.73	30.50
C	192.7	23.80	7.09	24.97	-0.22	24.75	1.17	25.10
D	191.9	32.40	15.69	24.86	-0.48	24.38	2.40	25.10

$$X_{ct} = 16.71 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 3.48 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 8.46 \text{ m}$$

$$E_{d2} = 0.24 \text{ m}$$

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA LA DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICO  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: NIVEL 2 (TESIS PROFESIONAL)  
REONSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD: 4.00

NUMERO DE EJES EN X: 2  
NUMERO DE EJES EN Y: 4

CENTRO DE CORTANTE EN X: 13.08  
CENTRO DE CORTANTE EN Y: 5.09

## DIRECCION X

EJE	R(i) (ton/cm)	Y(i) (m)	Yct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vy (ton)	Vy+0.3Vy (ton)
1	115.2	11.90	6.29	44.24	0.06	44.30	0.43	44.43
2	129.0	0.00	-5.61	49.54	3.59	53.13	1.70	53.64

Yct = 5.61 m

EXCENTRICIDAD CALCULADA: Ecal = 0.28 m

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: Ed1 = 1.61 m

Ed2 = -0.91 m

## DIRECCION Y

EJE	R(i) (ton/cm)	X(i) (m)	Xct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vx (ton)	Vy+0.3Vy (ton)
A	42.0	0.00	-18.47	20.97	15.18	36.15	6.13	37.99
B	39.1	11.90	-6.57	19.53	5.55	25.08	2.90	25.95
C	52.8	23.80	5.33	26.37	-2.54	23.83	0.73	24.05
D	53.9	32.40	13.93	26.91	-4.79	22.12	5.53	23.78

Xct = 18.47 m

EXCENTRICIDAD CALCULADA: Ecal = 5.39 m

EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: Ed1 = 11.31 m

Ed2 = 2.15 m

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

---

PROGRAMA PARA LA DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICO

---

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: NIVEL 3 (TESIS PROFESIONAL)  
 REPOSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
 FACTOR DE DUCTILIDAD: 4.00

NUMERO DE EJES EN X: 2  
 NUMERO DE EJES EN Y: 4

CENTRO DE CORTANTE EN X: 12.91  
 CENTRO DE CORTANTE EN Y: 6.03

## DIRECCION X

CJE	R(i)	Y(i)	Yct	EFECTOS DE Vx (ton)			Vy	Vx+0.3Vy
	(ton/cm)	(m)		Directo	Torsion	Total		
1	90.2	11.90	6.06	35.44	1.21	36.65	1.40	37.07
2	93.8	0.00	-5.84	33.83	1.47	35.30	1.57	36.87

$$Yct = 5.84 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } Eca1 = 0.19 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } Ed1 = 1.48 \text{ m}$$

$$Ed2 = -1.00 \text{ m}$$

## DIRECCION Y

EJE	R(i)	X(i)	Xct	EFECTOS DE Vy (ton)			Vx	Vy+0.3Vx
	(ton/cm)	(m)		Directo	Torsion	Total		
A	36.0	0.30	-16.52	19.62	9.38	29.00	4.60	30.38
B	32.7	11.90	-4.62	17.82	2.26	20.08	0.67	20.28
C	31.3	23.80	7.28	17.06	-0.01	17.05	2.80	17.89
D	32.6	32.40	15.88	17.77	-0.54	17.23	1.43	17.66

$$Xct = 16.52 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } Eca1 = 3.61 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } Ed1 = 8.66 \text{ m}$$

$$Ed2 = 0.37 \text{ m}$$

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                          *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                      *
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA LA DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICO  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: NIVEL 4 (TESIS PROFESIONAL)  
REPOSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD: 4.00

NUMERO DE EJES EN X: 2  
NUMERO DE EJES EN Y: 4

CENTRO DE CORTANTE EN X: 11.91  
CENTRO DE CORTANTE EN Y: 6.19



## DIRECCION X

EJE	R(i) (ton/cm)	Y(i) (m)	Yct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vy (ton)	Vy+0.3Vx (ton)
1	55.1	11.90	6.01	22.69	1.21	23.90	1.07	24.22
2	56.1	0.00	-5.89	23.10	0.11	23.21	1.07	23.53

$$Yct = 5.89 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 1.64 \text{ m}$$

$$E_{d2} = -0.89 \text{ m}$$

## DIRECCION Y

EJE	R(i) (ton/cm)	X(i) (m)	Xct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vx (ton)	Vy+0.3Vx (ton)
A	23.0	0.00	-16.31	12.64	7.71	19.81	2.03	20.42
B	20.3	11.90	-4.41	11.43	0.87	12.30	1.01	12.60
C	19.6	23.80	7.49	10.77	-0.01	10.76	2.53	11.52
D	19.9	32.40	16.09	10.94	-0.05	10.89	2.33	11.59

$$Xct = 16.31 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 4.40 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 9.84 \text{ m}$$

$$E_{d2} = 1.16 \text{ m}$$

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                          *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                      *
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA LA DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICO  
-----

====> CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA <====

IDENTIFICACION: NIVEL 5 (TESIS PROFESIONAL)  
RESPONSABLE: MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES

COEFICIENTE SISMICO: 0.20  
FACTOR DE DUCTILIDAD: 4.00

NUMERO DE EJES EN X: 2  
NUMERO DE EJES EN Y: 2

CENTRO DE CORTANTE EN X: 6.00  
CENTRO DE CORTANTE EN Y: 6.69

## DIRECCION X

EJE	R(i) (ton/cm)	Y(i) (m)	Yct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vy (ton)	Vx+0.3Vy (ton)
1	28.0	11.90	5.79	7.89	1.74	9.63	3.20	10.59
2	26.5	0.00	-6.11	7.47	0.19	7.66	0.30	7.75

$$Y_{ct} = 6.11 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 0.58 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 2.06 \text{ m}$$

$$E_{d2} = -0.61 \text{ m}$$

## DIRECCION Y

EJE	R(i) (ton/cm)	X(i) (m)	Xct (m)	EFFECTOS Directo	DE Vy Torsion	(ton) Total	Vx (ton)	Vy+0.3Vx (ton)
A	15.2	0.00	-5.60	8.14	0.35	8.49	9.80	11.43
B	13.5	11.90	6.30	7.23	0.79	8.02	6.10	9.86

$$X_{ct} = 5.60 \text{ m}$$

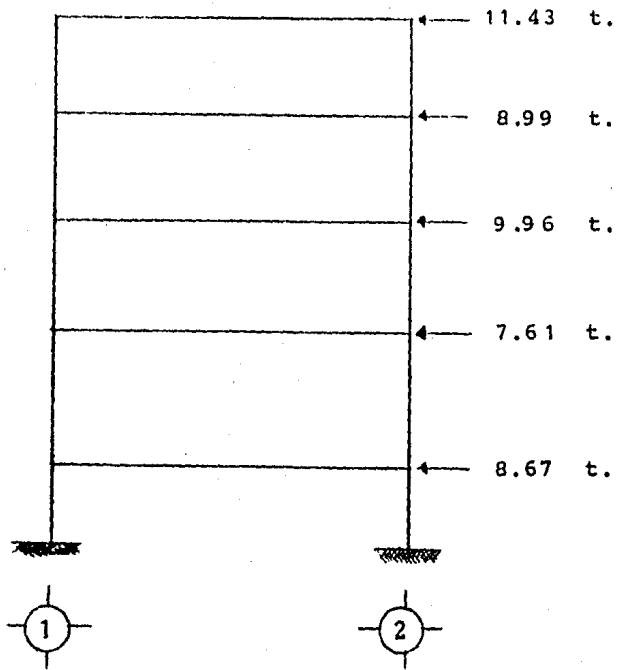
$$\text{EXCENTRICIDAD CALCULADA: } E_{cal} = 0.40 \text{ m}$$

$$\text{EXCENTRICIDADES DE DISEÑO: } E_{d1} = 1.79 \text{ m}$$

$$E_{d2} = -0.79 \text{ m}$$

En las figuras 7.d a 7.f se señalan en forma esquemática las fuerzas actuando sobre los seis marcos, mismas -- que se utilizaron como efectos sísmicos en el programa de computadora, como la 2a. condición de carga.

\*\*\* MARCO A



\*\*\* MARCO B

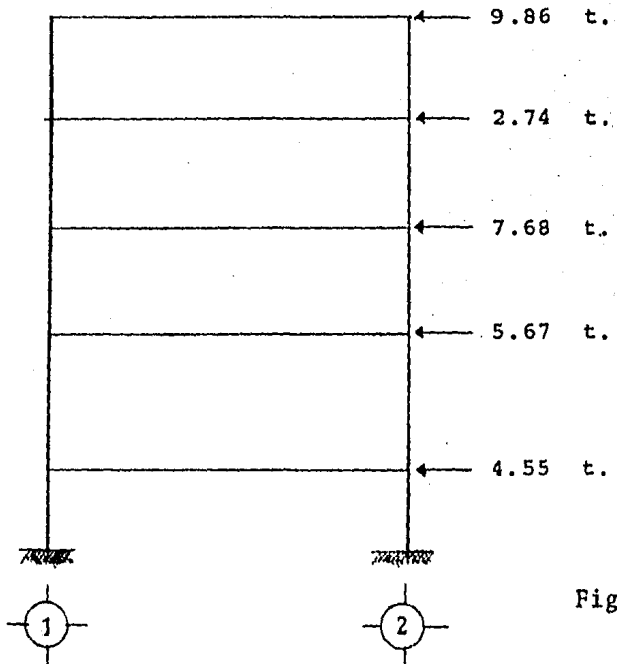
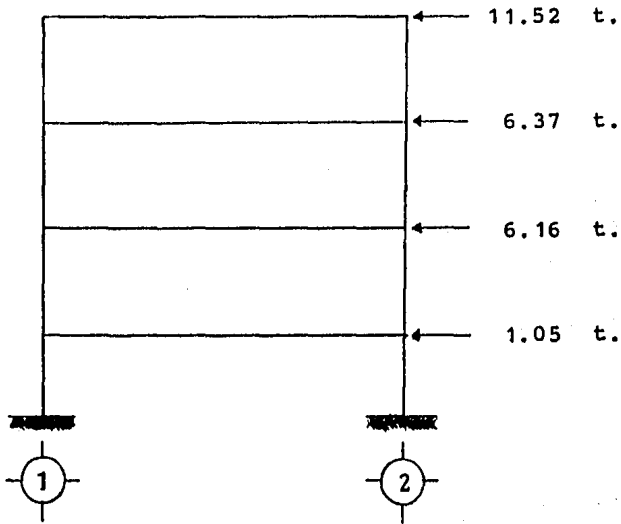


Fig. 7.d

## \*\*\* MARCO C



## \*\*\* MARCO D

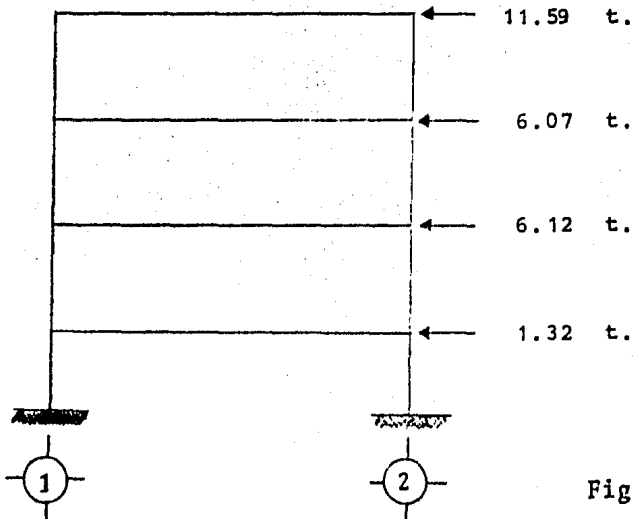
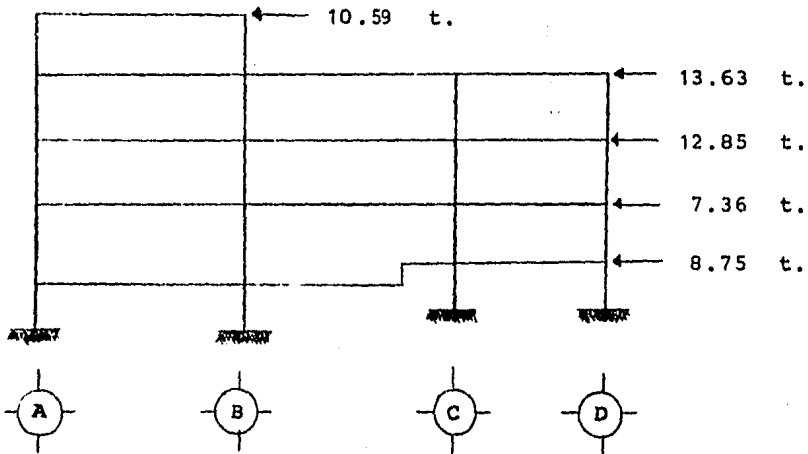


Fig. 7.e

## \*\*\* MARCO 1



## \*\*\* MARCO 2

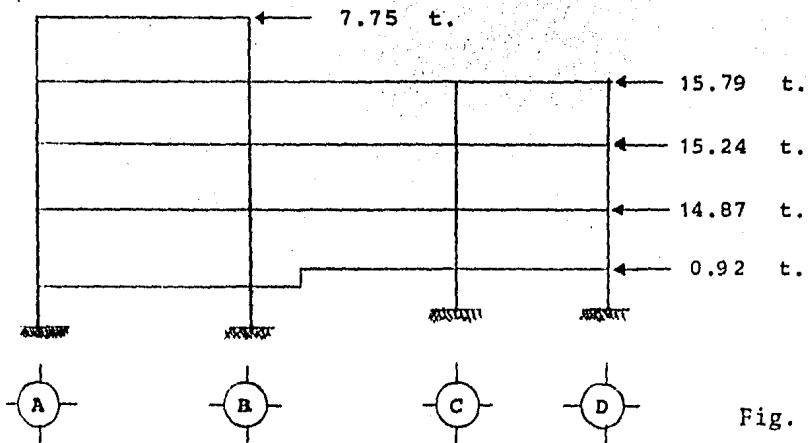


Fig. 7.f

## CAPITULO II

### ANALISIS DE MARCOS

#### II.1 INTRODUCCION

El análisis de cualquier estructura se lleva a cabo -- elaborando un modelo matemático que trata de tomar en cuenta las peculiaridades estructurales que se tengan. Sin embargo, es frecuente que no haya concordancia entre el modelo matemático que se empleó en el análisis de la estructura y la -- estructura real, ya sea por deficiencias en las hipótesis -- simplificadoras que se hicieron al elaborar el método matemático para que este sea fácil de analizar con las herramientas disponibles (métodos aproximados, métodos numéricos iterativos, programas de computadora, etc) o por que no hubo -- una transmisión adecuada de esas hipótesis a las personas -- que se encargan de materializar la estructura, a través de -- los planos constructivos y lo que se construye modifica sustancialmente esas hipótesis, invalidando el análisis que se -- hizo y alterando radicalmente el comportamiento previsto bajo diversas sollicitaciones.

Al analizar una estructura hiperestática es necesario -- establecer la compatibilidad entre esfuerzos y deformaciones



con objeto de calcular las reacciones y elementos del estado de fuerzas internas, o elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales) y poder diseñar la estructura para que resista esos efectos.

En general las estructuras son tridimensionales pero para facilitar su análisis se elaboran modelos matemáticos más simples, reduciéndolas a estructuras planas cuyo análisis es más sencillo buscándose que los resultados sean conservadores.

Por otra parte, existen muchas incertidumbres en la determinación de los parámetros que intervienen en el modelo matemático de la estructura, como son: el módulo de elasticidad del material, los momentos de inercia y áreas de las secciones de las barras, la influencia de agrietamiento y refuerzo en el caso de estructuras de concreto reforzado, la influencia de las zonas de intersección entre barras especialmente cuando las dimensiones de éstas son una fracción importante de su longitud, la contribución del sistema de piso a la rigidez de las trabes, etc., lo que dificulta la definición del modelo matemático adecuado.

Lo más común es suponer que el comportamiento de la estructura será elástico, sin embargo, hay ocasiones en que el análisis mismo implica comportamiento no lineal, lo que suele tomarse en cuenta en forma muy simplificada, empleando por ejemplo, factores de reducción por ductilidad, como es el caso del análisis sísmico aplicando el R.C.D.F.

Es importante reconocer, que lo fundamental no es el análisis del modelo matemático en si, ya que por muy bien --

hecho que esté, si no hay congruencia entre el modelo y la estructura real, dicho análisis y seguramente el diseño de la estructura empleando sus resultados no sirven para nada, aunque sin embargo, se puede tener una falsa sensación de -- seguridad.

Para crear una estructura el ingeniero dispone de dis-- tintos tipos de elementos estructurales como son: barras de eje neutro trabajando a compresión o tensión simple, a ---- flexión, en general combinadas con fuerza cortante y muchas veces con tensión o compresión; muros, placas, y losas, con cargas en su plano o perpendicularmente a él, arcos, etc.

Los materiales más usados para fabricar estos elementos son: en aquellos que intervienen esfuerzos de tensión, el -- concreto reforzado o presforzado, el acero estructural y la madera; para aquellos en que predominan los esfuerzos de --- compresión se emplea también con mucha frecuencia la mampostería de piedra, adobe o tabique, además de los ya mencionados. Combinando materiales y elementos estructurales se ---- integra lo que conocemos como sistema estructural.

Dentro de los sistemas estructurales existen, las ----- estructuras esqueléticas, formadas por columnas y trabes sobre las cuales se apoya un sistema de piso que puede ser pre fabricado o construido monolíticamente con las trabes, en el caso de las estructuras de concreto reforzado. Como se mencionó anteriormente este tipo de estructuras es tridimensional, pero es común analizarlas como una serie de estructuras planas. Esta idealización es correcta cuando las columnas -- son verticales y están dispuestas de modo que se formen marcos en dos direcciones ortogonales. Cuando las columnas son

inclinadas por requisitos arquitectónicos o funcionales, o los marcos no son ortogonales puede haber discrepancias importantes en los resultados del análisis como marcos planos con respecto a los obtenidos en un análisis como estructuras tridimensional empleando un programa adecuado.

En el análisis de los marcos planos se supone usualmente que tanto las trabes como las columnas son elementos de eje recto y sección constante y se representan por sus ejes centroidales. No es común considerar la variación que ocasiona en la rigidez angular de las barras la zona de intersección entre ellas; en general este efecto es mayor en el caso de las columnas, que tienen longitudes menores y en las cuales la proporción de la zona de intersección con respecto al claro entre ejes suele ser importante sobre todo cuando las trabes son peraltadas.

Por otro lado, usualmente se supone que el momento de inercia es constante a lo largo de las barras; sin embargo en el caso de estructuras de concreto, la posibilidades de que las secciones sometidas a momentos importantes funcionen como sección agrietada en vez de como sección plana hace que los momentos de inercia sean en realidad variables.

En el caso de trabes es especialmente importante el efecto que puede tener la contribución del sistema de piso a la rigidez. El aumento en el momento de inercia de la trabe al tomar en cuenta sección T en vez de rectangular cuando se cuela la losa monolítica con la trabe es del orden de un 100%; sin embargo, habría que tomar en cuenta al incluir este efecto la posibilidad de agrietamiento de la sección de máximo momento, así como el signo del momento aplicado, pues la

contribución de la losa a la rigidez será menor cuando esté sometida a esfuerzos de tensión y mayor cuando lo esté a --- compresión.

De lo expuesto anteriormente, puede concluirse que, a pesar de que se dispone en la actualidad de programas para --- computadora para el análisis de estructuras, es importante - definir con precisión cuales son los valores más adecuados - de los parámetros que intervienen, pues pueden cometerse --- errores muy importantes si no se logra esto.

## II.2 FUNDAMENTOS DEL PROGRAMA DE COMPUTADORA PARA EL ANALISIS DE MARCOS

Para el análisis de marcos se usó un programa de computadora codificado en lenguaje FORTRAN desarrollado por el profesor Fred W. Beaufait (Vanderbilt University), el cual ha sido adaptado al sistema de computo VAX 11/780 de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. Este programa se emplea para analizar diferentes tipos de estructuras como vigas, marcos y armaduras cuyas barras son rectas; en nuestro caso el programa necesita como datos generales de la estructura, por tratarse de marco: el número de barras, el número de nudos, el número de condiciones de carga, el módulo de elasticidad global y un título para identificar la estructura.

Es importante destacar que uno de los aspectos que se ha podido tomar en cuenta es la variación de inercia a lo largo de las barras, lo que se ha logrado mediante el artificio de crear nudos ficticios, es decir, como se ha observado anteriormente, la losa es reticular con capiteles, lo que implica que las barras horizontales entre ejes tengan inercia variable, motivo por el cual se dividió cada barra en tres segmentos, habiendo en cada una de ellas inercia constante, lo que provoca un aumento en el número de nudos, y por lo tanto aumenta el número de incognitas, sin embargo se logra que el modelo de nuestra estructura se asemeje en mucho al real.

Para cada marco se han considerado dos condiciones de carga; por efectos gravitacionales (CONDICION DE CARGA 1) y

por efectos sísmicos (CONDICION DE CARGA 2), cuyos valores se han determinado en el capítulo anterior.

El programa nos permite, de ser necesarios, considerar variable el módulo de elasticidad para cada barra, en ---- nuestro caso no fue necesario por ser constante.

Para proporcionar en forma eficiente la información - necesaria a la computadora, se deben de preparar, por cada marco los siguientes datos:

- Numerar todos los nudos, incluyendo los apoyos, y todas las barras de inercia constante.
- Las coordenadas y grados de libertad por cada nudo.
- Para cada barra indicar su incidencia, momento de inercia y módulo de elasticidad.
- Magnitud de las cargas uniformemente distribuidas que actúan en cada barra, de ser necesario el valor de la fuerza concentrada y punto de aplicación.
- Magnitud de las fuerzas y momentos que actúan en cada nudo.

Los dos últimos datos para cada condición de carga.

Los resultados que se obtienen son los elementos mecánicos en los extremos inicial, A y final, B, de cada barra: como son la fuerza cortante y el momento, la fuerza axial - se obtiene por equilibrio.

El programa de computadora utilizado se basa en el método de las rigideces, el cual brevemente describimos a --- continuación.

### Método de las Rigideces.

El análisis de una estructura por el método de las rigideces se logra superponiendo los resultados del análisis de una estructura equivalente, determinada cinemáticamente correspondientes a varias condiciones de carga en tal forma que se satisfagan las condiciones de equilibrio estático y de compatibilidad de deformación requeridas por la estructura original.

La estructura equivalente, determinada cinemáticamente se define restringiendo artificialmente los nudos de la estructura original que pueden desplazarse libremente; esta estructura equivalente se denomina estructura restringida.

Al aplicar el sistema de cargas original a la estructura restringida, se desarrollan en ellas reacciones que no existen en la estructura original, la solución se obtiene superponiendo:

- 1- El resultado del análisis de la estructura restringida sometida al sistema de carga original.
- 2- Una combinación lineal de las soluciones de la estructura restringida sometida a la aplicación individual de las componentes del desplazamiento de los nudos, en tal forma que se eliminen las restricciones artificiales de los nudos.

Todo esto nos permite definir el siguiente sistema de ecuaciones, planteado matricialmente:

$$\{F\} = [K]\{d\}$$

donde:  $\{F\}$  = vector de cargas aplicadas en los nudos que se van a restringir.

$|K|$  = matriz de rigidez, que representa las acciones restringidas de la estructura determinada cinemáticamente, asociadas con las componentes -- desconocidas y no restringidas del desplazamiento de los nudos de la estructura original producidas por la aplicación independiente de una unidad de cada una de las componentes mencionadas del desplazamiento de los nudos.

$\{d\}$  = vector de componentes no restringidas del ---- desplazamiento de la estructura.

La matriz de rigidez de una estructura representa las diversas componentes de las reacciones de los nudos que se requieren para mantener el equilibrio de la estructura ---- restringida, al imponerle individualmente desplazamientos unitarios en la dirección de las componentes del desplazamiento de los nudos.

Cada columna de la matriz de rigidez de la estructura corresponde al análisis de la estructura restringida sometida a la aplicación de una unidad de una componente específica del desplazamiento de los nudos.

Cada renglón de la matriz de rigidez de la estructura representa el valor que una acción restringida específica - adquiere como consecuencia de la imposición individual de - una unitaria de cada una de las componentes de desplazamiento de los nudos de la estructura determinada cinemáticamente o restringida.



Al someter a la estructura restringida a una componente determinada unitaria de desplazamiento de un nudo, las acciones que se desarrollan en los extremos de cada elemento para conservar el equilibrio corresponden a los coeficientes de rigidez del elemento asociados con el tipo particular de desplazamiento del extremo.

Conocidas las acciones que un desplazamiento determinado desarrolla en los extremos de los elementos, las reacciones de la estructura restringida pueden calcularse mediante la consideración del equilibrio estático de cada nudo. Por lo tanto, las acciones restringidas de los nudos se llaman coeficientes de rigidez de la estructura.

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                          *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                      *
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS  
-----

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L A     E S T R U C T U R A

```

IDENTIFICACION:          MARCO A (TESIS PROFESIONAL)
REPOSABLE:              MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES
NUMERO DE BARRAS:       25
NUMERO DE NUDOS:        22
NUMERO DE COND. DE CARGA:  2
MOD. DE ELAST. GLOBAL:  1581138.83

```

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L O S     N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	16.76
2	0	0	0	1.90	16.76
3	0	0	0	10.00	16.76
4	0	0	0	11.90	16.76
5	0	0	0	0.00	13.47
6	0	0	0	1.90	13.47
7	0	0	0	10.00	13.47
8	0	0	0	11.90	13.47
9	0	0	0	0.00	10.14
10	0	0	0	1.90	10.14
11	0	0	0	10.00	10.14
12	0	0	0	11.90	10.14
13	0	0	0	0.00	6.82
14	0	0	0	1.90	6.82
15	0	0	0	10.00	6.82
16	0	0	0	11.90	6.82
17	0	0	0	0.00	2.53
18	0	0	0	1.90	2.53
19	0	0	0	10.00	2.53
20	0	0	0	11.90	2.53
21	1	1	1	0.00	0.00
22	1	1	1	11.90	0.00

## CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIPO
1	1	2	0.025	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.013	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.025	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.035	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.017	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.035	1581138.83	1.90	0
7	9	10	0.041	1581138.83	1.90	0
8	10	11	0.019	1581138.83	8.10	0
9	11	12	0.041	1581138.83	1.90	0
10	13	14	0.040	1581138.83	1.90	0
11	14	15	0.019	1581138.83	8.10	0
12	15	16	0.040	1581138.83	1.90	0
13	17	18	0.041	1581138.83	1.90	0
14	18	19	0.019	1581138.83	8.10	0
15	19	20	0.041	1581138.83	1.90	0
16	5	1	0.011	1581138.83	3.30	0
17	8	4	0.011	1581138.83	3.30	0
18	9	5	0.011	1581138.83	3.33	0
19	12	8	0.011	1581138.83	3.33	0
20	13	9	0.083	1581138.83	3.33	0
21	16	12	0.083	1581138.83	3.33	0
22	17	13	0.083	1581138.83	4.29	0
23	20	16	0.083	1581138.83	4.29	0
24	21	17	0.083	1581138.83	2.53	0
25	22	20	0.083	1581138.83	2.53	0

## FUERZAS EN LAS BARRAS PARA LA CONDICION DE CARGA 1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	5.46	0.00	1.90	0.00
2	5.46	0.00	8.10	0.00
3	5.46	0.00	1.90	0.00
4	7.60	0.00	1.90	0.00
5	7.60	0.00	8.10	0.00
6	7.60	0.00	1.90	0.00
7	8.14	0.00	1.90	0.00
8	8.14	0.00	8.10	0.00
9	8.14	0.00	1.90	0.00
10	7.43	0.00	1.90	0.00
11	7.43	0.00	8.10	0.00
12	7.43	0.00	1.90	0.00
13	7.87	0.00	1.90	0.00
14	7.87	0.00	8.10	0.00
15	7.87	0.00	1.90	0.00

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
1	9.46	0.00	0.00
5	16.70	0.00	-4.81
8	-14.20	0.00	-13.48
9	20.60	0.00	-18.31
12	-17.60	0.00	-16.73
13	14.41	0.00	-12.83
16	-53.60	0.00	-18.34
17	20.54	0.00	-18.24
20	-18.50	0.00	-17.23

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-58.6	5.6	33.1	-22.7
2	-5.6	0.8	22.7	21.5
3	-0.8	51.6	-21.5	31.9
4	-85.3	13.0	45.3	-30.8
5	-13.0	12.8	30.8	30.8
6	-12.8	84.9	-30.8	45.2
7	-90.2	14.2	47.7	-32.3
8	-14.2	20.0	32.3	33.7
9	-20.0	98.7	-33.7	49.2
10	-81.3	12.8	43.2	-29.0
11	-12.8	21.2	29.0	31.1
12	-21.2	93.8	-31.1	42.3
13	-89.9	15.8	46.5	-31.6
14	-15.8	18.4	31.6	32.2
15	-18.4	93.8	-32.2	47.2
16	43.2	49.2	-28.0	28.0
17	41.7	51.6	-28.3	28.3
18	20.5	25.2	-13.7	13.7
19	18.0	29.0	-14.1	14.1
20	39.7	49.1	-26.7	26.7
21	29.6	63.1	-27.9	27.9
22	19.6	27.3	-10.9	10.9
23	38.0	10.6	-11.3	11.3
24	16.5	49.7	-13.1	13.1
25	30.2	37.3	-26.7	26.7

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-11.43	0.00
8	0.00	-8.99	0.00
12	0.00	-9.96	0.00
16	0.00	-7.61	0.00
20	0.00	-8.67	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-12.5	8.5	2.1	-2.1
2	-8.5	-8.5	2.1	-2.1
3	8.5	-12.5	2.1	-2.1
4	-25.0	17.0	4.2	-4.2
5	-17.0	-17.0	4.2	-4.2
6	17.0	-25.0	4.2	-4.2
7	-43.1	29.3	7.2	-7.2
8	-29.3	-29.3	7.2	-7.2
9	29.3	-43.1	7.2	-7.2
10	-41.3	28.1	6.9	-6.9
11	-28.1	-28.1	6.9	-6.9
12	28.1	-41.3	6.9	-6.9
13	-25.1	17.1	4.2	-4.2
14	-17.1	-17.1	4.2	-4.2
15	17.1	-25.1	4.2	-4.2
16	1.6	12.5	-4.3	4.3
17	-1.6	-12.5	4.3	-4.3
18	14.7	23.6	-11.5	11.5
19	-14.7	-23.6	11.5	-11.5
20	28.0	28.5	-17.0	17.0
21	-28.0	-28.5	17.0	-17.0
22	81.7	13.2	-22.1	22.1
23	-81.7	-13.2	22.1	-22.1
24	115.4	-56.5	-23.3	23.3
25	-115.4	56.5	23.3	-23.3

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

-----  
PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS  
-----

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L A       E S T R U C T U R A

```

IDENTIFICACION:          MARCO B (TESIS PROFESIONAL)
REPOSABLE:              MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES
NUMERO DE BARRAS:       25
NUMERO DE NUDOS:        22
NUMERO DE COND. DE CARGA: 2
MOD. DE ELAST. GLOBAL:  1581138.83

```

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L O S       N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	16.77
2	0	0	0	1.90	16.77
3	0	0	0	10.00	16.77
4	0	0	0	11.90	16.77
5	0	0	0	0.00	13.47
6	0	0	0	1.90	13.47
7	0	0	0	10.00	13.47
8	0	0	0	11.90	13.47
9	0	0	0	0.00	10.14
10	0	0	0	1.90	10.14
11	0	0	0	10.00	10.14
12	0	0	0	11.90	10.14
13	0	0	0	0.00	6.82
14	0	0	0	1.90	6.82
15	0	0	0	10.00	6.82
16	0	0	0	11.90	6.82
17	0	0	0	0.00	2.53
18	0	0	0	1.90	2.53
19	0	0	0	10.00	2.53
20	0	0	0	11.90	2.53
21	1	1	1	0.00	0.00
22	1	1	1	11.90	0.00

## CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIPO
1	1	2	0.025	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.013	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.025	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.046	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.014	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.046	1581138.83	1.90	0
7	9	10	0.038	1581138.83	1.90	0
8	10	11	0.016	1581138.83	8.10	0
9	11	12	0.046	1581138.83	1.90	0
10	13	14	0.038	1581138.83	1.90	0
11	14	15	0.016	1581138.83	8.10	0
12	15	16	0.046	1581138.83	1.90	0
13	17	18	0.038	1581138.83	1.90	0
14	18	19	0.016	1581138.83	8.10	0
15	19	20	0.046	1581138.83	1.90	0
16	5	1	0.011	1581138.83	3.30	0
17	8	4	0.011	1581138.83	3.30	0
18	9	5	0.011	1581138.83	3.33	0
19	12	8	0.011	1581138.83	3.33	0
20	13	9	0.083	1581138.83	3.33	0
21	16	12	0.083	1581138.83	3.33	0
22	17	13	0.083	1581138.83	4.29	0
23	20	16	0.083	1581138.83	4.29	0
24	21	17	0.083	1581138.83	2.53	0
25	22	20	0.083	1581138.83	2.53	0

## FUERZAS EN LAS BARRAS PARA LA CONDICION DE CARGA 1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	5.46	0.00	1.90	0.00
2	5.46	0.00	8.10	0.00
3	5.46	0.00	1.90	0.00
4	8.18	0.00	1.90	0.00
5	8.18	0.00	8.10	0.00
6	8.18	0.00	1.90	0.00
7	8.01	0.00	1.90	0.00
8	8.01	0.00	8.10	0.00
9	8.01	0.00	1.90	0.00
10	8.18	0.00	1.90	0.00
11	8.18	0.00	8.10	0.00
11	8.92	3.30	3.30	0.00
12	8.18	0.00	1.90	0.00
13	8.18	0.00	1.90	0.00
14	8.18	0.00	8.10	0.00
14	5.43	3.30	3.30	0.00
15	8.18	0.00	1.90	0.00

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
1	9.46	0.00	-11.36
5	28.40	0.00	-25.38
8	-24.40	0.00	-23.26
9	27.60	0.00	-24.60
12	-23.60	0.00	-22.50
13	27.64	0.00	-24.51
16	-57.58	0.00	-16.16
17	27.60	0.00	-24.60
20	-24.90	0.00	-23.18

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-58.6	5.6	33.1	-22.7
2	-5.6	0.9	22.7	21.5
3	-0.9	51.7	-21.5	31.9
4	-93.2	15.4	48.7	-33.2
5	-15.4	15.2	33.2	33.1
6	-15.2	92.9	-33.1	48.7
7	-89.9	14.9	47.1	-31.8
8	-14.9	19.9	31.8	33.1
9	-19.9	97.2	-33.1	48.3
10	-105.5	28.9	48.1	-32.5
11	-28.9	33.9	32.5	33.8
12	-33.9	112.9	-33.8	49.3
13	-102.8	25.4	48.5	-32.9
14	-25.4	26.4	32.9	33.3
15	-26.5	104.5	-33.3	48.8
16	41.7	49.2	-27.6	27.6
17	41.0	51.7	-28.1	28.1
18	18.9	23.0	-12.6	12.6
19	16.6	27.5	-3.3	3.3
20	43.3	43.4	-26.1	26.1
21	35.6	57.0	-27.9	27.9
22	24.7	34.5	-13.8	13.8
23	42.4	19.8	-14.5	14.5
24	16.6	50.5	-26.6	26.6
25	31.6	37.2	-27.3	27.3



## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-9.86	0.00
8	0.00	-2.74	0.00
12	0.00	-7.68	0.00
16	0.00	-5.67	0.00
20	0.00	-4.55	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-10.7	7.3	1.8	-1.8
2	-7.3	-7.3	1.8	-1.8
3	7.3	-10.7	1.8	-1.8
4	-16.4	11.2	2.8	-2.8
5	-11.2	-11.2	2.8	-2.8
6	11.2	-16.4	2.8	-2.8
7	-25.4	17.3	4.3	-4.3
8	-17.3	-17.3	4.3	-4.3
9	17.3	-25.4	4.3	-4.3
10	24.8	16.9	4.2	-4.2
11	-16.9	-16.9	4.2	-4.2
12	16.9	-24.8	4.2	-4.2
13	-14.5	9.9	2.4	-2.4
14	-9.9	-9.9	2.4	-2.4
15	9.9	-14.5	2.4	-2.4
16	2.5	10.7	-4.0	4.0
17	-2.5	-10.7	4.0	-4.0
18	9.3	13.9	-6.9	6.9
19	-9.3	-13.9	6.9	-6.9
20	19.6	16.0	-10.7	10.7
21	-19.6	-16.0	10.7	-10.7
22	53.2	5.2	-13.6	13.6
23	-53.2	-5.2	13.6	-13.6
24	77.1	-38.6	-15.3	15.3
25	-77.1	38.6	15.3	-15.3

```

*****
*
* UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
* FACULTAD DE INGENIERIA
*
* DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
* DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

-----

PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS

-----

C A R A C T E R I S T I C A S      D E      L A      E S T R U C T U R A

IDENTIFICACION:                    MARCO C (TESIS PROFESIONAL)  
 REPOSABLE:                        MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES  
 NUMERO DE BARRAS:                20  
 NUMERO DE NUDOS:                 18  
 NUMERO DE COND. DE CARGA:        2  
 MOD. DE ELAST. GLOBAL:          1581138.83

C A R A C T E R I S T I C A S      D E      L O S      N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	12.47
2	0	0	0	1.90	12.47
3	0	0	0	10.00	12.47
4	0	0	0	11.90	12.47
5	0	0	0	0.00	9.14
6	0	0	0	1.90	9.14
7	0	0	0	10.00	9.14
8	0	0	0	11.90	9.14
9	0	0	0	0.00	5.82
10	0	0	0	1.90	5.82
11	0	0	0	10.00	5.82
12	0	0	0	11.90	5.82
13	0	0	0	0.00	2.53
14	0	0	0	1.90	2.53
15	0	0	0	10.00	2.53
16	0	0	0	11.90	2.53
17	1	1	1	0.00	0.00
18	1	1	1	11.90	0.00

-----

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L A S     B A R R A S

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIFO
1	1	2	0.043	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.014	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.043	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.038	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.011	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.043	1581138.83	1.90	0
7	9	10	0.038	1581138.83	1.90	0
8	10	11	0.011	1581138.83	8.10	0
9	11	12	0.043	1581138.83	1.90	0
10	13	14	0.038	1581138.83	1.90	0
11	14	15	0.016	1581138.83	8.10	0
12	15	16	0.043	1581138.83	1.90	0
13	5	1	0.011	1581138.83	3.33	0
14	8	4	0.011	1581138.83	3.33	0
15	9	5	0.083	1581138.83	3.33	0
16	12	8	0.083	1581138.83	3.33	0
17	13	9	0.083	1581138.83	3.29	0
18	16	12	0.083	1581138.83	3.29	0
19	17	13	0.083	1581138.83	2.53	0
20	18	16	0.083	1581138.83	2.53	0

F U E R Z A S   E N   L A S   B A R R A S   P A R A   L A   C O N D I C I O N   D E   C A R G A     1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	6.39	0.00	1.90	0.00
2	6.39	0.00	8.10	0.00
3	6.39	0.00	1.90	0.00
4	5.78	0.00	1.90	0.00
5	5.78	0.00	8.10	0.00
6	5.78	0.00	1.90	0.00
7	5.87	0.00	1.90	0.00
8	5.87	0.00	8.10	0.00
9	5.87	0.00	1.90	0.00
10	7.65	0.00	1.90	0.00
11	7.65	0.00	8.10	0.00
11	8.92	6.45	6.45	0.00
12	7.65	0.00	1.90	0.00

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
1	15.36	0.00	-16.17
4	-15.36	0.00	-16.17
5	23.80	0.00	-21.19
8	-20.30	0.00	-19.37
9	23.79	0.00	-21.19
12	-19.84	0.00	-19.11
13	23.80	0.00	-21.19
16	-20.30	0.00	-19.35

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-66.6	5.9	38.0	-25.9
2	-5.9	5.7	25.9	25.9
3	-5.7	66.4	-25.9	38.0
4	-68.4	13.4	34.5	-23.5
5	-13.4	12.9	23.5	23.4
6	-12.9	67.7	-23.4	34.3
7	-69.5	13.7	35.0	-23.8
8	-13.7	13.2	23.8	23.7
9	-13.2	68.8	-23.7	34.9
10	-96.9	25.4	44.9	-30.4
11	-25.4	30.4	30.4	31.6
12	-30.4	104.3	-31.6	46.1
13	26.4	51.2	-23.4	23.4
14	26.9	51.0	-23.4	23.4
15	18.2	18.2	-10.9	10.9
16	20.9	20.5	-12.5	12.5
17	36.5	27.5	-19.5	19.5
18	39.5	28.0	-20.5	20.5
19	24.8	36.7	-24.4	24.4
20	18.8	44.6	-25.1	25.1

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-11.52	0.00
8	0.00	-6.37	0.00
12	0.00	-6.16	0.00
16	0.00	-1.05	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-11.9	8.1	2.0	-2.0
2	-8.1	-8.1	2.0	-2.0
3	8.1	-11.9	2.0	-2.0
4	-15.0	10.2	2.5	-2.5
5	-10.2	-10.2	2.5	-2.5
6	10.2	-15.0	2.5	-2.5
7	-14.0	9.5	2.4	-2.4
8	-9.5	-9.5	2.4	-2.4
9	9.5	-14.0	2.4	-2.4
10	-12.5	8.5	2.1	-2.1
11	-8.5	-8.5	2.1	-2.1
12	8.5	-12.5	2.1	-2.1
13	5.4	11.9	-5.2	5.2
14	-5.4	-11.9	5.2	-5.2
15	18.8	9.6	-8.5	8.5
16	-18.8	-9.6	8.5	-8.5
17	46.3	-4.8	-12.6	12.6
18	-46.3	4.8	12.6	-12.6
19	65.5	-33.8	-12.6	12.6
20	-65.5	33.8	12.6	-12.6

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****
    
```

-----  
PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS  
-----

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L A       E S T R U C T U R A

```

IDENTIFICACION:          MARCO D (TESIS PROFESIONAL)
REPOSABLE:              MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES
NUMERO DE BARRAS:       20
NUMERO DE NUDOS:        18
NUMERO DE COND. DE CARGA: 2
MOD. DE ELAST. GLOBAL:  1581138.83
    
```

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L O S       N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	12.47
2	0	0	0	1.90	12.47
3	0	0	0	10.00	12.47
4	0	0	0	11.90	12.47
5	0	0	0	0.00	9.14
6	0	0	0	1.90	9.14
7	0	0	0	10.00	9.14
8	0	0	0	11.90	9.14
9	0	0	0	0.00	5.82
10	0	0	0	1.90	5.82
11	0	0	0	10.00	5.82
12	0	0	0	11.90	5.82
13	0	0	0	0.00	2.53
14	0	0	0	1.90	2.53
15	0	0	0	10.00	2.53
16	0	0	0	11.90	2.53
17	1	1	1	0.00	0.00
18	1	1	1	11.90	0.00

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L A S     B A R R A S

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIPO
1	1	2	0.025	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.013	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.025	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.025	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.013	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.025	1581138.83	1.90	0
7	9	10	0.025	1581138.83	1.90	0
8	10	11	0.013	1581138.83	8.10	0
9	11	12	0.025	1581138.83	1.90	0
10	13	14	0.025	1581138.83	1.90	0
11	14	15	0.013	1581138.83	8.10	0
12	15	16	0.025	1581138.83	1.90	0
13	5	1	0.011	1581138.83	3.33	0
14	8	4	0.011	1581138.83	3.33	0
15	9	5	0.083	1581138.83	3.33	0
16	12	8	0.083	1581138.83	3.33	0
17	13	9	0.083	1581138.83	3.29	0
18	16	12	0.083	1581138.83	3.29	0
19	17	13	0.083	1581138.83	2.53	0
20	18	16	0.083	1581138.83	2.53	0

F U E R Z A S   E N   L A S   B A R R A S   P A R A   L A   C O N D I C I O N   D E   C A R G A     1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	4.15	0.00	1.90	0.00
2	4.15	0.00	8.10	0.00
3	4.15	0.00	1.90	0.00
4	4.45	0.00	1.90	0.00
5	4.45	0.00	8.10	0.00
6	4.45	0.00	1.90	0.00
7	4.45	0.00	1.90	0.00
8	4.45	0.00	8.10	0.00
9	4.45	0.00	1.90	0.00
10	4.45	0.00	1.90	0.00
11	4.45	0.00	8.10	0.00
12	4.45	0.00	1.90	0.00

FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
1	7.50	0.00	-7.89
4	-7.50	0.00	-7.89
5	11.60	0.00	-10.35
8	-9.90	0.00	-9.46
9	11.62	0.00	-10.35
12	-9.70	0.00	-9.46
13	11.60	0.00	-10.35
16	-9.90	0.00	-9.46

ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-43.3	3.9	24.7	-16.8
2	-3.9	3.9	16.8	16.8
3	-3.9	43.3	-16.8	24.7
4	-52.2	9.9	26.5	-18.0
5	-9.9	9.9	18.0	18.0
6	-9.9	52.2	-18.0	26.5
7	-52.3	10.0	26.5	-18.0
8	-10.0	10.0	18.0	18.0
9	-10.0	52.3	-18.0	26.5
10	-52.3	9.9	26.5	-18.0
11	-9.9	9.9	18.0	18.0
12	-9.9	52.2	-18.0	26.5
13	19.2	35.8	-16.5	16.5
14	19.4	35.8	-16.6	16.6
15	20.6	21.4	-12.6	12.6
16	21.6	22.9	-13.4	13.4
17	21.5	20.0	-12.6	12.6
18	22.2	20.9	-13.1	13.1
19	10.6	19.1	-11.8	11.8
20	10.6	20.1	-12.2	12.2



## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-11.59	0.00
8	0.00	-6.07	0.00
12	0.00	-6.12	0.00
16	0.00	-1.32	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-11.1	7.6	1.9	-1.9
2	-7.6	-7.6	1.9	-1.9
3	7.6	-11.1	1.9	-1.9
4	-16.4	11.2	2.8	-2.8
5	-11.2	-11.2	2.8	-2.8
6	11.2	-16.4	2.8	-2.8
7	-15.4	10.5	2.6	-2.6
8	-10.5	-10.5	2.6	-2.6
9	10.5	-15.4	2.6	-2.6
10	-9.5	6.5	1.6	-1.6
11	-6.5	-6.5	1.6	-1.6
12	6.5	-9.5	1.6	-1.6
13	5.7	11.1	-5.1	5.1
14	-5.7	-11.1	5.1	-5.1
15	18.9	10.7	-8.9	8.9
16	-18.9	-10.7	8.9	-8.9
17	42.6	-3.5	-11.9	11.9
18	-42.6	3.5	11.9	-11.9
19	64.8	-33.1	-12.6	12.6
20	-64.8	33.1	12.6	-12.6

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO          *
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA                            *
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA *
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS                        *
*
*****

```

-----

PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS

-----

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L A     E S T R U C T U R A

```

IDENTIFICACION:          MARCO 1 (TESIS PROFESIONAL)
REPOSABLE:              MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES
NUMERO DE BARRAS:       59
NUMERO DE NUDOS:        50
NUMERO DE COND. DE CARGA:  2
MOD. DE ELAST. GLOBAL:  1581138.83

```

C A R A C T E R I S T I C A S     D E     L O S     N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	16.77
2	0	0	0	1.90	16.77
3	0	0	0	10.00	16.77
4	0	0	0	11.90	16.77
5	0	0	0	0.00	13.47
6	0	0	0	1.90	13.47
7	0	0	0	10.00	13.47
8	0	0	0	11.90	13.47
9	0	0	0	13.80	13.47
10	0	0	0	21.90	13.47
11	0	0	0	23.80	13.47
12	0	0	0	25.70	13.47
13	0	0	0	30.50	13.47
14	0	0	0	32.40	13.47
15	0	0	0	0.00	10.14
16	0	0	0	1.90	10.14
17	0	0	0	10.00	10.14

18	0	0	0	11.90	10.14
19	0	0	0	13.80	10.14
20	0	0	0	21.90	10.14
21	0	0	0	23.80	10.14
22	0	0	0	25.70	10.14
23	0	0	0	30.50	10.14
24	0	0	0	32.40	10.14
25	0	0	0	0.00	6.82
26	0	0	0	1.90	6.82
27	0	0	0	10.00	6.82
28	0	0	0	11.90	6.82
29	0	0	0	13.80	6.82
30	0	0	0	21.90	6.82
31	0	0	0	23.80	6.82
32	0	0	0	25.70	6.82
33	0	0	0	30.50	6.82
34	0	0	0	32.40	6.82
35	0	0	0	0.00	2.53
36	0	0	0	1.90	2.53
37	0	0	0	10.00	2.53
38	0	0	0	11.90	2.53
39	0	0	0	13.80	2.53
40	0	0	0	20.25	2.53
41	0	0	0	20.25	3.53
42	0	0	0	21.90	3.53
43	0	0	0	23.80	3.53
44	0	0	0	25.70	3.53
45	0	0	0	30.50	3.53
46	0	0	0	32.40	3.53
47	1	1	1	0.00	0.00
48	1	1	1	11.90	0.00
49	1	1	1	23.80	1.00
50	1	1	1	32.40	1.00

-----

CARACTERISTICAS DE LAS BARRAS

-----

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIPO
1	1	2	0.025	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.013	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.025	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.038	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.016	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.038	1581138.83	1.90	0
7	8	9	0.033	1581138.83	1.90	0
8	9	10	0.010	1581138.83	8.10	0

9	10	11	0.038	1581138.83	1.90	0
10	11	12	0.038	1581138.83	1.90	0
11	12	13	0.016	1581138.83	4.80	0
12	13	14	0.038	1581138.83	1.90	0
13	15	16	0.038	1581138.83	1.90	0
14	16	17	0.016	1581138.83	8.10	0
15	17	18	0.038	1581138.83	1.90	0
16	18	19	0.038	1581138.83	1.90	0
17	19	20	0.007	1581138.83	8.10	0
18	20	21	0.033	1581138.83	1.90	0
19	21	22	0.038	1581138.83	1.90	0
20	22	23	0.016	1581138.83	4.80	0
21	23	24	0.038	1581138.83	1.90	0
22	25	26	0.038	1581138.83	1.90	0
23	26	27	0.016	1581138.83	8.10	0
24	27	28	0.038	1581138.83	1.90	0
25	28	29	0.038	1581138.83	1.90	0
26	29	30	0.007	1581138.83	8.10	0
27	30	31	0.033	1581138.83	1.90	0
28	31	32	0.038	1581138.83	1.90	0
29	32	33	0.016	1581138.83	4.80	0
30	33	34	0.038	1581138.83	1.90	0
31	35	36	0.038	1581138.83	1.90	0
32	36	37	0.016	1581138.83	8.10	0
33	37	38	0.038	1581138.83	1.90	0
34	38	39	0.038	1581138.83	1.90	0
35	39	40	0.007	1581138.83	6.45	0
36	40	41	0.004	1581138.83	1.00	0
37	41	42	0.016	1581138.83	1.65	0
38	42	43	0.038	1581138.83	1.90	0
39	43	44	0.038	1581138.83	1.90	0
40	44	45	0.016	1581138.83	4.80	0
41	45	46	0.038	1581138.83	1.90	0
42	5	1	0.011	1581138.83	3.30	0
43	8	4	0.011	1581138.83	3.30	0
44	15	5	0.011	1581138.83	3.33	0
45	18	8	0.011	1581138.83	3.33	0
46	21	11	0.011	1581138.83	3.33	0
47	24	14	0.011	1581138.83	3.33	0
48	25	15	0.083	1581138.83	3.33	0
49	28	18	0.083	1581138.83	3.33	0
50	31	21	0.083	1581138.83	3.33	0
51	34	24	0.083	1581138.83	3.33	0
52	35	25	0.083	1581138.83	4.29	0
53	38	28	0.083	1581138.83	4.29	0
54	43	31	0.083	1581138.83	3.29	0
55	46	34	0.083	1581138.83	3.29	0
56	47	35	0.083	1581138.83	2.53	0
57	48	38	0.083	1581138.83	2.53	0
58	49	43	0.083	1581138.83	2.53	0
59	50	46	0.083	1581138.83	2.53	0

FUERZAS EN LAS BARRAS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	6.91	0.00	1.90	0.00
2	6.91	0.00	8.10	0.00
3	6.91	0.00	1.90	0.00
4	8.01	0.00	1.90	0.00
5	8.01	0.00	8.10	0.00
6	8.01	0.00	1.90	0.00
7	4.23	0.00	1.90	0.00
8	4.23	0.00	8.10	0.00
9	4.23	0.00	1.90	0.00
10	6.52	0.00	1.90	0.00
11	6.52	0.00	4.80	0.00
12	6.52	0.00	1.90	0.00
13	6.98	0.00	1.90	0.00
14	6.98	0.00	8.10	0.00
15	6.98	0.00	1.90	0.00
16	3.29	0.00	1.90	0.00
17	3.29	0.00	8.10	0.00
18	3.29	0.00	1.90	0.00
19	6.98	0.00	1.90	0.00
20	6.98	0.00	4.80	0.00
21	6.98	0.00	1.90	0.00
22	6.98	0.00	1.90	0.00
23	6.98	0.00	8.10	0.00
24	6.98	0.00	1.90	0.00
25	3.47	0.00	1.90	0.00
26	3.47	0.00	8.10	0.00
27	3.47	0.00	1.90	0.00
28	6.98	0.00	1.90	0.00
29	6.98	0.00	4.80	0.00
30	6.98	0.00	1.90	0.00
31	6.98	0.00	1.90	0.00
32	6.98	0.00	8.10	0.00
33	6.98	0.00	1.90	0.00
34	4.09	0.00	1.90	0.00
35	4.09	0.00	6.45	0.00
37	4.09	0.00	1.65	0.00
38	4.09	0.00	1.90	0.00
39	6.98	0.00	1.90	0.00
40	6.98	0.00	4.80	0.00
41	6.98	0.00	1.90	0.00

## FUERZAS EN LOS NUDDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	0.00	-1.40
5	7.11	0.00	-9.48
14	-1.59	0.00	-4.56
15	29.35	0.00	-20.24
24	-3.78	0.00	-7.85
25	78.31	0.00	-29.45
34	-3.78	0.00	-7.85
35	35.20	0.00	-22.24
46	-3.78	0.00	-7.85

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-62.0	-3.0	40.8	-27.7
2	3.0	-0.4	27.7	28.3
3	0.4	65.9	-28.3	41.4
4	-84.8	10.8	46.6	-31.4
5	-10.8	19.5	31.4	33.5
6	-19.5	97.6	-33.5	48.7
7	-51.8	11.1	25.5	-17.4
8	-11.1	8.7	17.4	16.8
9	-8.7	48.3	-16.8	24.9
10	-49.4	2.4	30.9	-18.6
11	-2.4	-11.6	18.6	12.7
12	11.6	24.4	-12.7	25.1
13	-86.3	18.4	42.4	-29.1
14	-18.4	11.8	29.1	27.5
15	-11.8	76.5	-27.5	40.7
16	-41.8	9.7	20.0	-13.8
17	-9.7	5.9	13.8	12.9
18	-5.9	36.3	-12.9	19.1
19	-50.5	2.6	31.9	-18.6
20	-2.6	-6.2	18.6	14.9
21	6.2	34.7	-14.9	28.2
22	-88.9	20.5	42.6	-29.4
23	-20.5	11.7	29.4	27.2
24	-11.7	76.0	-27.2	40.5
25	-43.6	9.8	21.1	-14.5
26	-9.8	6.3	14.5	13.6
27	-6.3	38.5	-13.6	20.2
28	-50.9	2.9	31.9	-18.6
29	-2.9	-6.2	18.6	14.9
30	6.2	34.7	-14.9	28.1

31	-84.1	17.1	41.9	-28.6
32	-17.1	14.1	28.6	27.9
33	-14.1	79.7	-27.9	41.2
34	-49.8	10.5	24.6	-16.8
35	-10.5	-12.9	16.8	9.6
36	12.9	-12.9	0.0	0.0
37	12.9	8.5	-9.6	16.3
38	-8.5	46.9	-16.3	24.1
39	-47.4	1.2	30.9	-17.6
40	-1.2	-2.8	17.7	16.9
41	2.8	38.1	-15.9	28.7
42	45.8	62.0	-32.7	32.7
43	41.8	65.9	-32.4	32.4
44	17.5	31.9	-14.9	14.9
45	7.2	3.9	-3.3	3.3
46	1.1	-1.1	0.0	0.0
47	15.3	22.8	-11.5	11.5
48	11.8	-39.5	8.3	-8.3
49	18.5	27.5	-13.8	13.8
50	-12.1	-15.3	8.2	-8.2
51	14.7	15.7	-9.1	9.1
52	25.8	-1.3	-5.7	5.7
53	-2.3	14.0	-2.7	2.7
54	11.9	0.3	-3.7	3.7
55	4.6	16.1	-6.3	6.3
56	29.5	23.1	-2.5	2.5
57	-2.5	27.6	-9.9	9.9
58	-10.5	11.4	-0.4	0.4
59	-0.8	29.8	-11.5	11.5

FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOHENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-10.59	0.00
14	0.00	-13.63	0.00
24	0.00	-12.85	0.00
34	0.00	-7.36	0.00
46	0.00	-8.75	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-10.0	6.8	1.7	-1.7
2	-6.8	-7.1	1.7	-1.7
3	7.1	10.4	1.7	-1.7
4	-12.5	8.6	2.1	-2.1
5	-8.6	-8.0	2.1	-2.1
6	8.0	-11.9	2.1	-2.1
7	-6.3	4.4	1.0	-1.0
8	-4.4	-3.7	1.0	-1.0
9	3.7	-5.6	1.0	-1.0
10	-11.9	6.4	2.9	-2.9
11	-6.4	-7.6	2.9	-2.9
12	7.6	-13.1	2.9	-2.9
13	-16.7	11.4	2.8	-2.8
14	-11.4	-11.3	2.8	-2.8
15	11.3	-16.6	2.8	-2.8
16	-7.2	4.9	1.2	-1.2
17	-4.9	-4.7	1.2	-1.2
18	4.7	-7.0	1.2	-1.2
19	-21.5	11.9	5.0	-5.0
20	-11.9	-12.1	5.0	-5.0
21	12.1	-21.6	5.0	-5.0
22	-14.7	10.0	2.5	-2.5
23	-10.0	-9.9	2.5	-2.5
24	9.9	-14.6	2.5	-2.5
25	-6.8	4.6	1.2	-1.2
26	-4.6	-4.9	1.2	-1.2
27	4.9	-7.1	1.2	-1.2
28	-23.1	12.9	5.4	-5.4
29	-12.9	-12.9	5.4	-5.4
30	12.9	-23.2	5.4	-5.4
31	-8.9	6.1	1.5	-1.5
32	-6.1	-6.1	1.5	-1.5
33	6.1	-8.9	1.5	-1.5
34	-4.2	2.8	0.7	-0.7
35	-2.8	-1.9	0.7	-0.7
36	1.9	-1.9	0.0	0.0
37	1.9	-3.1	0.7	-0.7
38	3.1	-4.5	0.7	-0.7
39	-15.0	8.4	3.5	-3.5
40	-8.4	-8.4	3.5	-3.5
41	8.4	-15.0	3.5	-3.5
42	4.8	4.5	-4.5	4.5
43	-7.2	-10.4	5.3	-5.3
44	4.9	7.8	-3.8	3.8
45	-6.9	-11.0	5.1	-5.1



46	-11.4	-17.5	9.6	-9.6
47	-8.9	-13.1	6.6	-6.6
48	24.4	11.8	-10.9	10.9
49	-28.7	-16.9	13.7	13.7
50	-9.7	-17.1	20.0	20.0
51	-5.8	-12.7	5.6	-5.6
52	17.2	9.7	-6.3	6.3
53	-19.3	-7.3	6.2	-6.2
54	-56.3	-20.5	23.3	-23.3
55	-53.7	-17.4	21.6	-21.6
56	63.2	-8.3	-21.7	21.7
57	-64.2	6.2	22.9	-22.9
58	-48.9	36.8	4.8	-4.8
59	-48.0	38.7	3.7	-3.7

---

```

*****
*
*          UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
*
*          FACULTAD DE INGENIERIA
*
*          DIVISION DE INGENIERIA CIVIL, TOPOGRAFICA Y GEODESICA
*
*          DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS
*
*****

```

-----

PROGRAMA PARA ANALISIS DE MARCOS Y ARMADURAS PLANAS

-----

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L A       E S T R U C T U R A

```

IDENTIFICACION:          MARCO 2 (TESIS PROFESIONAL)
RESPONSABLE:            MIGUEL A. RODRIGUEZ Y CARLOS FLORES
NUMERO DE BARRAS:       58
NUMERO DE NUDOS:        49
NUMERO DE COND. DE CARGA: 2
MOD. DE ELAST. GLOBAL: 1581138.83

```

C A R A C T E R I S T I C A S       D E       L O S       N U D O S

NUDO	GIRO	DES. X	DES. Y	COORDENADA X	COORDENADA Y
1	0	0	0	0.00	16.77
2	0	0	0	1.90	16.77
3	0	0	0	10.00	16.77
4	0	0	0	11.90	16.77
5	0	0	0	0.00	13.47
6	0	0	0	1.90	13.47
7	0	0	0	10.00	13.47
8	0	0	0	11.90	13.47
9	0	0	0	13.80	13.47
10	0	0	0	21.90	13.47
11	0	0	0	23.80	13.47
12	0	0	0	25.70	13.47
13	0	0	0	30.50	13.47
14	0	0	0	32.40	13.47
15	0	0	0	0.00	10.14
16	0	0	0	1.90	10.14
17	0	0	0	10.00	10.14

18	0	0	0	11.90	10.14
19	0	0	0	13.80	10.14
20	0	0	0	21.90	10.14
21	0	0	0	23.80	10.14
22	0	0	0	25.70	10.14
23	0	0	0	30.50	10.14
24	0	0	0	32.40	10.14
25	0	0	0	0.00	6.82
26	0	0	0	1.90	6.82
27	0	0	0	10.00	6.82
28	0	0	0	11.90	6.82
29	0	0	0	13.80	6.82
30	0	0	0	21.90	6.82
31	0	0	0	23.80	6.82
32	0	0	0	25.70	6.82
33	0	0	0	30.50	6.82
34	0	0	0	32.40	6.82
35	0	0	0	0.00	2.53
36	0	0	0	1.90	2.53
37	0	0	0	10.00	2.53
38	0	0	0	11.90	2.53
39	0	0	0	13.80	2.53
40	0	0	0	13.80	3.53
41	0	0	0	21.90	3.53
42	0	0	0	23.80	3.53
43	0	0	0	25.70	3.53
44	0	0	0	30.50	3.53
45	0	0	0	32.40	3.53
46	1	1	1	0.00	0.00
47	1	1	1	11.90	0.00
48	1	1	1	23.80	1.00
49	1	1	1	32.40	1.00

C A R A C T E R I S T I C A S   D E   L A S   B A R R A S

BARRA	EXT. A	EXT. B	M. INERCIA	MOD. ELAST.	LONGT.	TIPO
1	1	2	0.025	1581138.83	1.90	0
2	2	3	0.013	1581138.83	8.10	0
3	3	4	0.025	1581138.83	1.90	0
4	5	6	0.038	1581138.83	1.90	0
5	6	7	0.016	1581138.83	8.10	0
6	7	8	0.038	1581138.83	1.90	0
7	8	9	0.033	1581138.83	1.90	0
8	9	10	0.010	1581138.83	8.10	0

9	10	11	0.038	1581138.83	1.90	0
10	11	12	0.038	1581138.83	1.90	0
11	12	13	0.016	1581138.83	4.80	0
12	13	14	0.038	1581138.83	1.90	0
13	15	16	0.038	1581138.83	1.90	0
14	16	17	0.016	1581138.83	8.10	0
15	17	18	0.038	1581138.83	1.90	0
16	18	19	0.038	1581138.83	1.90	0
17	19	20	0.010	1581138.83	8.10	0
18	20	21	0.033	1581138.83	1.90	0
19	21	22	0.038	1581138.83	1.90	0
20	22	23	0.016	1581138.83	4.80	0
21	23	24	0.038	1581138.83	1.90	0
22	25	26	0.038	1581138.83	1.90	0
23	26	27	0.016	1581138.83	8.10	0
24	27	28	0.038	1581138.83	1.90	0
25	28	29	0.038	1581138.83	1.90	0
26	29	30	0.010	1581138.83	8.10	0
27	30	31	0.033	1581138.83	1.90	0
28	31	32	0.038	1581138.83	1.90	0
29	32	33	0.016	1581138.83	4.80	0
30	33	34	0.038	1581138.83	1.90	0
31	35	36	0.038	1581138.83	1.90	0
32	36	37	0.016	1581138.83	8.10	0
33	37	38	0.038	1581138.83	1.90	0
34	38	39	0.038	1581138.83	1.90	0
35	39	40	0.004	1581138.83	1.00	0
36	40	41	0.010	1581138.83	8.10	0
37	41	42	0.038	1581138.83	1.90	0
38	42	43	0.038	1581138.83	1.90	0
39	43	44	0.016	1581138.83	4.80	0
40	44	45	0.038	1581138.83	1.90	0
41	5	1	0.011	1581138.83	3.30	0
42	8	4	0.011	1581138.83	3.30	0
43	15	5	0.011	1581138.83	3.33	0
44	18	8	0.011	1581138.83	3.33	0
45	21	11	0.011	1581138.83	3.33	0
46	24	14	0.011	1581138.83	3.33	0
47	25	15	0.083	1581138.83	3.33	0
48	28	18	0.083	1581138.83	3.33	0
49	31	21	0.083	1581138.83	3.33	0
50	34	24	0.083	1581138.83	3.33	0
51	35	25	0.083	1581138.83	4.29	0
52	38	28	0.083	1581138.83	4.29	0
53	42	31	0.083	1581138.83	3.29	0
54	45	34	0.083	1581138.83	3.29	0
55	46	35	0.083	1581138.83	2.53	0
56	47	38	0.083	1581138.83	2.53	0
57	48	42	0.083	1581138.83	2.53	0
58	49	45	0.083	1581138.83	2.53	0

---

## FUERZAS EN LAS BARRAS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	CARGA	INICIA	TERMINA	ALFA
1	5.46	0.00	1.90	0.00
2	5.46	0.00	8.10	0.00
3	5.46	0.00	1.90	0.00
4	8.01	0.00	1.90	0.00
5	8.01	0.00	8.10	0.00
6	8.01	0.00	1.90	0.00
7	4.23	0.00	1.90	0.00
8	4.23	0.00	8.10	0.00
9	4.23	0.00	1.90	0.00
10	6.52	0.00	1.90	0.00
11	6.52	0.00	4.80	0.00
12	6.52	0.00	1.90	0.00
13	6.98	0.00	1.90	0.00
14	6.98	0.00	8.10	0.00
15	6.98	0.00	1.90	0.00
16	4.54	0.00	1.90	0.00
17	4.54	0.00	8.10	0.00
18	4.54	0.00	1.90	0.00
19	6.98	0.00	1.90	0.00
20	6.98	0.00	4.80	0.00
21	6.98	0.00	1.90	0.00
22	6.98	0.00	1.90	0.00
23	6.98	0.00	8.10	0.00
24	6.98	0.00	1.90	0.00
25	4.81	0.00	1.90	0.00
26	4.81	0.00	8.10	0.00
27	4.81	0.00	1.90	0.00
28	6.98	0.00	1.90	0.00
29	6.98	0.00	4.80	0.00
30	6.98	0.00	1.90	0.00
31	6.98	0.00	1.90	0.00
32	6.98	0.00	8.10	0.00
33	6.98	0.00	1.90	0.00
34	5.87	0.00	1.90	0.00
36	5.87	0.00	8.10	0.00
36	8.92	4.05	4.05	0.00
37	5.87	0.00	1.90	0.00
38	6.98	0.00	1.90	0.00
39	6.98	0.00	4.80	0.00
40	6.98	0.00	1.90	0.00

## FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
5	7.11	0.00	-9.48
14	-1.59	0.00	-4.56
15	29.35	0.00	-20.24
24	-3.78	0.00	-7.85
25	80.70	0.00	-30.05
34	-3.78	0.00	-7.85
35	35.20	0.00	-22.40
45	-3.78	0.00	-7.85

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 1

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-51.6	0.4	32.2	-21.8
2	-0.4	3.0	21.8	22.4
3	-3.0	55.5	-22.4	32.8
4	-84.1	10.1	46.6	-31.4
5	-10.1	18.9	31.4	33.5
6	-18.9	97.1	-33.5	48.8
7	-52.4	11.6	25.5	-17.5
8	-11.6	8.7	17.5	16.8
9	-8.7	48.2	-16.8	24.8
10	-49.0	2.1	30.9	-18.5
11	-2.1	-11.5	18.5	12.8
12	11.5	24.6	-12.8	25.2
13	-85.8	18.1	42.2	-28.9
14	-18.1	12.4	28.9	27.6
15	-12.4	77.4	-27.6	40.8
16	-57.4	13.1	27.6	-19.0
17	-13.1	8.0	19.0	17.8
18	-8.0	49.9	-17.8	26.4
19	-51.1	3.0	31.9	-18.7
20	-3.0	-6.2	18.7	14.8
21	6.2	34.5	-14.8	28.1
22	-88.7	20.4	42.6	-29.3
23	-20.4	11.9	29.3	27.2
24	-11.9	76.2	-27.2	40.5
25	-60.4	13.6	29.2	-20.1
26	-13.6	8.7	20.1	18.9
27	-8.7	53.3	-18.9	28.0
28	-50.9	2.9	31.4	-18.6
29	-2.9	-6.2	18.6	14.9
30	6.2	34.7	-14.9	28.1

31	-83,6	16,8	41,8	-28,5
32	-16,8	14,9	28,5	28,0
33	-14,9	80,7	-28,0	41,3
34	-84,4	19,5	39,7	-28,6
35	-19,5	19,5	0,0	0,0
36	-19,5	16,8	28,6	27,9
37	-16,8	80,4	-27,9	39,1
38	-48,5	1,7	31,3	-18,0
39	-1,7	-4,4	18,0	15,5
40	4,4	37,6	-15,5	28,8
41	42,6	51,6	-28,5	28,5
42	38,8	55,5	-28,6	28,6
43	18,6	34,4	-15,9	15,9
44	6,9	5,9	-3,8	3,8
45	2,3	-0,8	-4,5	4,5
46	15,4	23,0	-11,5	11,5
47	10,0	37,9	-15,0	15,0
48	9,8	13,0	-6,9	6,9
49	-4,5	-3,5	2,4	-2,4
50	15,0	15,4	-9,1	9,1
51	25,3	-1,9	-5,5	5,5
52	10,6	6,0	-3,9	3,9
53	-0,6	-6,9	2,3	-2,3
54	4,5	15,9	-6,2	6,2
55	29,1	23,1	-20,7	20,7
56	-12,3	6,9	2,1	-2,1
57	-0,1	31,3	-12,4	12,4
58	-0,5	29,4	-11,4	11,4

FUERZAS EN LOS NUDOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

NUDO	MOMENTO	F. HOR.	F. VERT.
4	0.00	-7.75	0.00
14	0.00	-15.79	0.00
24	0.00	-15.24	0.00
34	0.00	-14.87	0.00
45	0.00	-0.92	0.00

## ELEMENTOS MECANICOS PARA LA CONDICION DE CARGA # 2

BARRA	MOMENTO-A	MOMENTO-B	CORTANTE-A	CORTANTE-B
1	-8.3	5.6	1.4	-1.4
2	-5.6	-5.9	1.4	-1.4
3	5.9	-8.6	1.4	-1.4
4	-11.9	8.2	1.9	-1.9
5	-8.2	-7.6	1.9	-1.9
6	7.6	-11.3	1.9	-1.9
7	-6.1	4.3	1.0	-1.0
8	-4.3	-3.6	1.0	-1.0
9	3.6	-5.4	1.0	-1.0
10	-11.9	6.2	2.8	-2.8
11	-6.2	-7.4	2.8	-2.8
12	7.4	-12.7	2.8	-2.8
13	-16.3	11.1	2.7	-2.7
14	-11.1	-10.9	2.7	-2.7
15	10.9	-16.1	2.7	-2.7
16	-9.8	6.7	1.6	-1.6
17	-6.7	-6.5	1.6	-1.6
18	6.5	-9.6	1.6	-1.6
19	-20.8	11.6	4.9	-4.9
20	-11.6	-11.8	4.9	-4.9
21	11.8	-21.0	4.9	-4.9
22	-14.4	9.8	2.4	-2.4
23	-9.8	-9.7	2.4	-2.4
24	9.7	-14.3	2.4	-2.4
25	-9.4	6.3	1.6	-1.6
26	-6.3	-6.7	1.6	-1.6
27	6.7	-9.8	1.6	-1.6
28	-22.7	12.7	5.3	-5.3
29	-12.7	-12.7	5.3	-5.3
30	12.7	-22.8	5.3	-5.3
31	-8.9	6.1	1.5	-1.5
32	-6.1	-6.0	1.5	-1.5
33	6.1	-8.8	1.5	-1.5
34	-5.9	3.9	1.0	-1.0
35	-3.9	3.9	0.0	0.0
36	-3.9	-4.4	1.0	-1.0
37	4.4	-6.3	1.0	-1.0
38	-14.8	8.3	3.5	-3.5
39	-8.3	-8.3	3.5	-3.5
40	8.3	-14.9	3.5	-3.5
41	3.9	8.3	-3.7	3.7
42	-6.1	-8.6	4.5	-4.5
43	4.7	8.0	-3.8	3.8
44	-7.1	-11.2	5.5	-5.5
45	-11.2	-17.0	8.5	-8.5



46	-8.6	-12.7	6.4	-6.4
47	23.2	11.3	-10.4	10.4
48	-29.3	-18.8	14.5	-14.5
49	-10.4	-19.1	8.9	-8.9
50	-4.7	-12.4	5.1	-5.1
51	17.0	-8.9	-1.9	1.9
52	-19.9	5.6	3.3	-3.3
53	-56.6	-22.1	23.9	-23.9
54	-53.0	-18.1	21.6	-21.6
55	63.0	-8.1	-21.7	21.7
56	-64.4	5.2	23.4	-23.4
57	-49.3	35.5	5.5	-5.5
58	-48.0	38.1	3.9	-3.9

---

### Desplazamientos de la Estructura.

El programa de computadora que se usó para el análisis de los marcos permite obtener los desplazamientos de todos los nudos de la estructura, tanto horizontales como verticales.

Como es lógico suponer son los desplazamientos horizontales los que permiten visualizar el comportamiento de la estructura bajo la condición de carga 2, carga sísmica, -- siendo ésta la que provoca los mayores desplazamientos.

Estos desplazamientos serán particularmente útiles --- cuando se trate de justificar el adecuado comportamiento - de la escalera helicoidal que estará apoyada en el primero y segundo nivel.

A continuación se presenta un resumen solo de los ---- desplazamientos horizontales relativos del edificio con la finalidad de evitar anexar todos los listados de computado ra.

\*\*\*\*\*  
 DESPLAZAMIENTOS DE ENTREPISO  
 \*\*\*\*\*

MARCO	ENTREPISO	DESPLAZAMIENTO (cm)
1	1	0.108565
	2	0.396274
	3	0.424964
	4	0.448612
	5	0.325985
2	1	0.108118
	2	0.391951
	3	0.415477
	4	0.435793
	5	0.308116
A	1	0.231796
	2	1.056296
	3	0.956805
	4	0.978276
	5	0.521234
B	1	0.155503
	2	0.711143
	3	0.660917
	4	0.695256
	5	0.432781
C	1	0.132885
	2	0.446359
	3	0.567660
	4	0.556498
D	1	0.131228
	2	0.430142
	3	0.541040
	4	0.540954

Parte fundamental de la utilización de programas de computadora para el cálculo de estructuras, es la correcta interpretación que se le da a los resultados que se obtienen de esos programas.

Para este caso los resultados obtenidos se han plasmado en forma esquemática en las figuras 8.1 a 8.2 (momentos debidos a efectos gravitacionales, condición 1) y de 9.1 a 9.6 (momentos debidos a efectos sísmicos, condición 2) que a continuación se presentan.

Es importante hacer notar que se ha tomado el efecto de "nudo sobre barra" para representar los resultados, lo que permite visualizar fácilmente el signo de los elementos mecánicos que obran en cada elemento.

Por otro lado, a pesar de que las barras horizontales se dividieron en 3 segmentos debido a la variación de la inercia, solo se indican los resultados en los extremos de cada barra horizontal.

\*\*\*\*\* MARCO "1"

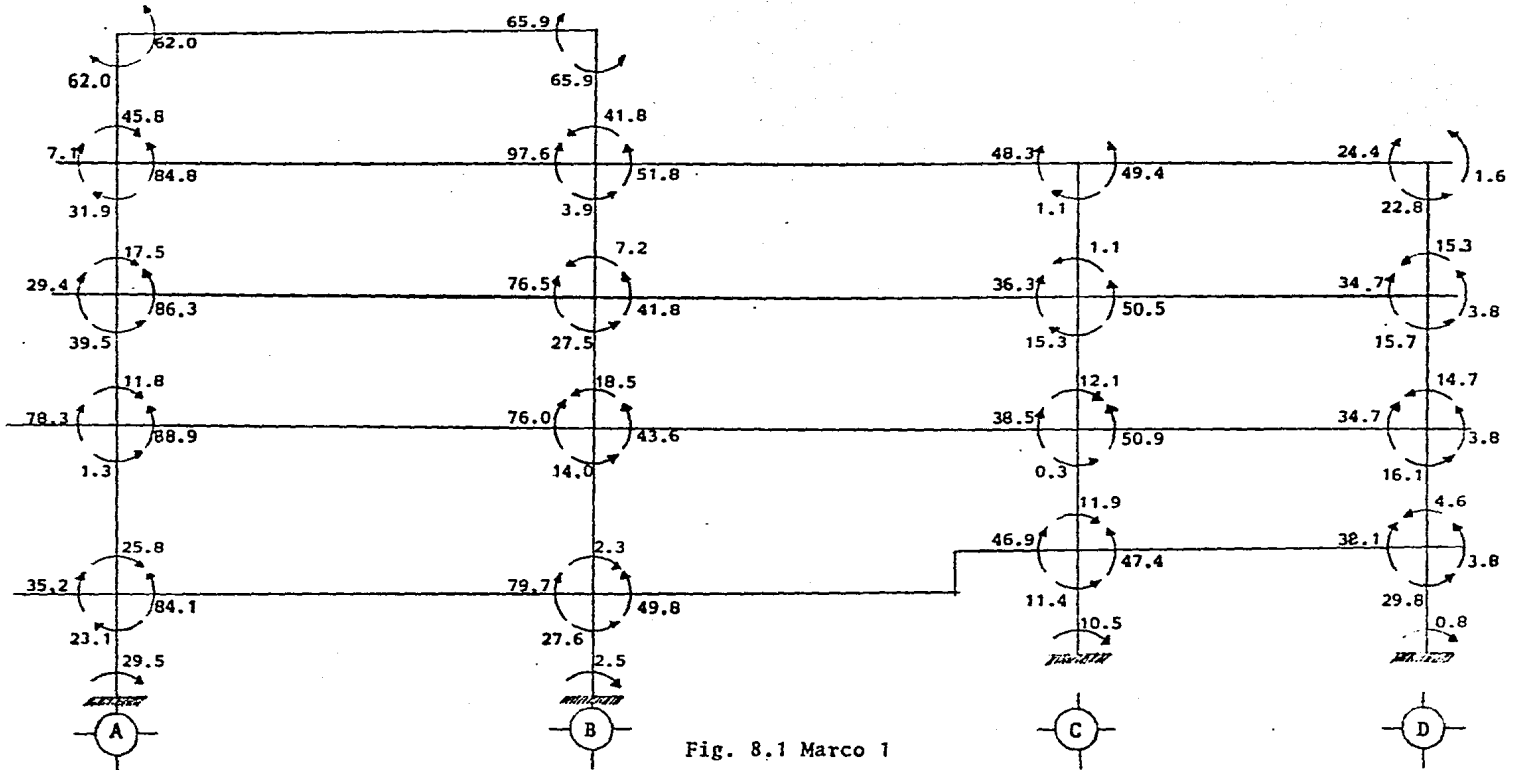


Fig. 8.1 Marco 1

\*\*\*\*\* MARCO "1"

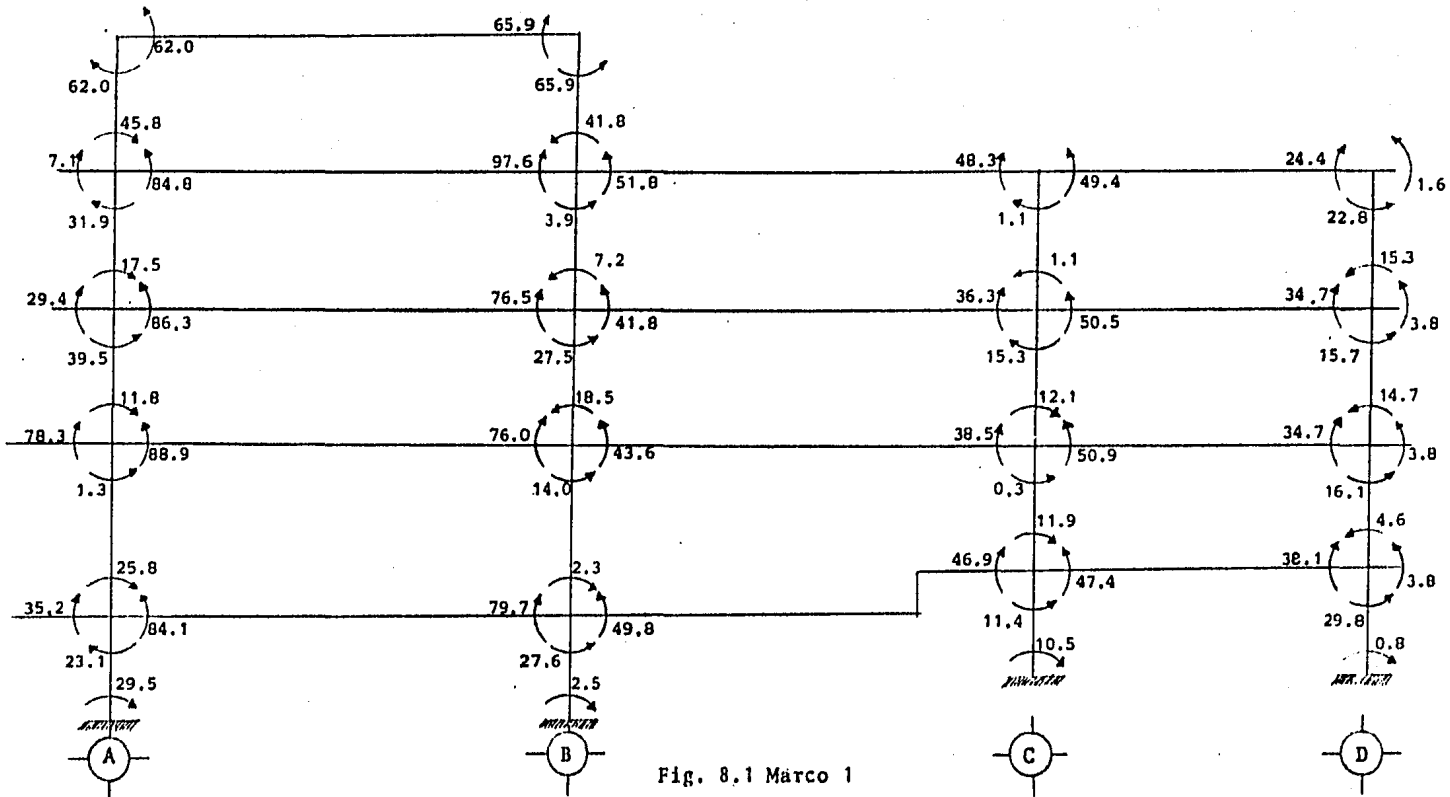


Fig. 8.1 Marco 1

\*\*\*\*\* MARCO "2"

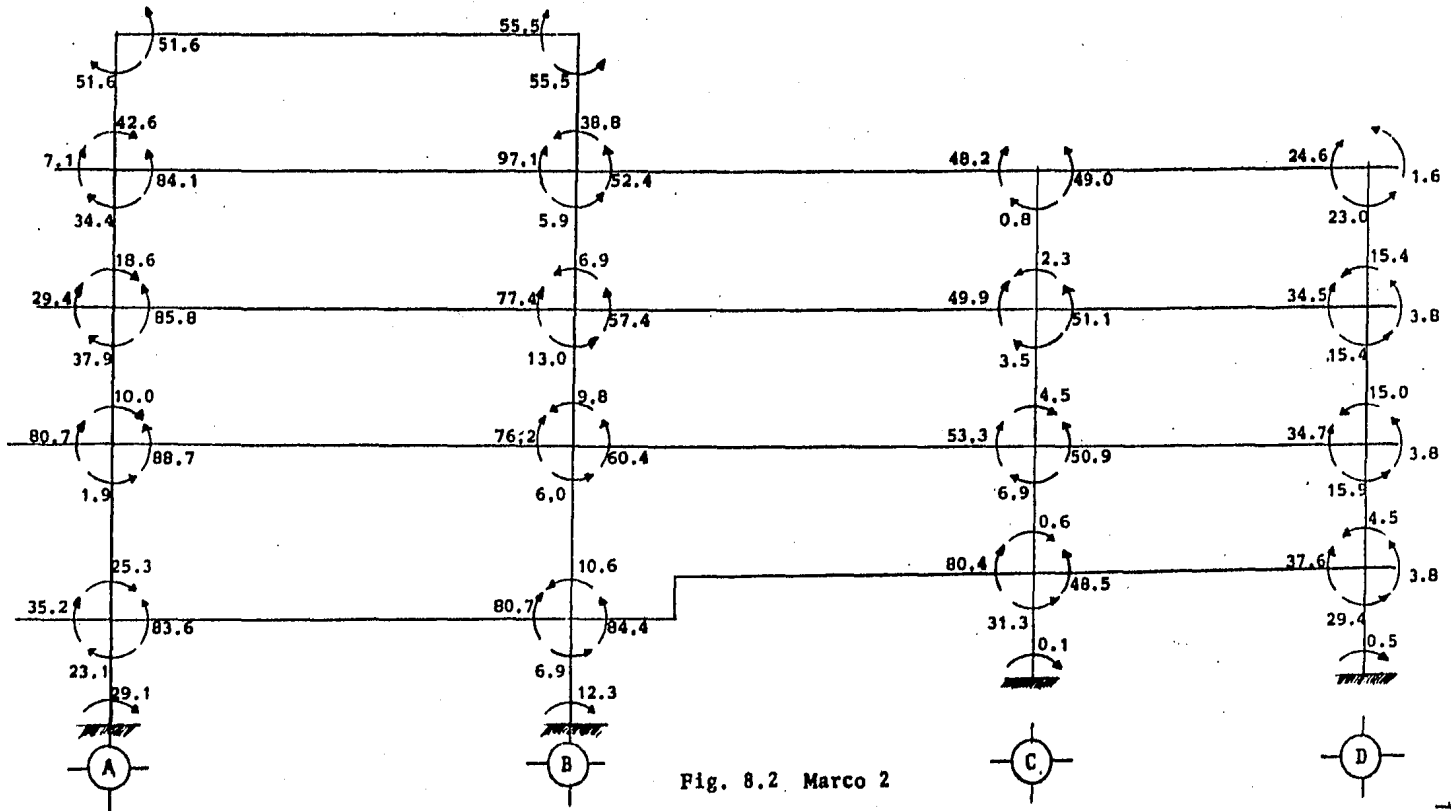


Fig. 8.2 Marco 2

\*\*\*\*\* MARCO "A"

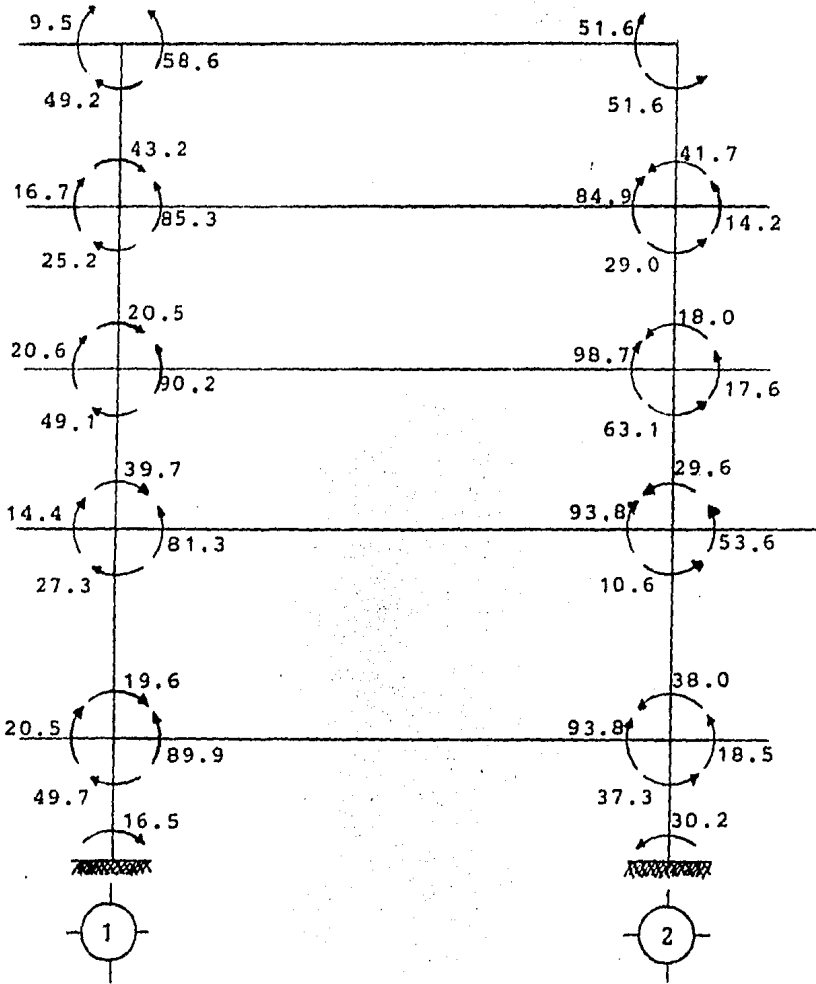


Fig. 8.3 Marco A



\*\*\*\*\* MARCO "B"

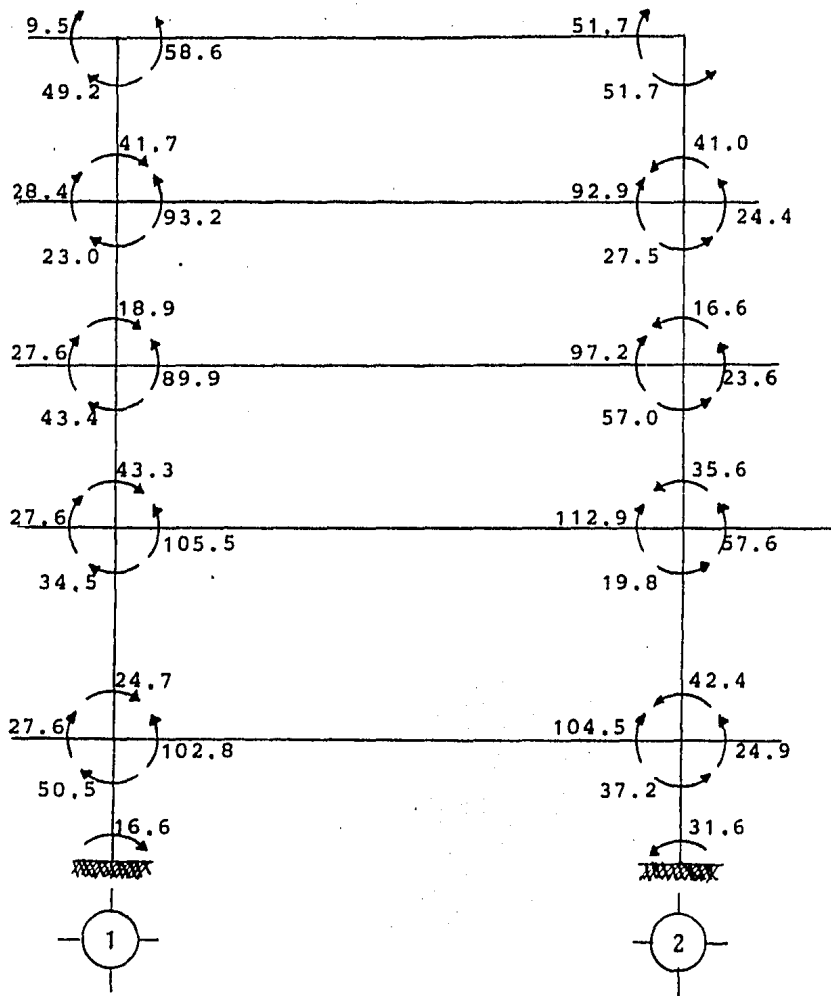


Fig. 8.4 Marco B

\*\*\*\*\* MARCO "C"

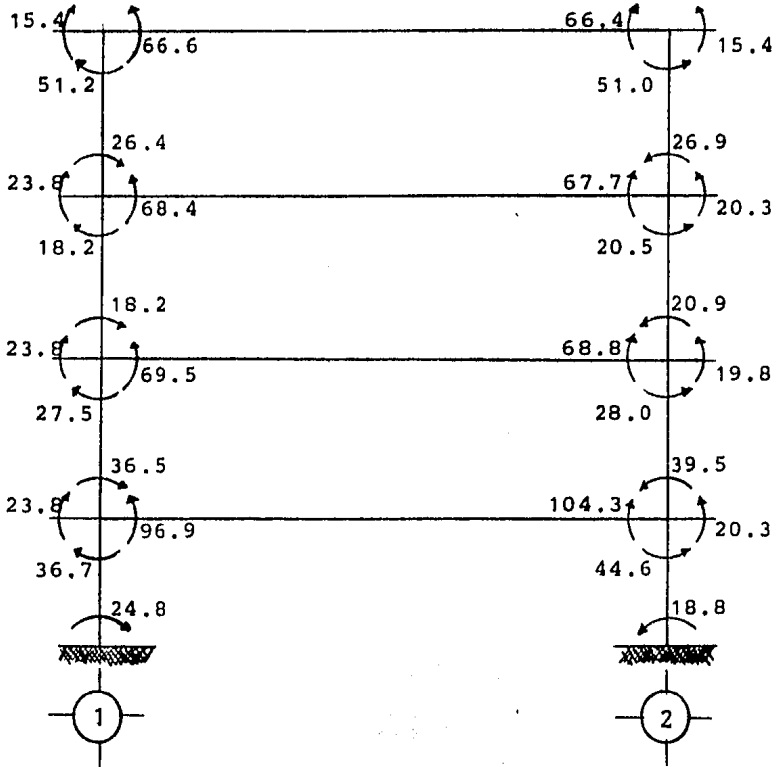


Fig. 8.5 Marco C

\*\*\*\*\* MARCO "D"

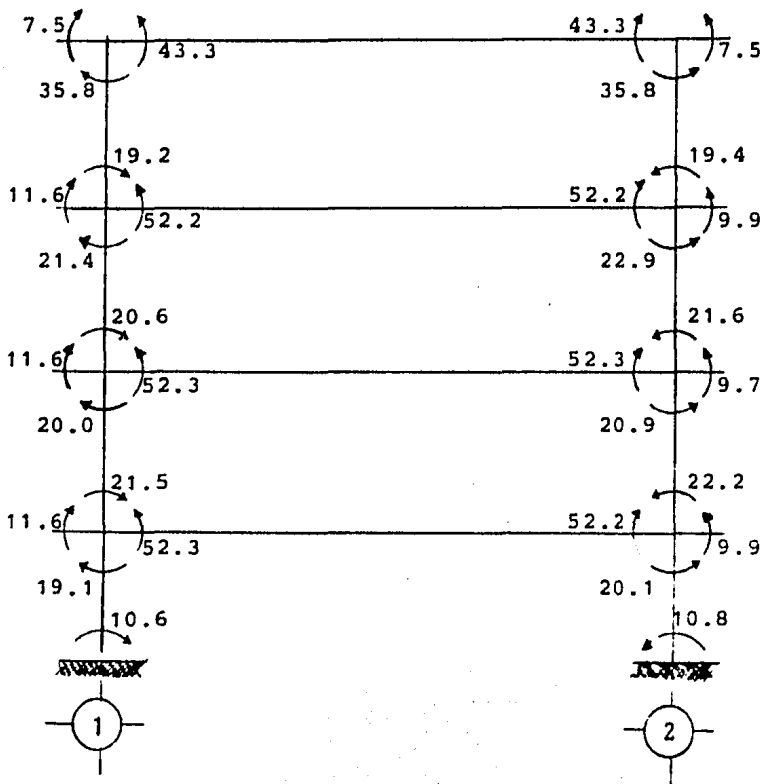


Fig. 8.6 Marco D

\*\*\*\*\* MARCO "1"

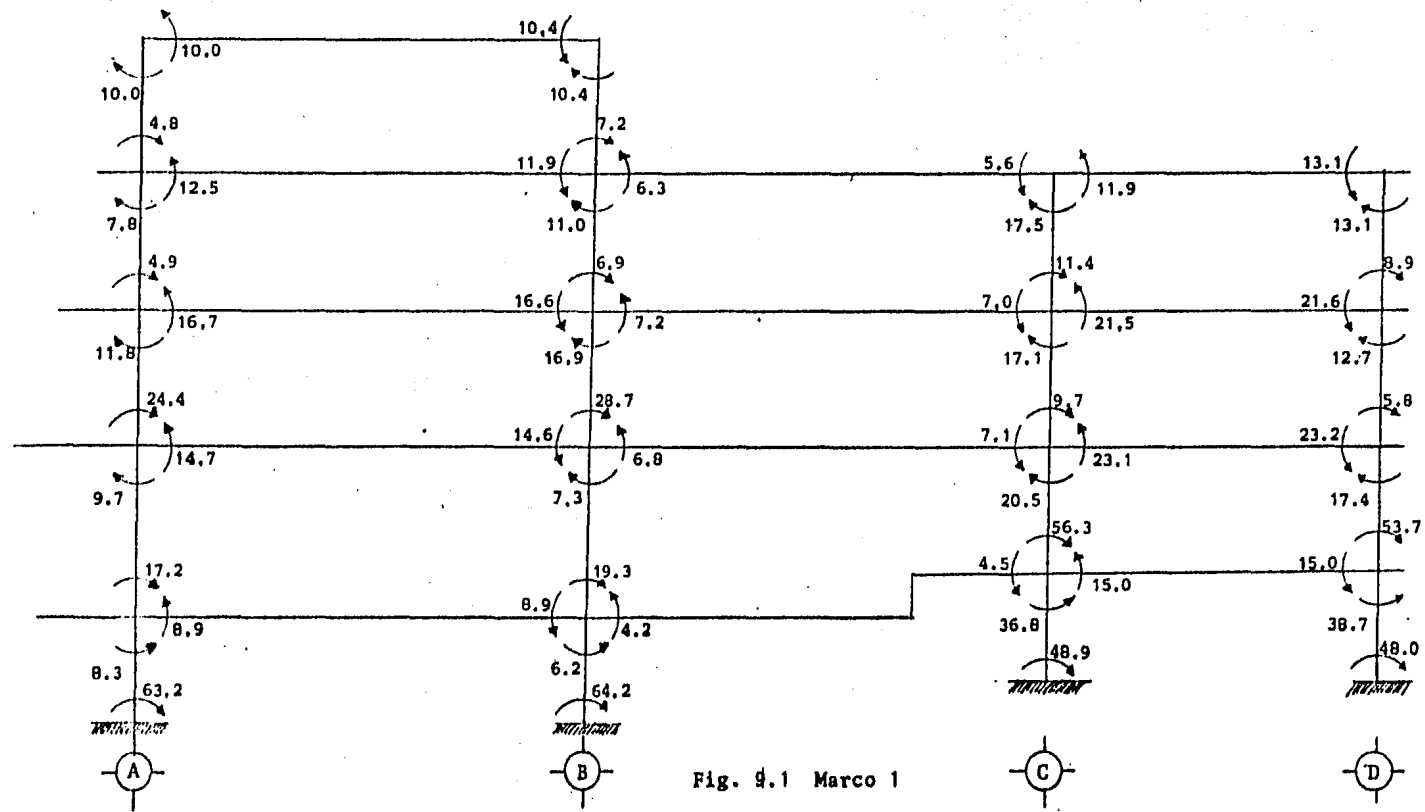


Fig. 9.1 Marco 1

\*\*\*\*\* MARCO "2"

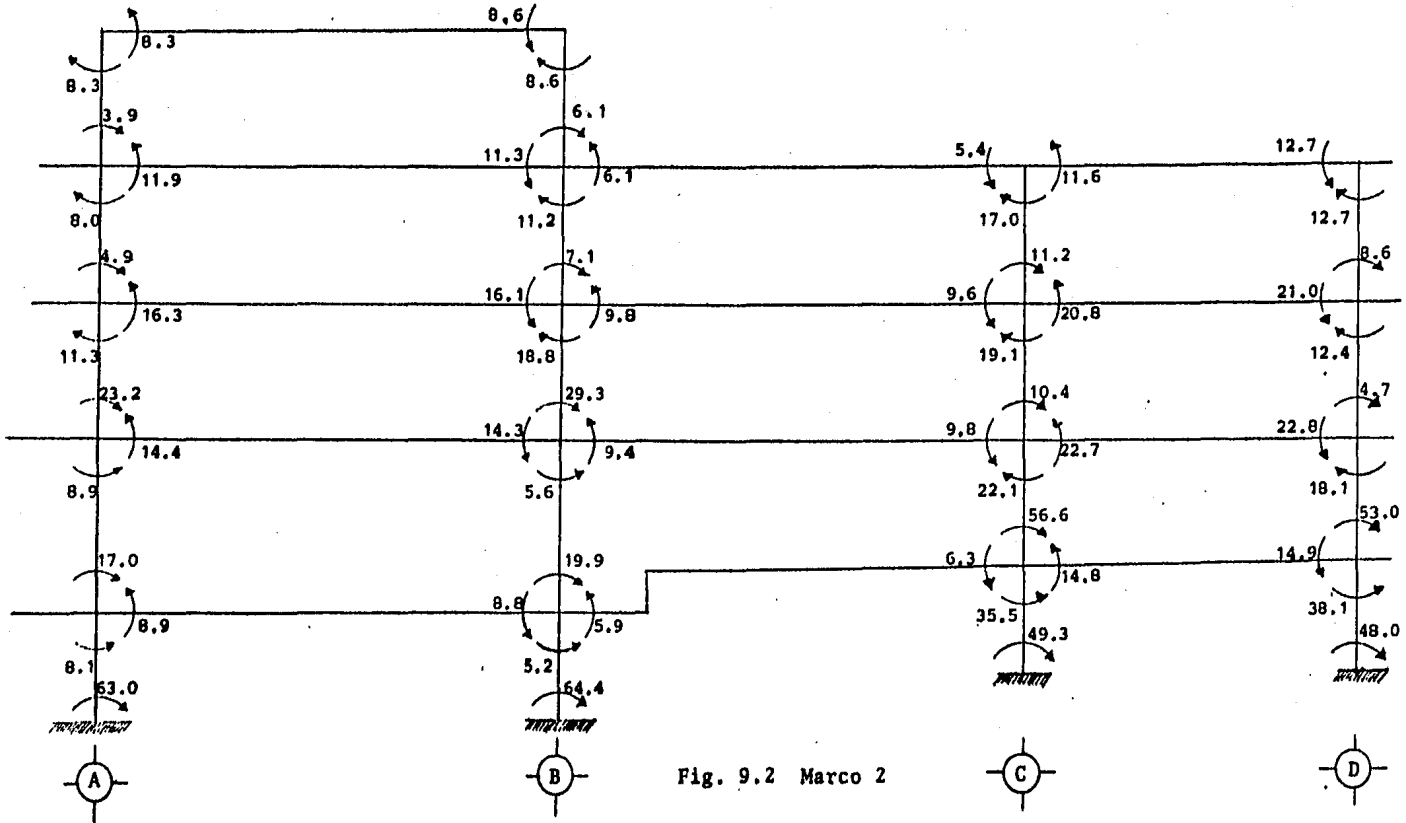


Fig. 9.2 Marco 2

\*\*\*\*\* MARCO "A"

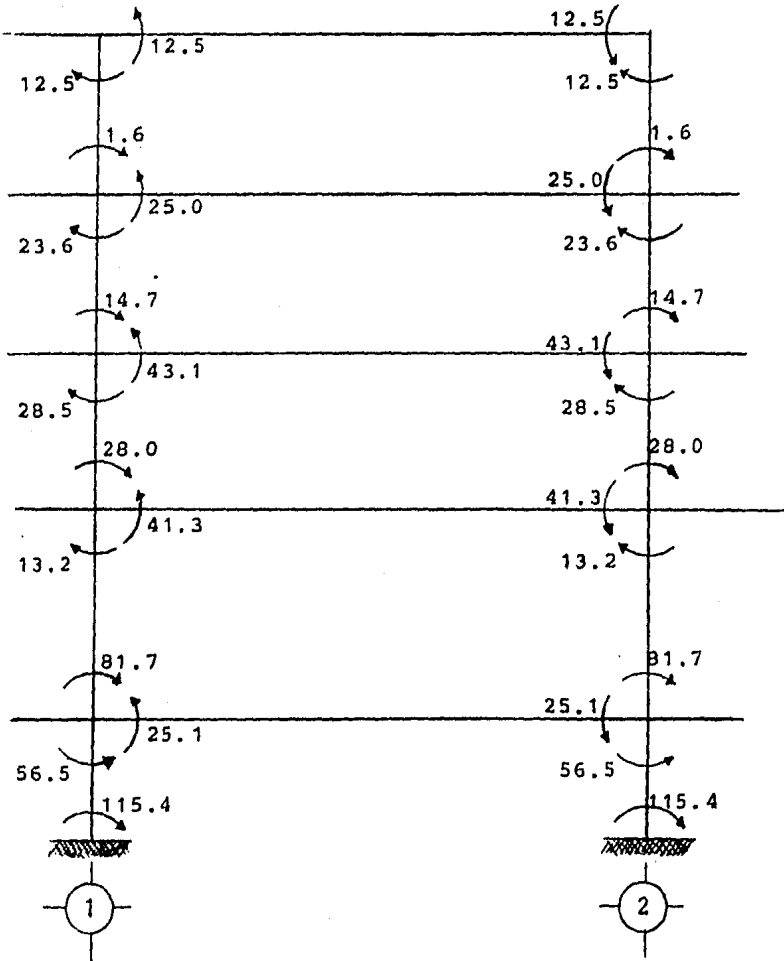


Fig. 9.3 Marco A

\*\*\*\*\* MARCO "B"

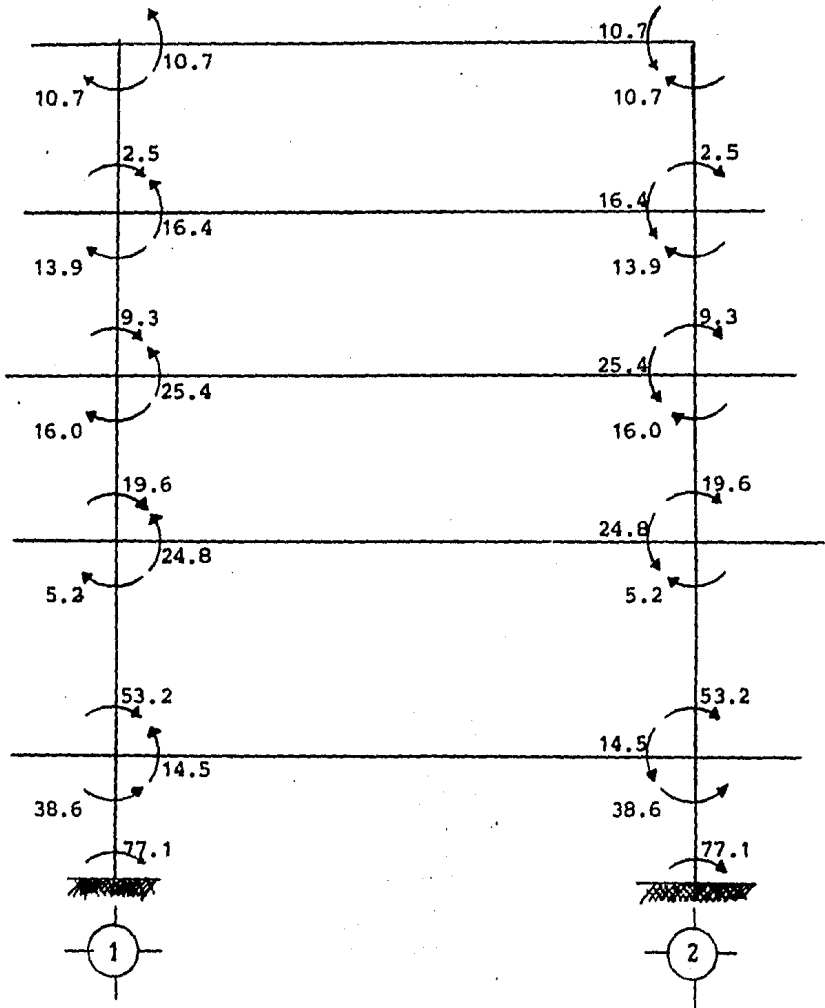


Fig. 9.4 Marco B

\*\*\*\*\* MARCO "C"

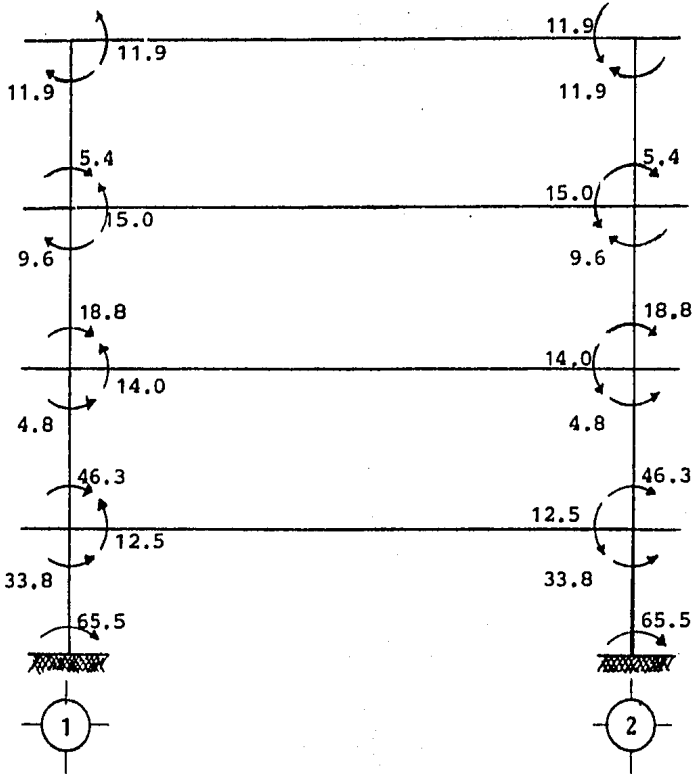


Fig. 9.5 Marco C



\*\*\*\*\* MARCO "D"

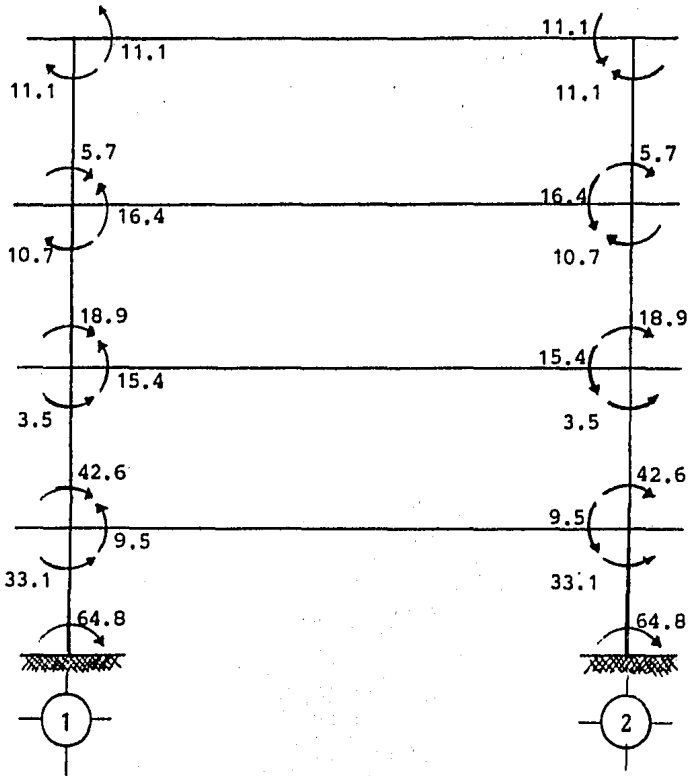


Fig. 9.6 Marco D

C A P I T U L O     I I I

DISEÑO    ESTRUCTURAL

## CAPITULO III

### DISEÑO ESTRUCTURAL

#### III.1 DISEÑO DE LOSA DE ENTREPISO

Para el diseño de las losas de éste proyecto se siguieron las recomendaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

En éste tema se detalla el diseño de la losa de entrepiso del marco 1 entre los ejes A y B en el segundo nivel, procediendo de manera similar para el entrepiso completo.

El primer aspecto a considerar en el diseño de losas es el cálculo de deflexiones en tableros interiores. Para poder omitir éste cálculo, el Reglamento indica que el peralte mínimo de una losa debe ser mayor que:

$$d \geq kL(1 - 2c/3L)$$

donde: L = es el claro mayor del tablero,  
c = dimension de la columna o capitel paralela a L,  
k = es el coeficiente que se calcula conforme a lo siguiente:

$$\text{Losas con ábacos: } k = 0.0006 \sqrt{f_s w} \geq 0.02$$

$$\text{Losas sin ábacos: } k = 0.00075 \sqrt{f_s w} \geq 0.025$$

donde:  $f_s$  = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en kg/cm<sup>2</sup>; (puede suponerse igual a 0.6fy),

w = es la carga en condiciones de servicio en kg/m<sup>2</sup>

Los valores obtenidos con ésta expresión deben aumentar se 20% en tableros exteriores y losas aligeradas.

En ningún caso el espesor de la losa, h, será menor de 10 cm, si existe ábaco, o menor de 13 cm si no existe.

Para el caso que nos ocupa:

$$w = 890 \text{ kg/m}^2$$

$$f_s = 0.6f_y = 2,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{sustituyendo: } k = 0.00075 \sqrt{2,400 \times 890} = 0.0287 \geq 0.025$$

$$\text{además: } c = 380 \text{ cm (dimensión del capitel)}$$

$$L = 11.90 \text{ m}$$

$$\text{sustituyendo: } d = 0.0287 (1190) (1 - 2 \times 380 / 3 \times 1190)$$

$$d = 26,8 \text{ cm}$$

$$\text{por ser losa aligerada: } d = 1,2 \times 26,8 = 32.36 \text{ cm}$$

que es menor que el peralte efectivo de proyecto (40 cm).

Lo que representa que el cálculo de las deflexiones -- puede ser omitido,

A lo largo del diseño se utilizarán las siguientes --- constantes de cálculo:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_c^* &= 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_c'' &= 0.85 f_c^* = 170 \text{ kg/cm}^2 \\
 p_{m\acute{a}x} &= 0.7 \sqrt{f'_c} / f_y = .0028
 \end{aligned}$$

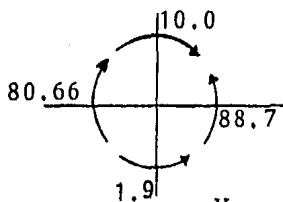
A continuación se ejemplifica la metodología seguida para el diseño de la losa:

### Revisión por Tensión Diagonal Alrededor de la Columna 2A.

Los elementos mecánicos internos en condiciones de servicio para la columna indicada, obtenidos del análisis descrito en el capítulo anterior son:

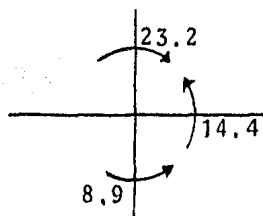
Análisis Estático.

$$V_d = 30.05$$



$$V_d = 42.58$$

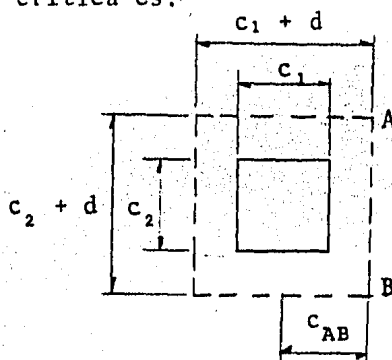
Análisis Sísmico.



$$V_d = 2.41$$

donde las unidades de momento están en t-m y las de cortante en t.

La sección crítica es:



De la figura anterior tenemos:

$$\begin{aligned} c_1 &= 100 \text{ cm} \\ c_2 &= 100 \text{ cm} \\ c_1 + d &= 140 \text{ cm} \\ c_{AB} &= 70 \text{ cm} \\ \text{(Area crítica) } A_c &= 22,400 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{donde: } c_{AB} &= (c_1 + d)/2 \\ A_c &= 2d(c_1 + c_2 + 2d) \end{aligned}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$\text{Sustituyendo: } \alpha = 0.401$$

$$J_c = 74,666,667 \text{ cm}^4$$

A continuación se procede a la revisión bajo carga --- muerta y carga viva:

$$V_u = V \times 1.4 = 101.68 \text{ ton.}$$

$$M_u = M \times 1.4 = 11.34 \text{ t-m.}$$

$$v_{u \text{ máx}} = \frac{V_u}{A_c} + \alpha \frac{M_u c_{AB}}{J_c}$$

sustituyendo obtenemos:  $v_{u \text{ máx}} = 4.96 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo cortante de diseño admisible si no se usara refuerzo es:

$$v_{adm} = FR \sqrt{f_c}^* = 11.31 \text{ kg/cm}^2$$

como  $v_{adm} \geq v_{u \text{ máx}}$ , por resistencia no es necesario refuerzo bajo carga muerta más carga viva (CM + CV).

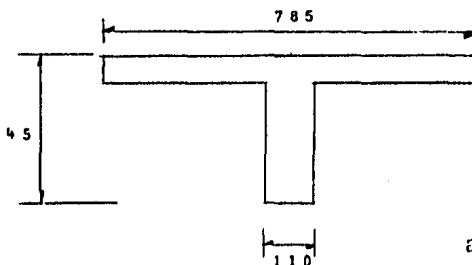
La revisión bajo carga muerta, carga viva y sismo es:

$$\begin{aligned} V_u &= V \times 1.1 = 82.54 \text{ t.} \\ M_u &= M \times 1.1 = 24.62 \text{ t-m.} \\ v_{u \text{ máx}} &= 4.61 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

como  $v_{adm} \geq v_{u \text{ máx}}$ , por resistencia no es necesario refuerzo bajo carga muerta, carga viva más sismo (CM + CV + CA), por lo que el refuerzo mínimo empleado serán estribos del #2 @ 15.

#### Revisión por Fuerza Cortante alrededor de la Columna 2A.

Para hacer ésta revisión se considerará la sección de trabe siguiente, cuyas dimensiones se basan en el hecho de que la losa es nervurada, por lo que se debe considerar una viga T equivalente como se hizo para el cálculo de inercias.



acot. en cm





sustituyendo:  $A_s = 134,86 \text{ cm}^2$

por lo tanto:  $\rho = 0,0306 > 0,01$

usando la segunda expresión el cortante resistente es:

$$V_{CR} = 24,9 \text{ ton.}$$

El cortante resistente admisible, según el R.C.D.F. es el que indica la siguiente expresión:

$$V_{CR \text{ adm}} = 1,5 F_R b' d \sqrt{f_c}$$

sustituyendo se tiene:  $V_{CR \text{ adm}} = 74,6 \text{ ton.}$

como  $V_{CR} \leq V_{CR \text{ adm}}$  cumple con lo especificado.

Por otro lado, de los resultados obtenidos tanto del -- análisis estático, como del sísmico mostrados anteriormente, se observa que para la condición más desfavorable (CM +CV), se tiene un cortante último,  $V_u = 42,58 \times 1,4 = 59,12 \text{ ton}$ , -- que comparado con el cortante resistente,  $V_{CR} = 24,9 \text{ ton}$ , - indica que se requiere refuerzo por cortante.

Considerando que se utilizarán estribos del #3 de cuatro ramas, con área transversal  $a_v = 0,71 \text{ cm}$  por rama, tendremos:

$$A_v = 0,71 \times 4 = 2,84 \text{ cm}^2$$

Con estos datos y aplicando la expresión para obtener la separación de estribos:

$$S = \frac{F_R (A_v) f_y d}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R (A_v) f_y}{3.5b}$$

donde:  $A_v$  = Area transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ ,

$d$  = Peralte efectivo del elemento,,

$V_u$  = Cortante último,

$V_{CR}$  = Cortante resistente del elemento,

$b$  = Ancho del elemento.

sustituyendo:  $S = \frac{0.8 \times 2.84 \times 4000 \times 40}{59612 - 24900} = 10,5 \text{ cm}$

$$S = \frac{0.8 \times 2.84 \times 4000}{3.5 \times 100} = 25,9 \text{ cm}$$

De acuerdo a lo anterior se usarán estribos del #3 @ 10 cm de cuatro ramas hasta un tercio del claro.

#### Dimensionamiento por Flexión en la sección crítica.

El dimensionamiento estará referido al tramo A-B, del eje 2, del segundo nivel.

Para la condición CM + CV + CA, el momento que debe -- transmitirse por flexión es;

$$(1 - \alpha)M_u$$

El momento último es:  $M_u = (88.7 + 14.4)1.1$

$$M_u = 113.41 \text{ t-m,}$$

en consecuencia tendremos:  $(1 - 0.40)113.41 = 67.93 \text{ t-m}$

Cuando hay transmisión importante de momento entre columna y losa, el dimensionamiento de las franjas de columna suele regirse en sentido de que la fracción del momento, --  $(1 - \alpha)$ , se transmita por flexión en un ancho  $(c_2 + 3h)$ , donde  $h$  es el espesor de la losa como indica el R.C.D.F., este ancho es:

$$c_2 + 3h = 100 + 3 \times 45 = 235 \text{ cm}$$

Para el cálculo del refuerzo necesario, se usarán la gráfica de la fig. 10 para la cual tenemos que determinar las siguientes relaciones:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{67.93 \times 10^5}{235 \times 40^2} = 18.1 ,$$

de la que se obtiene la cuantía de acero mínima de:  $p_{m\ell n} = 0.0052$ , por lo tanto el acero necesario será de:

$$A_s = pbd = 0.0052 \times 235 \times 40 = 48.9 \text{ cm}^2$$

Para cubrir este requisito se utilizarán 10#8, repartidas en un ancho de 235 cm centrado con respecto a la columna al menos tres de ellas se anclarán dentro de la columna.

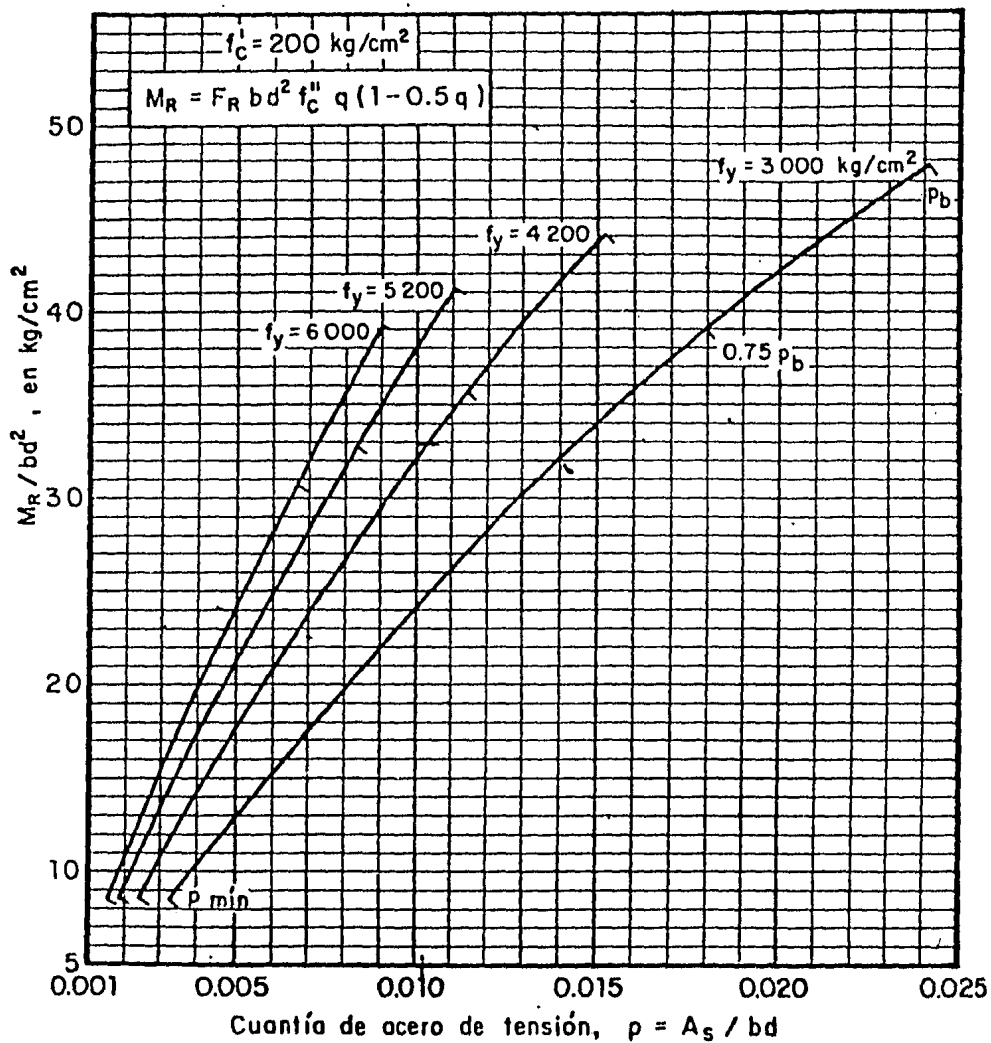


Fig. 10 Momentos resistentes de secciones rectangulares

Refuerzo en la sección crítica por Flexión en franja de columna.

Del diagrama de momento flexionante del tramo que se está analizando, mostrado en fig. 11, se obtiene el valor del momento más desfavorable, de las combinaciones indicadas:

$$M_u = -95.59 \text{ t-m}$$

Por tratarse de momento negativo, de acuerdo al R.C. D.F., su efecto se repartirá de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} 75\% & \text{ para franjas de columna} \\ 25\% & \text{ para franjas centrales} \end{aligned}$$

Para nuestro caso tendremos los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} 0.75 \times 95.59 & = 71.69 \text{ t-m} \\ 0.25 \times 95.59 & = 23.90 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Estos momentos serán repartidos entre las nervaduras de las franjas mencionadas; para la franja de columna tenemos: dos nervaduras de 15 cm y en el ancho no incluido en la --- franja de  $c_2 + 3h$ , es decir:

$$\begin{aligned} 2 \text{ nervaduras de } 0,5(350 - 235) & = 57,5 \text{ cm} \\ 2 \text{ nervaduras de } 15 \text{ cm de ancho,} & \end{aligned}$$

por lo que el acero se distribuirá en un ancho de  $2 \times 15 + 2 \times 57.5 = 145 \text{ cm}$ , usando la gráfica de la fig. 10, y la rela

ción siguiente, tendremos:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{(71.69 - 67.93) 10^5}{145 \times 40^2} = 1.62$$

de la gráfica:  $p_{m\ell n} = 0.0028$ , de acuerdo a ésta cuantía de acero, repartido proporcionalmente al ancho de cada nervadura se obtiene el acero requerido con la expresión:

$$A_s = p b d$$

$$\text{si } b = 57.5 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 0.0028 \times 57.5 \times 40 = 6.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } b = 15.0 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 0.0028 \times 15.0 \times 40 = 1.7 \text{ cm}^2$$

== para cada nervadura de 15 cm se propone usar 2#4

== para cada franja de 57.5 cm se propone usar 2#8

Para la franja central; procediendo de manera análoga a la de columna tendremos; si se localizan dos nervaduras de 15 cm tendremos para un ancho de 30 cm:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{23.9 \times 10^5}{30 \times 40^2} = 49.8$$

de la gráfica:  $p = 0.0165$ , siendo el acero requerido:

$$\text{si } b = 15.0 \text{ cm} \Rightarrow A_s = 0.0165 \times 15 \times 40 = 9.9 \text{ cm}^2$$

== para cada nervadura de 15 cm se propone usar 2#8

Para el momento positivo del tramo A-B, tendremos de la figura del diagrama que el momento es de 57.65 t-m para la condición más desfavorable; de acuerdo al R.C.D.F., el momento positivo se repartirá de la siguiente manera:

60% para franjas de columna

40% para franjas centrales

Para el caso que nos ocupa tenemos:

$$0,60 \times 57,65 = 34,59 \text{ t-m}$$

$$0,40 \times 57,65 = 23,06 \text{ t-m}$$

Para la franja de columna tenemos una nervadura de 50 cm y dos nervaduras de 15 cm, por lo que el acero se distribuirá en un ancho de:  $50 + 2 \times 15 = 80$  cm; usando la gráfica correspondiente con la relación:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{34,59 \times 10^5}{80 \times 40^2} = 27;$$

de la gráfica:  $p = 0.0079$ , cuyo acero se repartirá en el ancho de cada nervadura como sigue;

$$\text{si } b = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 0.0079 \times 15 \times 40 = 15.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{si } b = 50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 0.0079 \times 50 \times 40 = 4.7 \text{ cm}^2$$

== para cada nervadura de 15 cm se propone usar 4#4

== para cada nervadura de 50 cm se propone usar 3#8

Es importante notar que este acero se colocará en el lecho inferior, ya que cubre momento positivo.

Para la franja central; procediendo de manera análoga a la anterior, donde se localizan dos nervaduras de 15 cm, el acero total se repartirá en un ancho de 30 cm, de la gráfica y con la relación tenemos:

$$\frac{M_R}{bd^2} = \frac{23.06 \times 10^5}{30 \times 40^2} = 48,$$

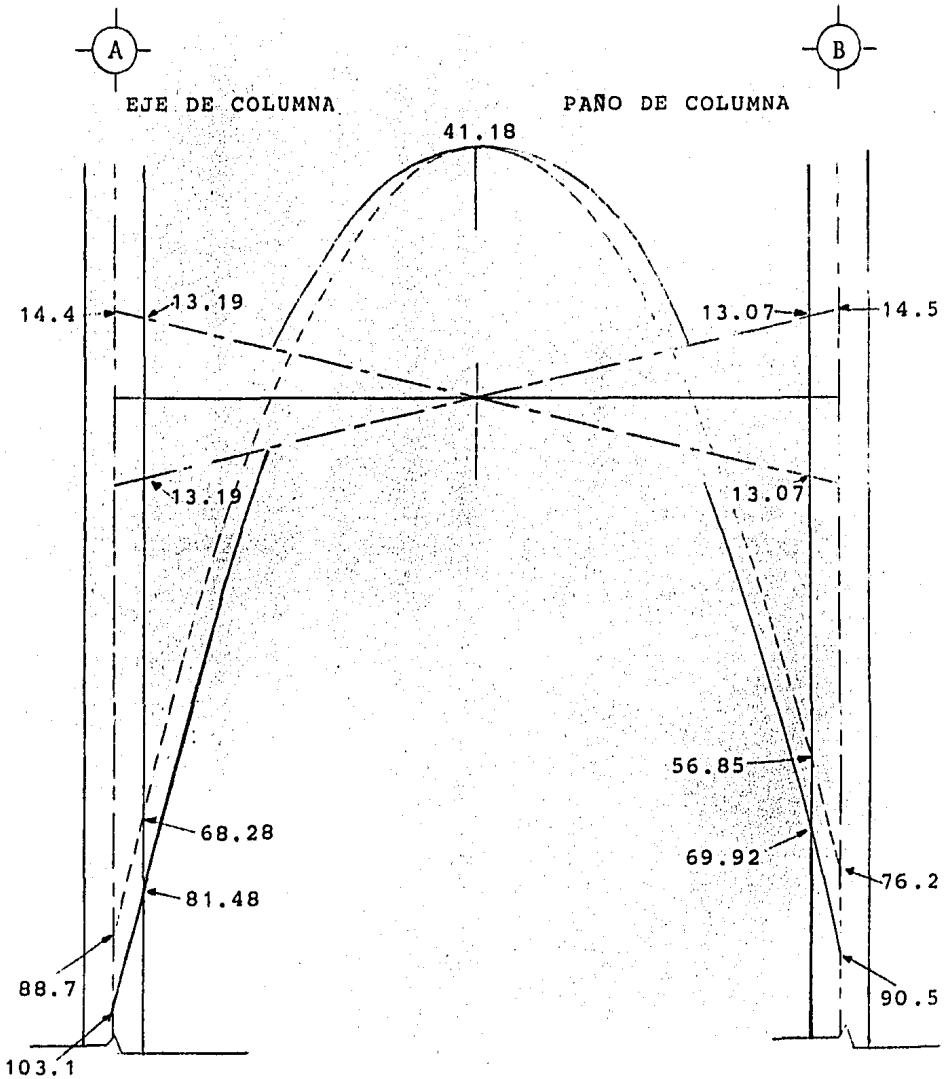
de la gráfica:  $p = 0.0155$ ; por lo que el acero requerido será:

$$\text{si } b = 15 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad A_s = 0.0155 \times 15 \times 40 = 9.3 \text{ cm}^2$$

= para cada nervadura de 15 cm se propone usar 2#8

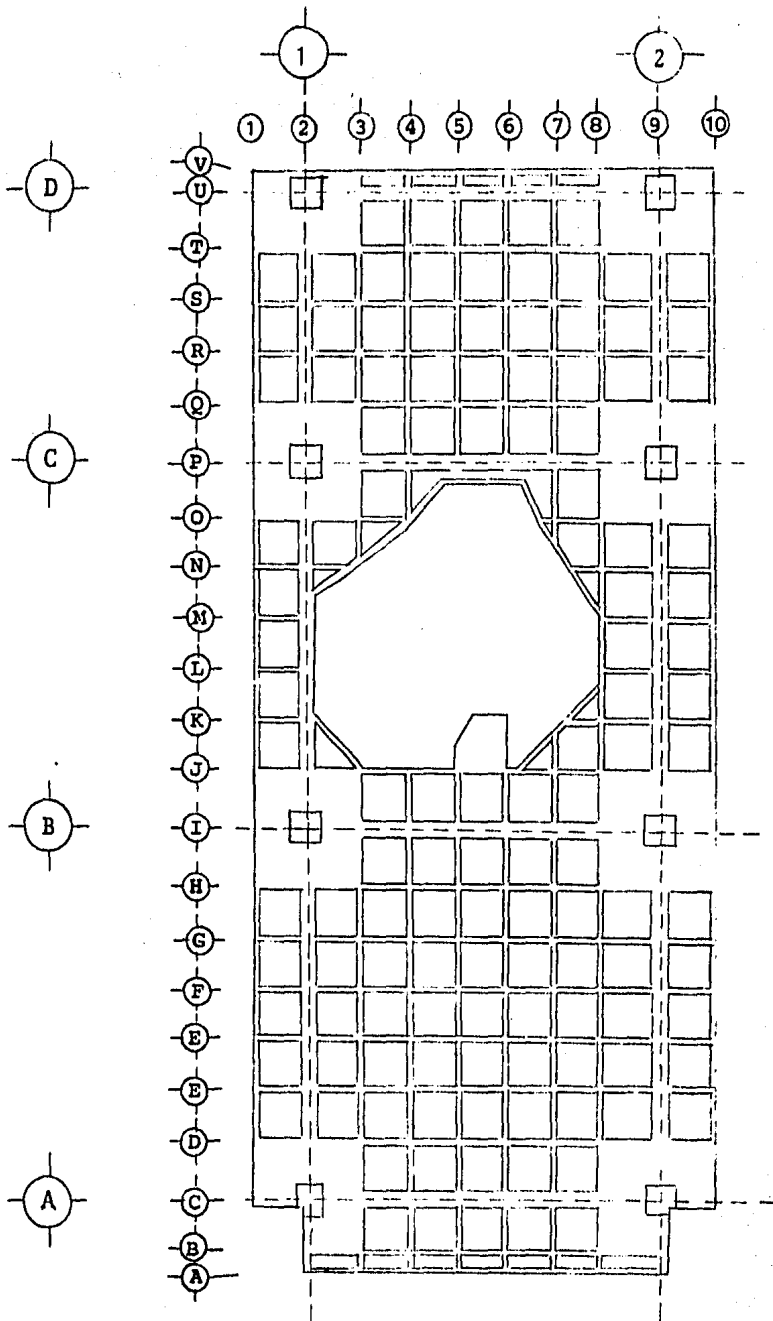
De manera análoga se realizaron los cálculos para conocer el armado de toda la losa. De las figuras 12.1 a 12.6 se muestra el armado de la losa de primer nivel.



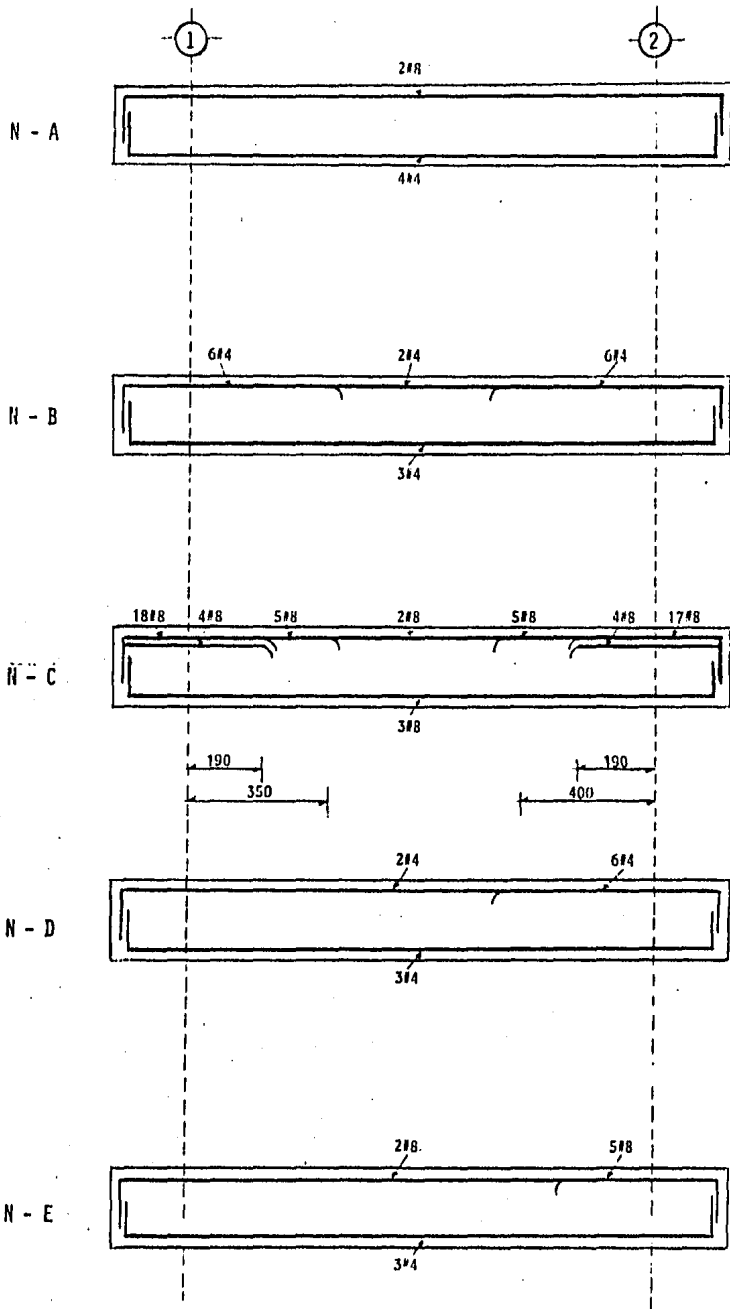


CM + CV	-68.28	+41.18	-56.85
CM + CV + CA	-81.48	+41.18	-43.78
CM + CV + CA	-55.09	+41.18	-69.92
(CM + CV) 1.4	-95.59*	+57.65*	-79.59*
(CM + CV + CA) 1.1	-89.63	+45.30	-48.02
(CM + CV + CA) 1.1	-60.60	+45.30	-76.91

Fig. 11 Diagrama de Momentos del segundo nivel del marco 2, entre los ejes A y B.

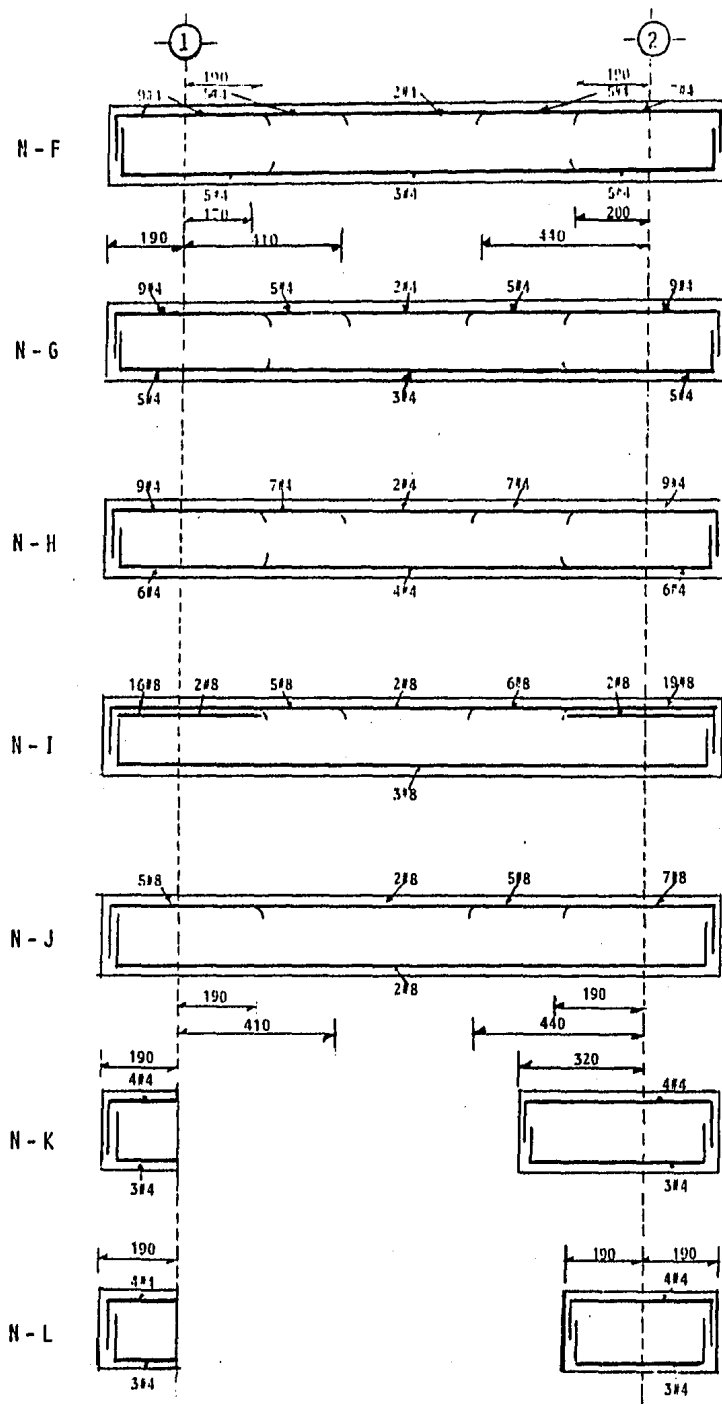


Identificación de Nervaduras



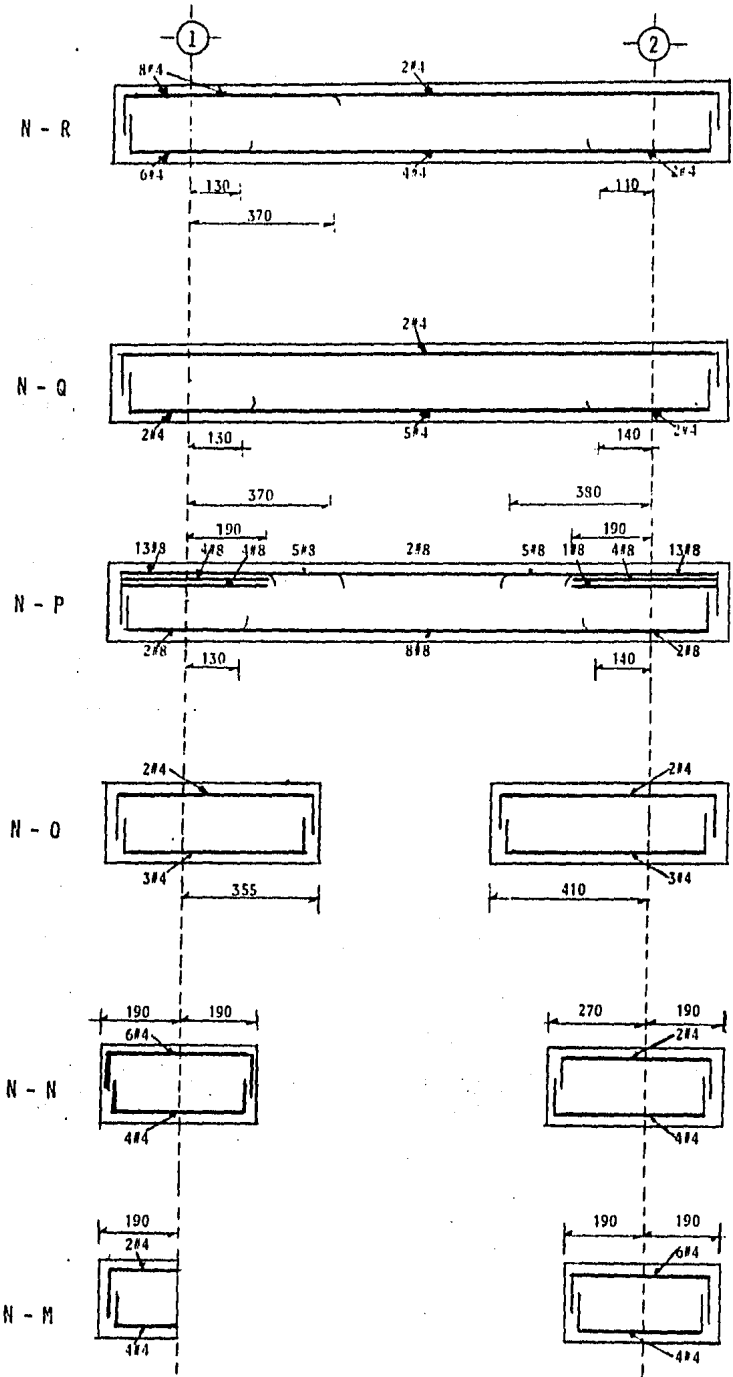
NOTA: Se colocarán estribos del #3/0 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.1 Armado de nervaduras del eje A



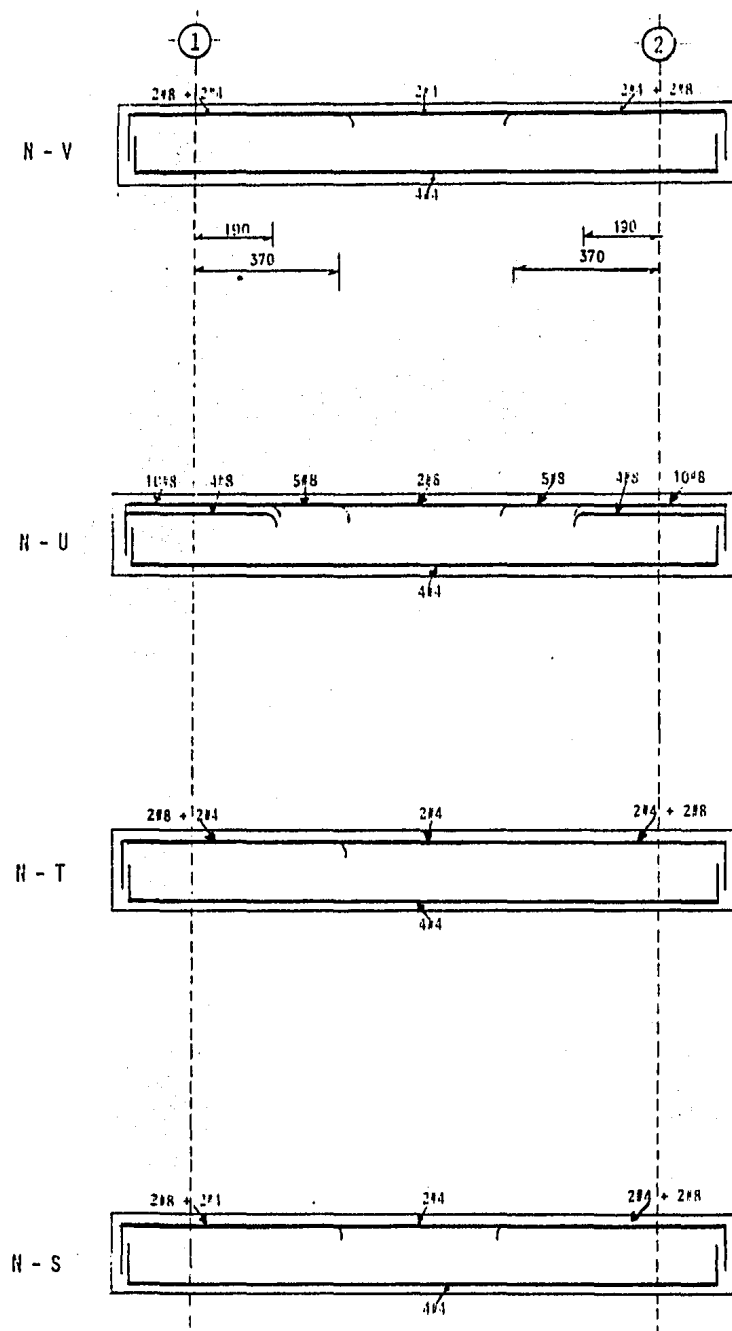
NOTAS: Las nervaduras K y L se cortan debido al hueco de escalera.  
Se colocarán estribos del #3 (n° 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.2 Armado de nervaduras del eje B



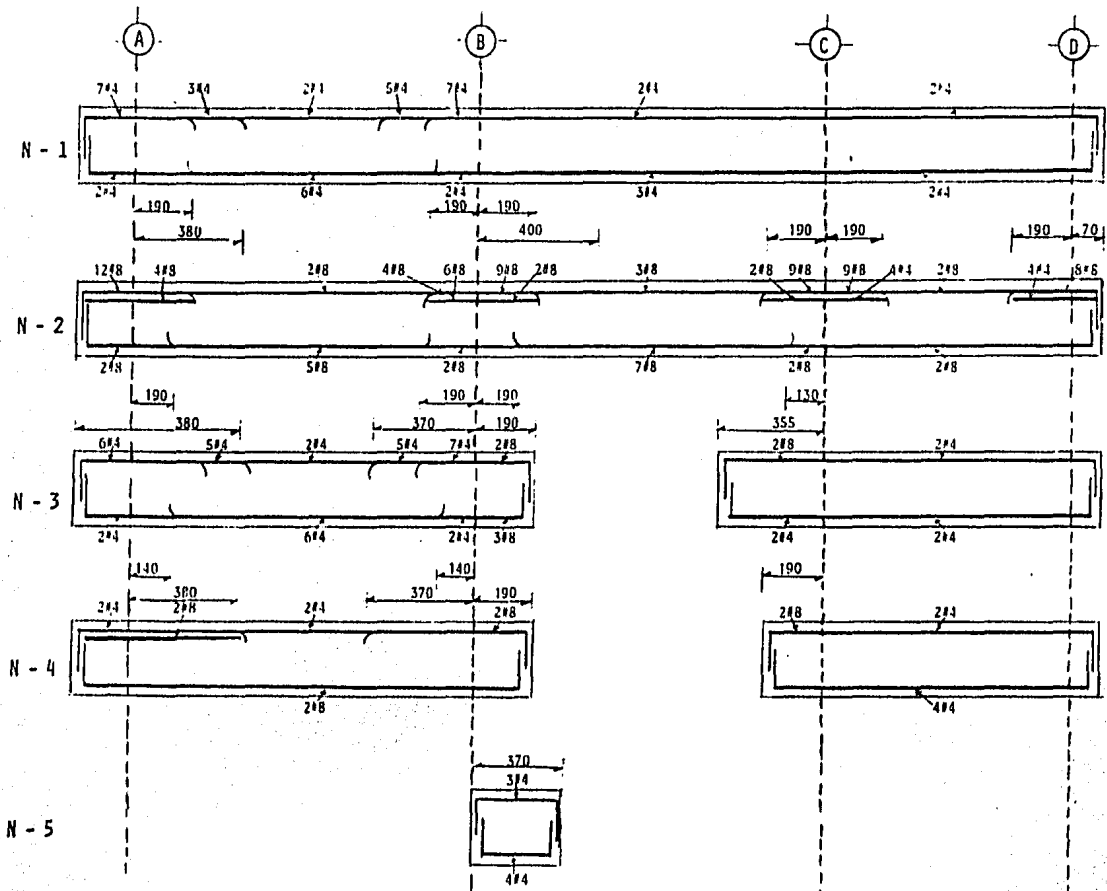
NOTAS: Las nervaduras N y N se cortan debido al hueco de escalera.  
Se colocarán estribos del #3 @ 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.3 Armado de nervaduras del eje C



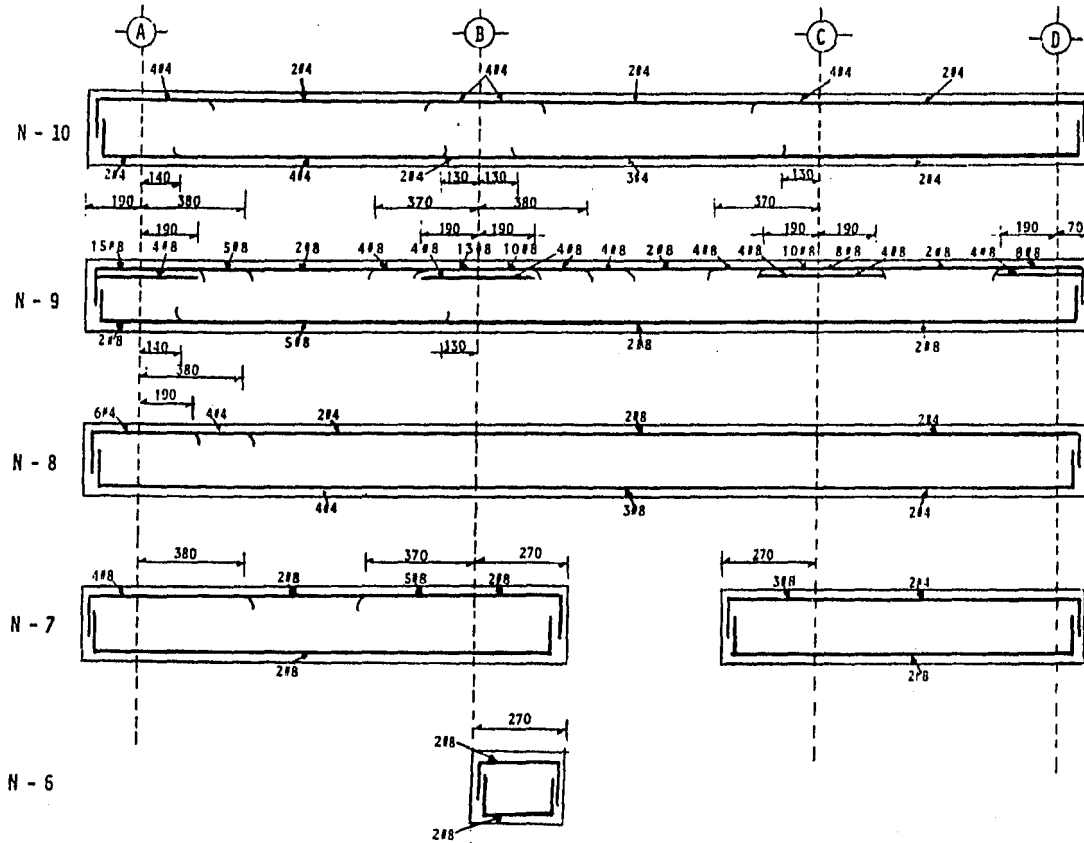
NOTA: Se colocarán estribos del #3 @ 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.1 Armado de nervaduras del ojo D



NOTAS: La nervadura 5 se corta debido al hueco de escalera  
 Se colocarán estribos del #3 @ 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.5 Armado de nervaduras del eje 1



NOTAS: La nervadura 6 se corta debido al hueco de escalera.  
 Se colocarán estribos del #3/4" 20 cm en todas las nervaduras.

Fig. 12.6 Arreglo de nervaduras del eje 2



### III.2 DISEÑO DE COLUMNAS

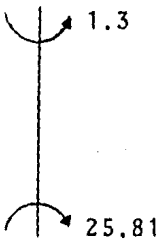
Para mostrar el procedimiento utilizado para el cálculo de columnas se escogió la columna 1-A, comprendida del 1° al 2° niveles de 100 x 100 cm. y la columna 2-A, comprendida del 3° al 4° niveles de 60 x 60 cm. cuya localización se aprecia en la fig. 13.

Para el cálculo de las columnas se dimensionaron por flexocompresión bajo la acción de  $CM + CV + CS$ , obteniéndose de los análisis respectivos.

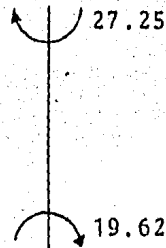
#### Diseño de Columna 1-A.

Los resultados del análisis correspondiente a cada caso son:

\*\*\* Efectos Gravitacionales (t-m)

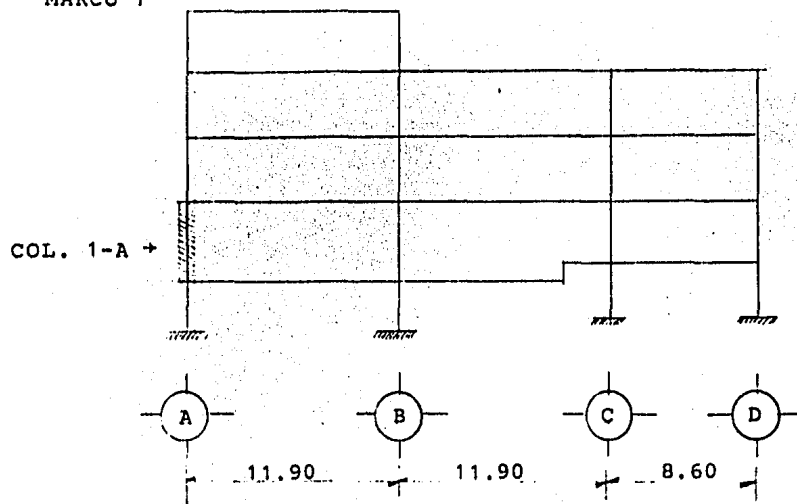


Dirección X

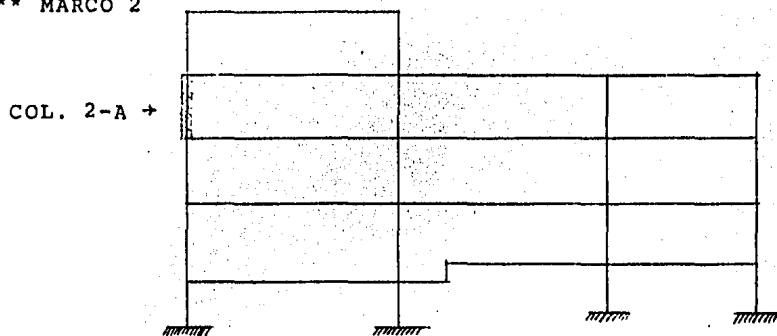


Dirección Y

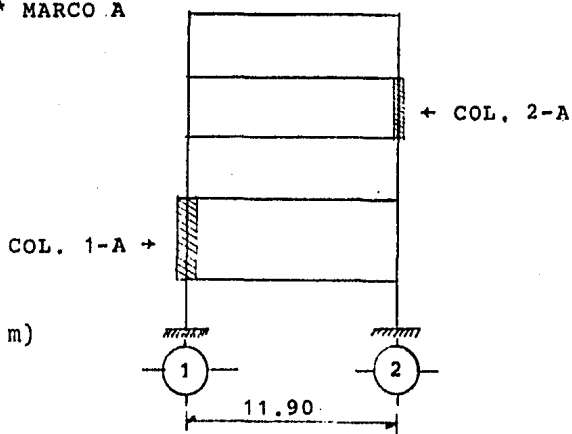
\*\*\* MARCO 1



\*\*\* MARCO 2



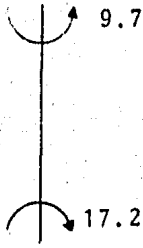
\*\*\* MARCO A



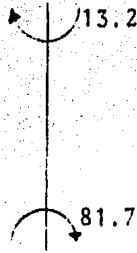
(acot, en m)

Fig. 13

\*\*\* Efectos Accidentales (t-m)



Dirección X



Dirección Y

Las Fuerzas internas de diseño son:

CONDICION		EXT. INF.	EXT. SUP.
Dirección X	Pu (t)	358.80	
(CM + CV) 1.4	Mu (t-m)	36.13	1.82
(CA) 1.1	Mu (t-m)	18.92	10.67
Dirección Y	Pu (t)	358.80	
(CM + CV) 1.4	Mu (t-m)	27.47	38.15
(CA) 1.1	Mu (t-m)	89.87	14.52

Las constantes que serán usadas son:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y/f''_c = 23,53$$

$$f^*_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c = 10,000 \text{ cm}^2$$

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_c f''_c = 1,700 \text{ ton.}$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

----- EFFECTOS DE ESBELTEZ

\*\*\* Dirección X-X

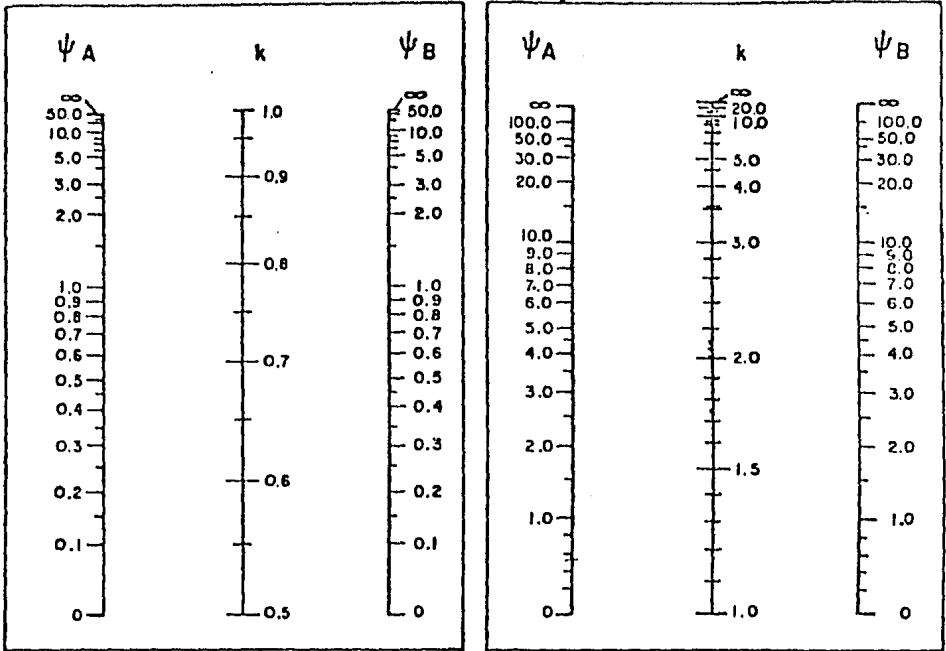
- a) Considerando los efectos de esbeltez tomando en cuenta el movimiento lateral general del entrepiso. Los efectos de esbeltez pueden ser despreciados si:

$$\frac{H'}{r} < 22$$

donde:  $H'$  = longitud efectiva de un miembro a flexocompresión.

$r$  = es el radio de giro de la sección,

en nuestro caso tenemos una longitud libre de 3.84 m., además sabiendo que:  $H' = kH$ , donde "k" es un factor de longitud efectiva de pandeo, el cual se obtiene a partir de la relación de las inercias de los miembros que concurren a los nudos superior e inferior de la columna, obteniendo el factor  $\psi$  tanto para el extremo superior como el inferior, posteriormente usando el nomograma de la figura siguiente se obtiene el factor "k".



MARCOS CONTRAVENTEADOS

MARCOS NO CONTRAVENTEADOS

Nomogramas para determinar longitudes efectivas,  $H'$ , de miembros sujetos a flexocompresión.

El factor  $\psi$  se obtiene con la expresión siguiente:

$$\psi = \frac{\Sigma(I/L)_{col}}{\Sigma(I/L)_{trab}}$$

De la figura donde se indican las rigideces, yendo en la expresión anterior se obtiene:

$$\text{nudo superior: } \psi_s = \frac{25063 + 19425}{1382} = 32.2$$

$$\text{nudo inferior: } \psi_i = \frac{19425 + 33003}{1382} = 38.0$$

con estos datos y del nomograma obtenemos el factor de --- longitud efectiva de pandeo  $k = 5.5$ , por lo que se tiene:

$$H' = kH = 5.5 \times 384 = 2,112 \text{ cm}$$

Como el radio de giro para una sección rectangular se puede tomar como el 30% de  $h$ , siendo " $h$ " la dimensión de la columna en la dirección analizada, resultando:  $r = 0.3h = 0.3 \times 100 = 30 \text{ cm}$ , por lo que ya podemos verificar la condición inicial:

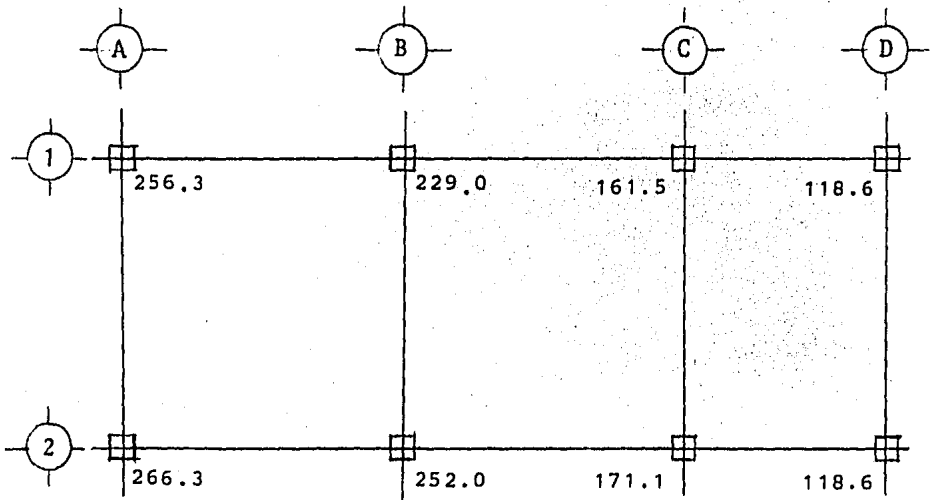
$$\frac{H'}{r} = \frac{2112}{30} = 70.4 > 22,$$

por lo tanto se concluye que se deben considerar los efectos de esbeltez, tomando en cuenta un factor de amplificación que afectará los momentos en los extremos, este factor se obtendrá con la siguiente expresión:

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma P_u}{\Sigma P_c}} \geq 1$$

donde:  $F_a$  = Factor de amplificación,  
 $\Sigma P_u$  = Sumatoria de cargas últimas,  
 $\Sigma P_c$  = Sumatoria de cargas críticas.

Para el cálculo de la suma de las cargas últimas se --  
 obtuvieron las cargas actuantes para cada columna en el  
 entrespacio en cuestión, incluyendo su peso propio cuyos re-  
 sultados se muestran en la figura siguiente:



(Las cargas están dadas en toneladas)

La sumatoria de cargas últimas para el entrepiso referido es:

$$\Sigma P_u = 1573.4 \times 1.4 = 2,202.8 \text{ ton.}$$

La carga crítica se calcula a partir de la fórmula de Euler como se indica:

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

donde:  $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u}$

- $F_R$  = Factor de reducción, igual a 0.85,
- $E_c$  = Módulo de elasticidad del concreto ( $10,000\sqrt{F'_c}$ ),
- $I_g$  = Momento de inercia de la sección,
- $u$  = Relación entre el momento máximo de diseño por carga muerta y el momento máximo de diseño total en el mismo extremo.

Se obtuvo que la relación entre carga muerta y la carga muerta más carga viva fue de 73%, por lo que:

$$u = \frac{36.13 \times 0.73}{36.13 + 18.92} = 0.48$$

$$I_g = 100 \times 100^3 / 12 = 8,333,333 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 158,113.8 \times 8,333,333}{1 + 0.48} = 3.5 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 3.56 \times 10^{11}}{(H')^2} = \frac{3 \times 10^{11}}{(H')^2} = \frac{3 \times 10^9}{(H')^2} \text{ ton.}$$



Si ( $H'$ ) se da en cm.,  $P_c$  se obtiene en ton.

Para la suma de cargas críticas de las columnas implica conocer una  $H'$  diferente para cada una para el entrepiso considerado, por lo que es recomendable hacer una tabla que resuma las operaciones necesarias, las correspondientes a los marcos 1 y 2 son las siguientes:

COL	$\psi_s$	$\psi_i$	k	H	$H'$	$P_c$
1A	32.2	38.0	5.5	384	2,112.0	672.6
1B	22.3	26.2	4.5	384	1,728.0	1,004.7
1C	19.0	23.1	4.2	284	1,192.8	2,108.6
1D	26.3	30.5	4.7	284	1,334.8	1,683.8
2A	32.2	38.0	5.5	384	2,112.0	672.6
2B	19.8	23.3	4.4	384	1,689.6	1,050.9
2C	18.1	20.9	4.1	284	1,164.4	2,212.7
2D	26.3	30.5	4.7	284	1,334.8	1,683.8

$$\Sigma P_c = 11,089.7 \text{ ton}$$

donde:

$$\text{nudo superior: } \psi_s = \frac{\Sigma(I/L)_{col}}{\Sigma(I/L)_{trab}}$$

$$\text{nudo inferior: } \psi_i = \frac{\Sigma(I/L)_{col}}{\Sigma(I/L)_{trab}}$$

La sumatoria de cargas críticas en la dirección X-X es:

$$\Sigma P_c = 11,089.7 \text{ ton.}$$

El factor de amplificación será:

$$F_a = \frac{1}{1 - 2,202.8/11,089.7}$$

$$F_a = 1.25$$

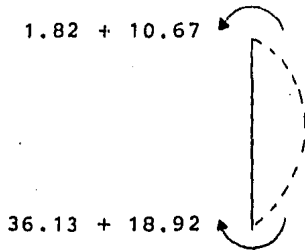
- b) Revisión local de la columna para ver si son -- despreciables los efectos de esbeltez, suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse en miembros con extremos restringidos lateralmente cuando la relación entre  $H'$  y el radio de giro,  $r$ , de la sección en la dirección considerada es menor que  $(34 - 12(M_1/M_2))$ ; en miembros con extremos no restringidos, cuando la relación  $(H'/r)$  es menor que 22.

En la expresión anterior  $M_1$  es el menor y  $M_2$  el mayor de los momentos en los extremos del miembro y el cociente  $M_1/M_2$  es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble.

Se deben de incluir las excentricidades accidentales para valuar  $M_1$  y  $M_2$ .

La excentricidad accidental se calcula:  $e_a = 0.05h$ , para nuestro caso:  $e_a = 0.05 \times 100 = 5 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$ , para determinar las excentricidades de diseño, consideramos la figura siguiente para el sentido de los momentos y curvatura:



$$e_s = \frac{12.49}{358.80} = 0.03 \text{ m.}$$

$$e_i = \frac{55.05}{358.80} = 0.15 \text{ m.}$$

Por lo tanto nuestras excentricidades de diseño serán, tales que se tengan un valor mínimo de  $(34 - 12(M_1/M_2))$  teniendo presente la curvatura originada:

$$e_{ds} = 3 - 5 = -2 \text{ cm}$$

$$e_{di} = 15 - 5 = 10 \text{ cm}$$

Los momentos son:

$$M_1 = 358.8 \times 0.05 = 17.9 \text{ ton-m}$$

$$M_2 = 358.8 \times 0.10 = 35.9 \text{ ton-m}$$

La relación es:

$$(34 - 12 \times 17.9/35.9) = 28$$

La relación de esbeltez:

De la figura donde se indican las rigideces, sustituyendo y resolviendo se tiene:

$$\psi_s = 32,2$$

$$\psi_i = 38,0,$$

usando el nomograma correspondiente se tiene:  $k = 0.98$  (factor de longitud efectiva de pandeo), y  $H' = kH$  es:  $H' = 0.98 \times 376.32$  cm., siendo nuestra relación resultante:

$$\frac{H'}{r} = \frac{376.3}{30.0} = 12.54 \leq 28,$$

por lo que se pueden desprestigiar los efectos de esbeltez, el factor de amplificación en la dirección X-X será:

$$\underline{\underline{F_{ax} = 1.25}}$$

### \*\*\* Dirección Y-Y

- a) Considerando los efectos de esbeltez, tomando en cuenta el movimiento lateral general del entrepiso.

De manera similar que en la dirección X-X, la relación de esbeltez se obtuvo como sigue:

$$\text{nudo superior: } \psi_s = \frac{25063 + 19425}{1575} = 28.2$$

$$\text{nudo inferior: } \psi_i = \frac{19425 + 33003}{1607} = 32.6$$

del nomograma correspondiente se tiene:  $k = 5$ , la relación de esbeltez es:

$$\frac{H'}{r} = \frac{5 \times 384}{30} = 64 > 22,$$

por lo que deben de considerarse los efectos de esbeltez, tomando en cuenta el factor de amplificación:  $F_a$ , que se valua de la forma siguiente:

Al igual que en la dirección X-X la sumatoria de cargas últimas es:

$$P_u = 1573.4 \times 1.4 = 2,202.8 \text{ ton.}$$

Para la sumatoria de cargas críticas la expresión es:

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

donde:

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u}$$

sustituyendo valores como se hizo anteriormente:

$$u = \frac{38.15 \times 0.73}{38.15 + 14.52} = 0.53$$

$$EI = \frac{0.4 \times 158,113.8 \times 8,333,333}{1 + 0.53} = 3.44 \times 10^{11} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 3.44 \times 10^{11}}{(H')^2} = \frac{2.8 \times 10^{12}}{(H')^2} = \frac{2.8 \times 10^9}{(H')^2} \text{ ton.}$$

De la última expresión si (H') se da en cm.,  $P_c$  se ---  
obtiene en ton.

Para la suma de cargas críticas de las columnas del --  
entrepiso en cuestión, se hizo la siguiente tabla donde se  
resumen las operaciones necesarias correspondientes a los -  
marcos A, B, C y D respectivamente.

COL	$\psi_s$	$\psi_L$	k	H	H'	$P_c$
A1	28.3	32.6	5.0	384	1,920.0	759.5
A2	28.3	32.6	5.0	384	1,920.0	759.5
B1	32.2	38.0	5.5	384	2,112.0	627.7
B2	32.2	38.0	5.5	384	2,112.0	627.7
C1	54.3	42.2	6.0	284	1,704.0	964.3
C2	54.3	42.2	6.0	284	1,704.0	964.3
D1	47.0	54.4	6.4	284	1,817.6	847.5
D2	47.0	54.4	6.4	284	1,817.6	847.5

$$\Sigma P_c = 6,398.0 \text{ ton}$$

La sumatoria de cargas críticas en la dirección Y-Y es:

$$\Sigma P_c = 6,398.0 \text{ ton.}$$

El factor de amplificación para esta condición es:

$$F_a = \frac{1}{1 - 2,202.8/6,398.0}$$

$$F_a = 1.53$$

Haciendo la revisión local de la columna se pudo determinar que los efectos de esbeltez se pueden despreciar, por lo que el factor de amplificación en la dirección Y-Y será:

$$F_{ay} = 1.53$$

-----

#### ----- DIMENSIONAMIENTO

La columna se dimensionará por flexocompresión biaxial con las acciones internas basadas en el análisis en la dirección Y-Y y después se revisará bajo las acciones asociadas en la dirección X-X.

Los elementos mecánicos por efectos gravitacionales -- son:

$$P_u = 358.8 \text{ ton.}$$

$$\text{en la direcci3n X: } M_u = 36.13 + 358.8 \times 0.05 = 54.07 \text{ t-m}$$

$$\text{en la direcci3n Y: } M_u = 27.47 + 358.8 \times 0.05 = 45.41 \text{ t-m}$$

Los elementos mec3nicos por efectos s3smicos son:

$$\text{en la direcci3n X: } P_u = 22.52 \text{ ton.}$$

$$M_u = 18.92 + 22.52 \times 0.05 = 20.05 \text{ t-m}$$

$$\text{en la direcci3n Y: } P_u = 9.9 \text{ ton.}$$

$$M_u = 89.87 + 9.9 \times 0.05 = 90.36 \text{ t-m}$$

El R.C.D.F. nos indica que cuando se sumen los efectos gravitacionales y s3smicos se debe de considerar s3lo el -- 30% del momento s3smico en la direcci3n transversal al an3lisis, como se hizo para la direcci3n Y-Y:

$$P_u = 358.8 + 22.52 + 9.9 = 391.22 \text{ ton.}$$

$$\begin{aligned} M_{cx} &= F_{ax} M_x \\ &= 1.25(54.07 + 0.3 \times 20.05) = 75.10 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{cy} &= F_{ay} M_y \\ &= 1.53(45.41 + 90.36) = 207.73 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Finalmente, nuestras excentricidades de dise1o ser3n:

$$e_x = 75.10/391.22 = 0.19 \text{ m}$$



$$e_y = 207.73/391.22 = 0.53 \text{ m}$$

El procedimiento a seguir será, utilizando por tanteos, la fórmula de Bresler hasta que la carga resistente sea similar a la carga de diseño. La carga resistente se calcula con la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}}$$

donde:  $P_R$  = Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

$P_{R0}$  = Carga axial resistente de diseño, suponiendo las excentricidades  $e_x = e_y = 0$

$P_{Rx}$  = Carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría.

$P_{Ry}$  = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

Como se hizo anteriormente, estas excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  incluyen los efectos de esbeltez y la excentricidad accidental (igual a  $0.05h \geq 2 \text{ cm}$ , donde  $h$ , es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión), tomándose con su signo más desfavorable.

Las cargas resistentes,  $P_{Rx}$  y  $P_{Ry}$ , se calculan con las siguientes expresiones:

$$P_{Rx} = K F_R bh f_c''$$

$$P_{Ry} = K F_R bh f_c''$$

donde:  $K$  = Es una constante que se obtiene de los diagramas de interacción de resistencia a carga-momento para columnas, fig. 14.

$F_R$  = Factor de reducción igual a 0,85

$bh$  = Area de la sección.

La carga axial resistente de diseño se calcula con la siguiente expresión:

$$P_{R0} = F_R (A_c f_c'' + A_s f_y)$$

donde:  $A_c$  = Area total de la sección.

$A_s$  = Area total de acero de refuerzo ( $A_s = pbh$ )

$f_y$  = Esfuerzo de fluencia del acero.

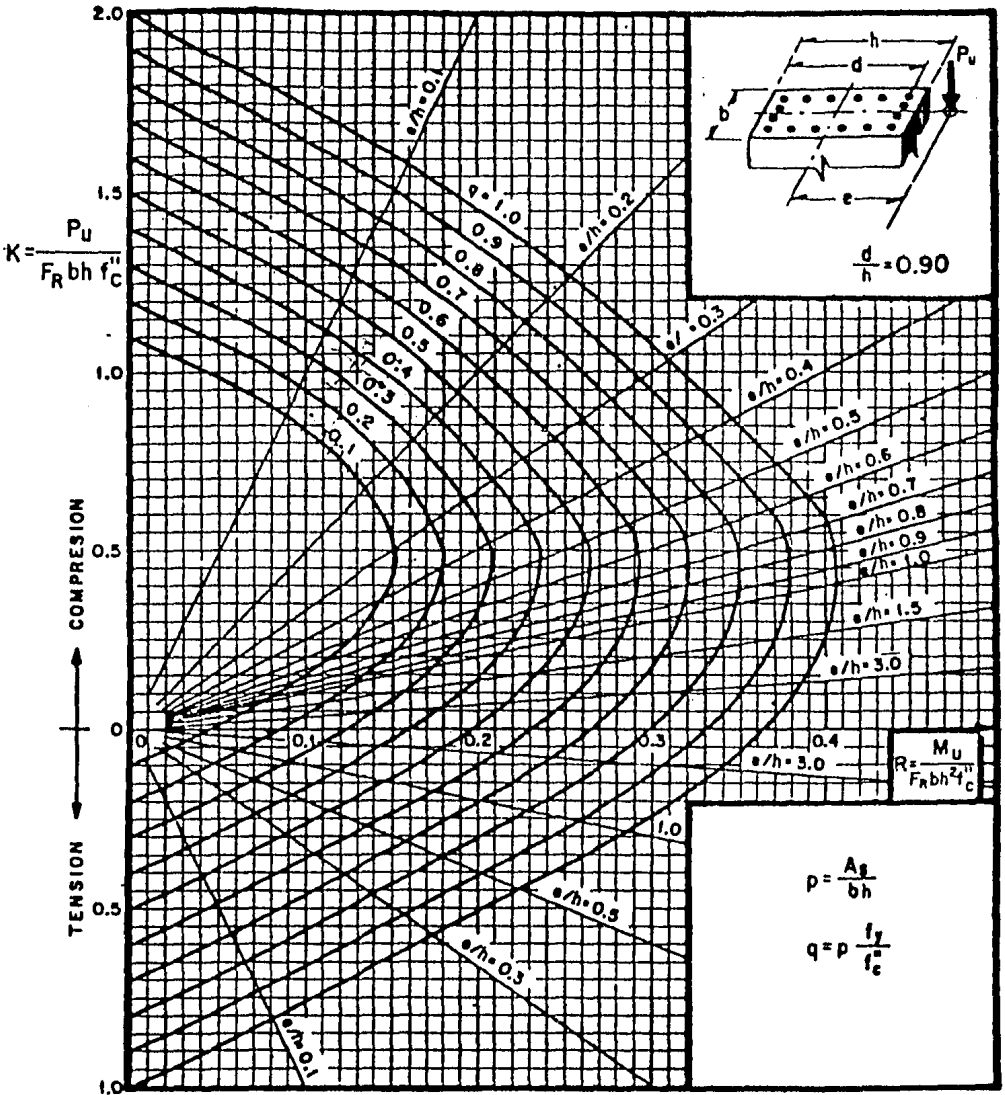
=== Tanteo No. 1

Suponiendo  $p = 0.005 \Rightarrow A_s = pbh = 0,005 \times 100 \times 100$

$$A_s = 50 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = 0.85 (1,700 + 50 \times 4) = 1,615 \text{ ton.}$$

Suponiendo el acero de refuerzo distribuido en la periferia y  $(d/h) = 0.9$ , con el diagrama correspondiente, se ne



$A_s$  = Area total de refuerzo

$f_c'' = 0.85 f_c'$ , si  $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ ;  $f_c'' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$ ; si  $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

$M_u$  = Momento flexionante de diseno

$P_u$  = Carga axial de diseno

Fig. 14 Diagrama de interaccin

cesitan las siguientes constantes:

$$q = p \frac{f_y}{f''_c} = 0.005 \times 23.53 = 0.11$$

$$\frac{e_x}{h_x} = 19/100 = 0.19$$

$$\frac{e_y}{h_y} = 53/100 = 0.53$$

Usando los valores en la gráfica se obtiene:

$$K_x = 0.70$$

$$K_y = 0.24$$

Las cargas resistentes serán:

$$P_{Rx} = 0.70 \times 0.85 \times 1,700 = 1,011.5 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 0.24 \times 0.85 \times 1,700 = 346.8 \text{ ton.}$$

La carga resistente de diseño será:

$$P_R = (1/1011.5 + 1/346.8 - 1/1615)^{-1}$$

$$P_R = 307.41 \text{ ton.}$$

Como  $P_R < P_u$  se debe de incrementar el refuerzo, como se muestra en el siguiente tanteo.

=== Tanteo No. 2

Suponiendo:  $p = 0,007 \Rightarrow A_S = 70 \text{ cm}^2$

Las constantes son:

$$q = 0,007 \times 23,53 = 0,16$$

$$e_x/h_x = 19/100 = 0,19$$

$$e_y/h_y = 53/100 = 0,53$$

Del diagrama correspondiente se obtiene:

$$K_x = 0,75$$

$$K_y = 0,28$$

Las cargas resistentes son:

$$P_{RO} = 0,85(1700 + 70 \times 4) = 1,683 \text{ ton.}$$

$$P_{Rx} = 0,75 \times 0,85 \times 1,700 = 1,083,8 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 0,28 \times 0,85 \times 1,700 = 404,6 \text{ ton.}$$

La carga resistente de diseño es:

$$P_R = (1/1083,8 + 1/404,6 - 1/1683)^{-1}$$

$$P_R = 357,0 \text{ ton.}$$

Como  $P_R < P_u$  se debe de incrementar el refuerzo.

=== Tanteo No. 3

Suponiendo:  $p = 0,008$   $\Rightarrow A_s = 80 \text{ cm}^2$

Las constantes son:

$$q = 0.008 \times 23,53 = 0.19$$

$$e_x/h_x = 19/100 = 0.19$$

$$e_y/h_y = 53/100 = 0,53$$

Del diagrama correspondiente se obtiene;

$$K_x = 0.76$$

$$K_y = 0.32$$

Las cargas resistentes son;

$$P_{R0} = 0.85(1700 + 80 \times 4) = 1,717.0 \text{ ton.}$$

$$P_{Rx} = 0.76 \times 0.85 \times 1,700 = 1,099.0 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 0.32 \times 0.85 \times 1,700 = 462.4 \text{ ton.}$$

La carga resistente de diseño es:

$$P_R = (1/1099 + 1/462.4 - 1/1717)^{-1}$$

$$P_R = 401.6 \text{ ton.}$$

Como  $P_R > P_u$ , el área de refuerzo debe ser  $80 \text{ cm}^2$ , si proponemos usar 16 varillas del #8, se tiene un área de acero de  $81.1 \text{ cm}^2$ , que cubren lo requerido, procediendo a hacer la revisión en la dirección X-X:

Para la revisión en la dirección X-X, los elementos mecánicos a considerar, de acuerdo a los producidos por efectos gravitacionales y sísmicos antes descritos, de acuerdo al R.C.D.F. para su suma son:

$$P_u = 358,8 + 22,52 + 9,9 = 391,22 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = F_{ax} M_x \\ = 1,25(54,07 + 20,05) = 92,65 \text{ t-m}$$

$$M_{cy} = F_{ay} M_y \\ = 1,53(45,41 + 0,3 \times 90,36) = 110,95 \text{ t-m}$$

Las excentricidades de diseño son:

$$e_x = 92,65/391,22 = 0,23 \text{ m.}$$

$$e_y = 110,95/391,22 = 0,28 \text{ m.}$$

Como  $p = 0,008$ ; el acero requerido  $A_s = 80 \text{ cm}^2$ , las constantes para el diagrama de interacción son:

$$e_x = 23/100 = 0,23 \quad \Rightarrow \quad K_x = 0,70$$

$$e_y = 28/100 = 0,28 \quad \Rightarrow \quad K_y = 0,60$$

Las cargas resistentes son:

$$P_{R0} = 0,85(1700 + 80 \times 4) = 1,717,0 \text{ ton.}$$

$$P_{Rx} = 0,70 \times 0,85 \times 1700 = 1,011,5 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 0,60 \times 0,85 \times 1700 = 887,0 \text{ ton.}$$

La carga de diseño es:

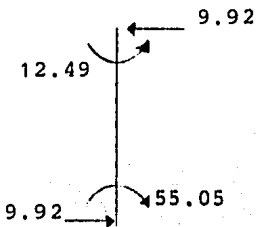
$$P_R = (1/1011,5 + 1/887 - 1/1717)^{-1}$$

$$P_R = 641 \text{ ton.} > P_u$$

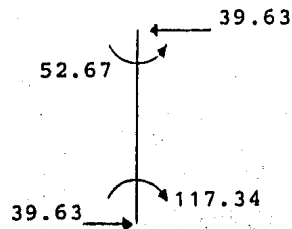
Por lo que el área de acero propuesta, 16 #8, cubre los requisitos necesarios de resistencia en las dos direcciones, restando tan solo hacer una revisión por fuerza cortante.

Para la revisión por fuerza cortante, se supondrá a la columna como una trabe, donde la fuerza cortante será:

DIRECCION X



DIRECCION Y



El cortante que debemos de considerar,  $V_u$ , es 39.63 ton, el cual debe ser menor que el cortante resistente, el que se valúa, de acuerdo al R.C.D.F. con la siguiente expresión:

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{F_c^*} \quad (\forall \rho \geq 0.01)$$

sustituyendo:  $V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 92 \times \sqrt{200} = 52.04 \text{ ton.}$

Como  $V_u < V_{CR}$  en ambas direcciones, teóricamente la ---



columna es capaz de resistir cortante sin refuerzo alguno, pero el R.C.D.F. nos indica que se debe de colocar un refuerzo mínimo, ya que todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos cuya separación no debe exceder ninguna de las siguientes opciones:

$$--- \frac{850}{\sqrt{F_y}} \phi$$

$$--- 48 \phi$$

--- Lado menor de la columna.

donde:  $\phi$  = diámetro de la varilla más delgada.

$\phi$  = diámetro del estribo usado.

Considerando que se usan estribos del #3 y la varilla empleada es del #8, sustituyendo tenemos:

$$-- (850/\sqrt{4000})2.5 = 33.6 \text{ cm}$$

$$-- 48 \times 1 = 48 \text{ cm}$$

$$-- 100 \text{ cm}$$

Rige la primera alternativa, por lo que emplearemos de 30 cm para estribos del #3, adicionalmente el R.C.D.F. nos pide que la separación máxima de estribos se reduzca a la mitad en una longitud no menor de las tres siguientes opciones medida desde cada uno de sus extremos hacia el centro:

--- 1/6 de su altura libre,

--- 60 cm,

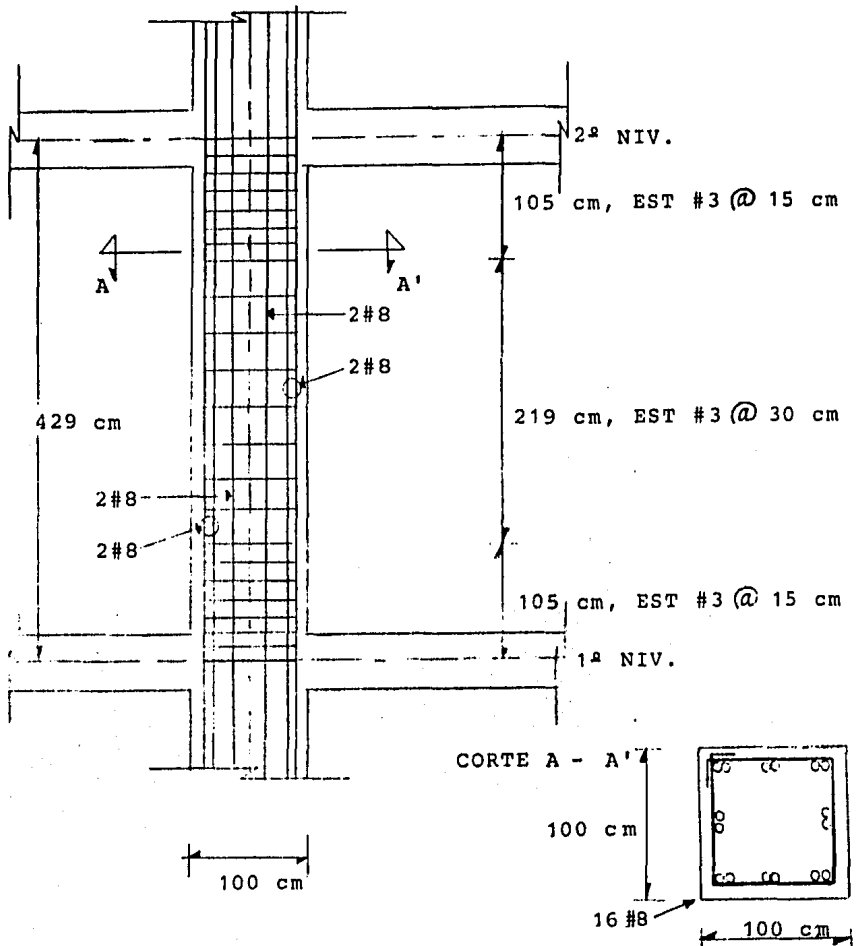
--- lado mayor de la columna.

sustituyendo:---  $1/6(384) = 64 \text{ cm}$

--- 60 cm

--- 100 cm

Rige la tercera alternativa, 100 cm, en la cual se dejará una separación de estribos de  $d/2$ , es decir 15 cm, por lo que finalmente la columna quedará armada de la siguiente forma:

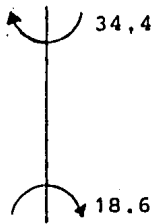


Armado de columna de 100 x 100 cm

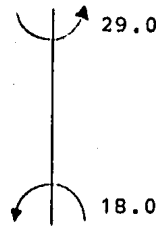
Diseño de Columna 2-A.

Los resultados del análisis correspondientes a cada uno de los casos indicados son:

## \*\*\* Efectos Gravitacionales (t-m)

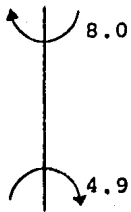


Dirección X

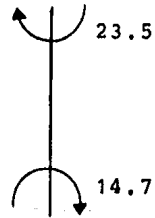


Dirección Y

## \*\*\* Efectos Accidentales (t-m)



Dirección X



Dirección Y

Las fuerzas internas de diseño son:

CONDICION		EXT. INF.	EXT. SUP.
Dirección X	$P_u$ (t)	134.96	
(CM + CV)1.4	$M_u$ (t-m)	26.04	48.16
(CA)1.1	$M_u$ (t-m)	5.39	8.80
Dirección Y	$P_u$ (t)	134.96	
(CM + CV)1.4	$M_u$ (t-m)	25.20	40.60
(CA)1.1	$M_u$ (t-m)	16.17	25.85

----- EFFECTOS DE ESBELTEZ

\*\*\* Dirección X-X

a) Los efectos de esbeltez se desprecian, por movimiento general si:

$$\frac{kH}{r} < 22$$

Para calcular "k", primeramente se calcula el factor  $\psi$ :

nudo superior:  $\psi_s = 4.7$

nudo inferior:  $\psi_i = 20.5$

Del nomograma respectivo se tiene el factor:  $k = 2.8$ , la longitud libre es: 2.875 m., la longitud libre de pandeo

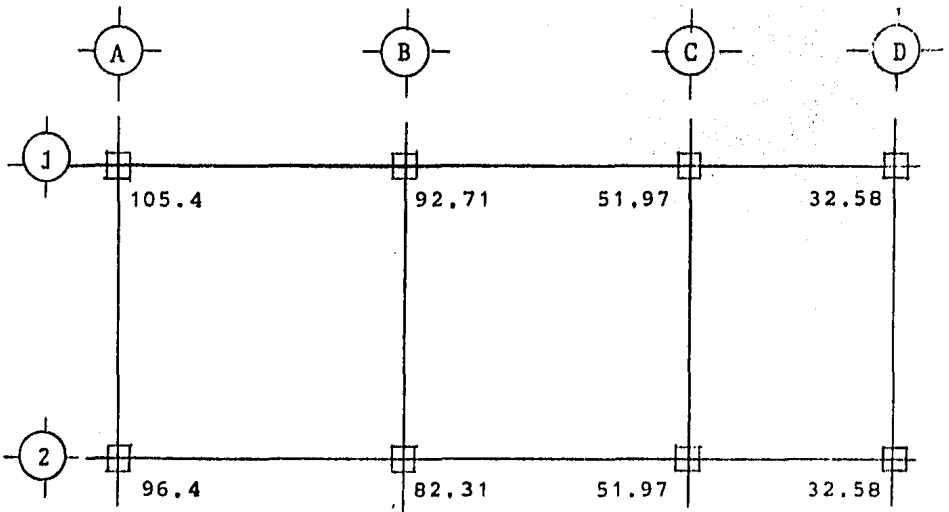
es:  $H' = 8.05$  m., el radio de giro se puede tomar como 30% del lado considerado:  $r = 60 \times 0.3 = 18$  cm, por lo que la relación de esbeltez será:

$$H'/r = 805/18 = 44.7 > 22,$$

por lo que se deben de tomar en cuenta los efectos de ----- esbeltez, procediendo a encontrar el factor de amplificación en ésta dirección:

$$F_a = \frac{1}{1 - \Sigma P_u / \Sigma P_c} \geq 1$$

Para el cálculo de la suma de las cargas últimas, incluyendo el peso propio hasta el nivel considerado, se considera la figura siguiente, donde se hace un resumen de las cargas actuantes hasta el nivel 3º:



(Las cargas estan dadas en toneladas)

La sumatoria de cargas últimas para el entrepiso referido es:

$$\Sigma P_u = 545.92 \times 1.4 = 764.29 \text{ ton.}$$

La carga crítica se calcula a partir de la fórmula de Euler, como se indica:

$$P_c = \frac{F_R \pi^2 EI}{(H')^2}$$

donde:  $EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u}$

Sustituyendo al igual que en el caso anterior, tenemos:

$$u = \frac{48.16 \times 0.73}{48.16 + 8.80} = 0.62$$

$$I_g = 60 \times 60^3 / 12 = 1,080,000.00 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.4 \times 158,113.8 \times 1,080,000}{1 + 0.62} = 4.21 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.21 \times 10^{10}}{(H')^2} = \frac{3.54 \times 10^{11}}{(H')^2} = \frac{3.54 \times 10^8}{(H')^2}$$

Si  $(H')$  se da en cm.,  $P_c$  se obtiene en ton.

La carga crítica para cada columna, con sus respectivas operaciones se resumen en la siguiente tabla, para los marcos 1 y 2 respectivamente:

COL	$\psi_s$	$\psi_c$	k	H	H'	$P_c$
1A	4,7	20,5	2,8	287,5	805,0	546,0
1B	2,9	14,2	2,3	287,5	675,6	775,0
1C	1,2	11,2	1,9	287,5	546,3	1,185,0
1D	1,7	14,8	2,1	287,5	603,8	970,0
2A	4,7	20,5	2,8	287,5	805,0	546,0
2B	2,9	12,6	2,3	287,5	661,3	809,0
2C	1,2	10,2	1,9	287,5	546,3	1,185,0
2D	1,7	14,8	2,1	287,5	603,8	970,0

$$\Sigma P_c = 6,986,0 \text{ ton.}$$

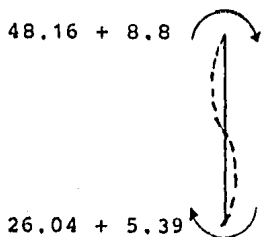
El factor de amplificación será:

$$F_a = \frac{1}{1 - 764,29/6986} = 1,12$$

b) Revisión local de la columna, suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez si se cumple:  $(H'/r) < (34 - 12M_1/M_2)$ , para esta columna la excentricidad accidental es:  $e_a = 0.05 \times 60 = 3 \text{ cm} > 2 \text{ cm}$ , las excentricidades de diseño son:

$$e_s = \frac{56,96}{134,96} = 0,42 \text{ m.}$$



$$e_{\lambda} = \frac{31.43}{134.96} = 0.23 \text{ m.}$$

Las excentricidades de diseño son:

$$e_{ds} = 42 + 3 = 45 \text{ cm}$$

$$e_{di} = 23 + 3 = 20 \text{ cm,}$$

Los momentos son:

$$M_1 = 134.96 \times 0.45 = 60.73 \text{ t-m}$$

$$M_2 = 134.96 \times 0.20 = 27.00 \text{ t-m}$$

La relación es:

$$(34 - 12(-60.73/27)) = 61$$

La relación de esbeltez en función de las relaciones de esbeltez, sustituyendo y resolviendo se tiene:

$$\psi_s = 4.7 \quad \text{y} \quad \psi_{\lambda} = 20.5,$$

del nomograma correspondiente se tiene  $k = 0.95$ , por lo que nuestra longitud efectiva de pandeo es:  $kH = 0.95 \times 287.5 = 273.12 \text{ cm}$ , y la relación de esbeltez es:  $273/18 = 15.17$  que es menor que 61, por lo que se pueden despreciar los efectos de esbeltez y el factor de amplificación en la dirección X-X es:

$$F_{ax} = 1.12$$



## \*\*\* Dirección Y-Y

a) Considerando por movimiento general, los efectos de esbeltez:

Análogamente a la dirección X-X:

La relación de rigideces para cada extremo son:  $\psi_s = 4.7$  y  $\psi_l = 17.2$ ; del nomograma:  $k = 2.6$ ; la longitud efectiva de pandeo:  $H' = 2.6 \times 287.5 = 747.5$  cm; la relación de esbeltez es:  $747.5/18 = 41.53 > 22$ ; por lo que se debe de obtener el factor de amplificación  $F_a$ .

Al igual que en la dirección X-X la sumatoria de cargas últimas es:  $P_u = 764.29$  ton.; las constantes para determinar las cargas críticas  $P_c$ , son:

$$u = \frac{40.6 \times 0.73}{40.6 + 25.85} = 0.45$$

$$EI = \frac{0.4 \times 158,113.8 \times 1,080,000}{1 + 0.45} = 4.71 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{0.85 \times 4.71 \times 10^{10}}{(H')^2} = \frac{3.95 \times 10^{11}}{(H')^2} = \frac{3.95 \times 10^8}{(H')^2}$$

La suma de cargas críticas, para esta dirección, se muestra en la siguiente tabla, donde se resumen las operaciones necesarias correspondientes a los marcos A, B, C, y D respectivamente.

COL	$\psi_s$	$\psi_c$	k	H	H'	$P_c$
A1	4.7	17.2	2.6	287.5	747.5	707.0
A2	4.7	17.2	2.6	287.5	747.5	707.0
B1	5.6	20.5	2.8	287.5	813.6	597.0
B2	5.6	20.5	2.8	287.5	813.6	597.0
C1	2.8	30.5	2.6	287.5	747.5	707.0
C2	2.8	30.5	2.6	287.5	747.5	707.0
D1	3.0	26.4	2.5	287.5	718.7	765.0
D2	3.0	26.4	2.5	287.5	718.7	765.0

$$\Sigma P_c = 5,552.0 \text{ ton.}$$

El factor de amplificación para esta condición es:

$$F_a = (1 + 764.3/5,552)^{-1} = 1.16$$

Haciendo la revisión local de la columna se pudo determinar que los efectos de esbeltez se pueden despreciar, por lo que el factor de amplificación en la dirección Y-Y será:

$$F_{ay} = 1.16$$

#### ----- DIMENSIONAMIENTO

La columna se dimensionará por flexocompresión biaxial

con las acciones internas basadas en el análisis en la dirección Y-Y y después se revisará bajo las acciones asociadas en la dirección X-X.

Los elementos mecánicos por efectos gravitacionales -- son:

$$P_u = 134.96 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 48.16 + 134.96 \times 0.03 = 52.21 \text{ t-m}$$

$$M_{uy} = 40.60 + 134.96 \times 0.03 = 44.65 \text{ t-m}$$

Los elementos mecánicos por efectos sísmicos son:

$$P_{ux} = 3.71 \text{ ton.}$$

$$M_{ux} = 8.8 + 3.71 \times 0.03 = 8.91 \text{ t-m}$$

$$P_{uy} = 9.24 \text{ ton.}$$

$$M_{uy} = 25.85 + 9.24 \times 0.03 = 26.13 \text{ t-m}$$

La suma de los efectos gravitacionales y sísmicos de -- acuerdo al R.C.D.F. es, para la dirección Y-Y, la siguiente:

$$P_u = 134.96 + 3.71 + 9.24 = 147.91 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 1.12(52.21 + 0.3 \times 8.91) = 61.47 \text{ t-m}$$

$$M_{cy} = 1.16(44.65 + 26.13) = 82.11 \text{ t-m}$$

Las excentricidades de diseño son:

$$e_x = 61.47/147.91 = 0.42 \text{ m}$$

$$e_y = 82.11/147.91 = 0.56 \text{ m}$$

Usando la fórmula de Bresler, por tanteos, para encontrar la carga resistente se tiene:

=== Tanteo No. 1

$$\text{Suponiendo: } p = 0,042 \quad \Rightarrow \quad A_s = 151,2 \text{ cm}^2$$

Las constantes son:

$$q = 0,042 \times 23,53 = 0,98$$

$$e_x/h_x = 42/60 = 0,70$$

$$e_y/h_y = 56/60 = 0,93$$

Del diagrama correspondiente se obtiene:

$$K_x = 0,57$$

$$K_y = 0,45$$

Las cargas resistentes son:

$$P_{R0} = 0,85(612 + 151,2 \times 4) = 1,034,28 \text{ ton.}$$

$$P_{Rx} = 0,57 \times 0,85 \times 612,0 = 296,5 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 0,45 \times 0,85 \times 612,0 = 235,0 \text{ ton.}$$

Sustituyendo en la fórmula de Bresler se tiene que la carga resistente es:  $P_R = 150,1 \text{ ton.} > P_u$ , por lo que se propone usar como refuerzo las siguientes varillas: 24 #8 y 4 #10, teniendo con ello  $154 \text{ cm}^2$  de acero; procediendo ahora a revisar en la dirección X-X.

La suma de los elementos mecánicos, producidos por -- efectos gravitacionales y sísmicos en la dirección X-X son:

$$P_u = 134,96 + 9,24 + 3,71 = 147,91 \text{ ton.}$$

$$M_{cx} = 1,12(52,21 + 8,91) = 68,45 \text{ t-m}$$

$$M_{cy} = 1,16(44,65 + 0,3 \times 26,13) = 60,89 \text{ t-m}$$

Las excentricidades de diseño son:

$$e_x = 68,45/147,91 = 0,46 \text{ m}$$

$$e_y = 60,89/147,91 = 0,41 \text{ m}$$

Como  $A_s = 154 \text{ cm}^2$ ; la cuantía de acero es:  $\rho = 0,043$ ; y el valor  $q$ , es 1,0; usando las siguientes constantes y el nomograma correspondiente tenemos:

$$e_x = 46/60 = 0,76 \quad \Rightarrow \quad K_x = 0,53$$

$$e_y = 41/60 = 0,68 \quad \Rightarrow \quad K_y = 0,58$$

Las cargas resistentes son:

$$P_{R0} = 1,043,8 \text{ ton.}$$

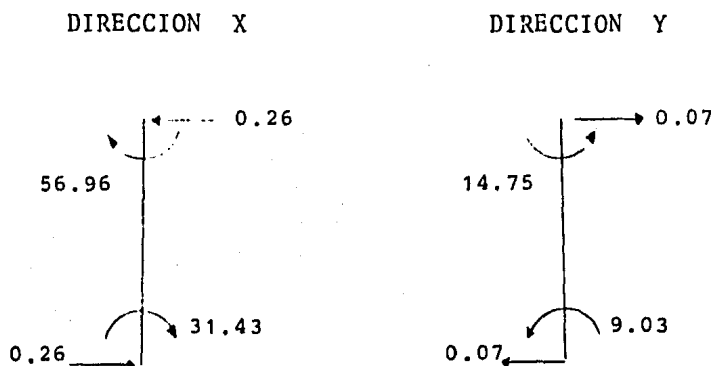
$$P_{Rx} = 275,7 \text{ ton.}$$

$$P_{Ry} = 301,7 \text{ ton.}$$

Sustituyendo la carga de diseño es:  $P_R = 167 \text{ ton}$  que resulta mayor que la carga  $P_u$ ; rigiendo el dimensionamiento en la dirección Y-Y.

Por lo que el acero propuesto de 24#8 y 4#10 cubre los requisitos necesarios para su resistencia en las dos direcciones.

Para la revisión por fuerza cortante, se supondrá a la columna como una trabe, donde la fuerza cortante será:

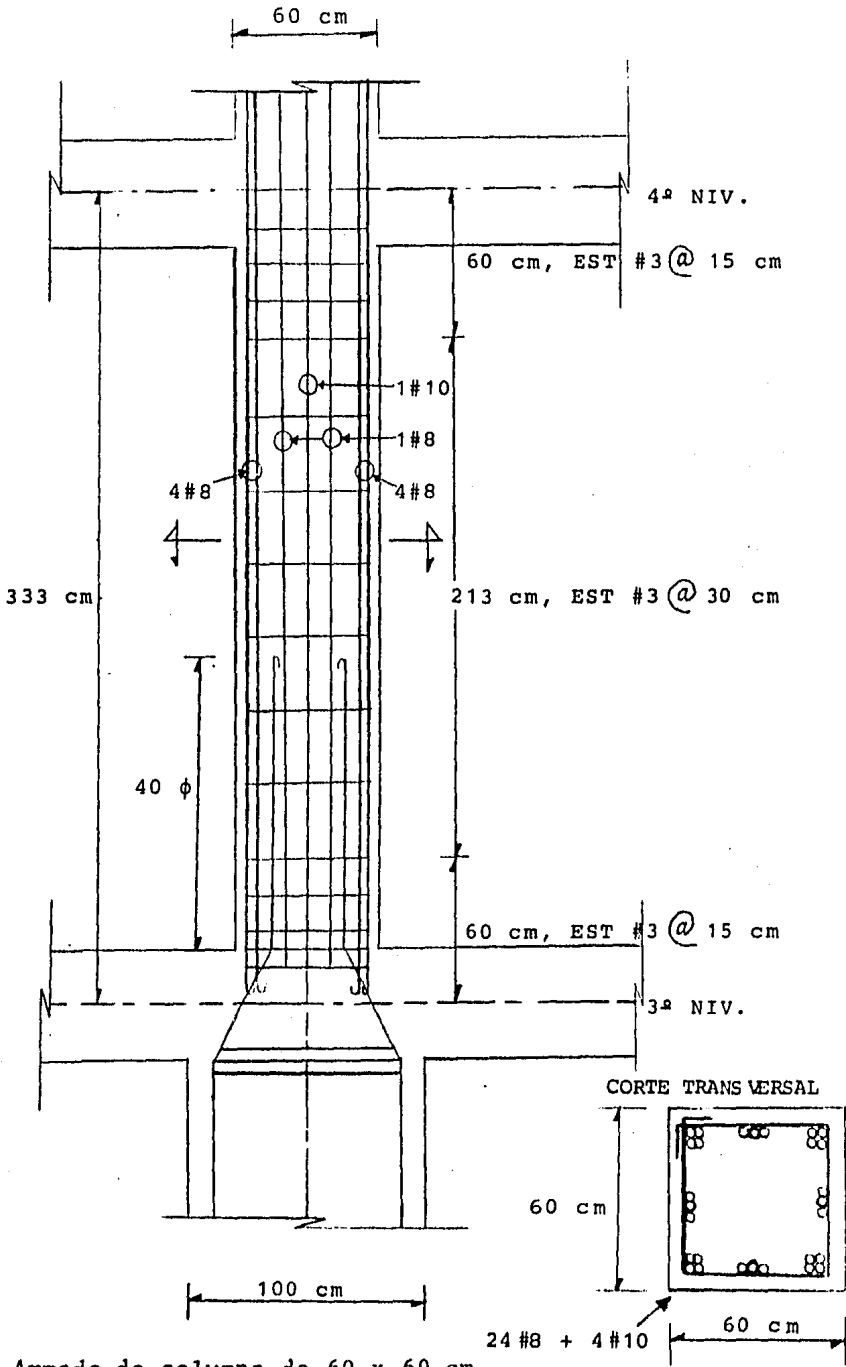


El cortante que debemos de considerar,  $V_u$ , es 0.26 ton, el cual debe ser menor que el cortante resistente:

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 60 \times 52 \times \sqrt{200} = 17.65 \text{ ton.}$$

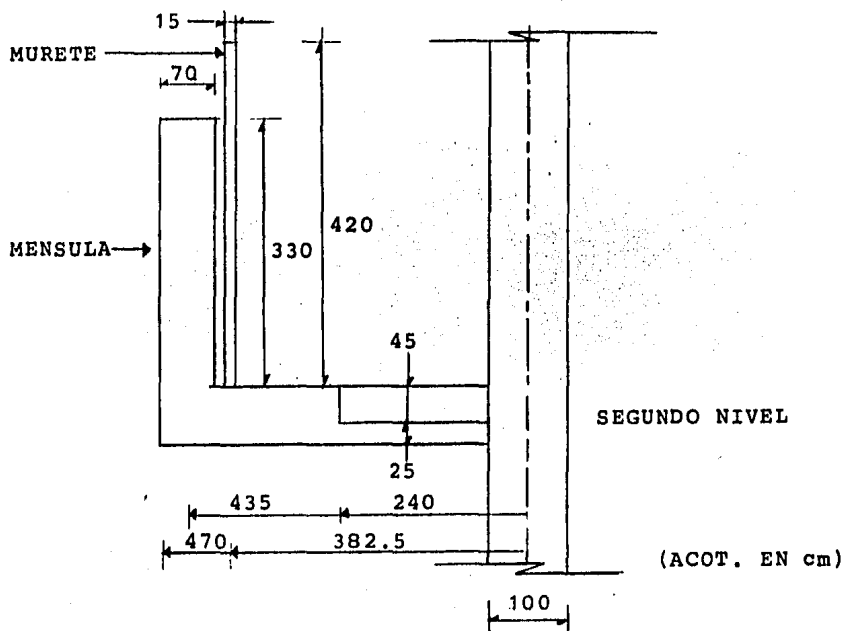
Como  $V_{CR} > V_u$  en ambas direcciones la columna es capaz de resistir cortante sin refuerzo alguno, pero se colocará refuerzo mínimo conforme al R.C.D.F.; análogamente al caso de la columna anterior se colocarán estribos del #3 a cada 30 cm y a cada 15 cm en una longitud de 60 cm medida a partir de sus extremos hacia el centro.

Finalmente la columna quedará armada de la siguiente manera:

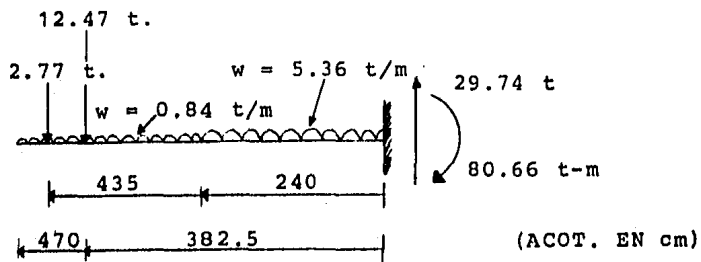


### III.3 DISEÑO DE MENSULAS

Como se observa en los planos arquitectónicos, el murete está apoyado en dos ménsulas, de las cuales ejemplificaremos el diseño de la correspondiente al eje 2, cuyas características de geometría y carga son las siguientes:



Esta parte de la estructura está bajo las solicitaciones de carga que se indican a continuación, mostrándose -- además los elementos mecánicos obtenidos del análisis de marcos:





Con los resultados de la figura anterior, los elementos mecánicos últimos son:

$$M_u = 80.66 \times 1.4 = 112.92 \text{ t-m.}$$

$$V_u = 29.74 \times 1.4 = 41.64 \text{ t-m.}$$

Las constantes que usaremos para el diseño, de acuerdo a las características de los materiales:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{f''_c}{f_y} \frac{4800}{f_y + 6000} = 0.0204$$

$$\rho_{máx} = 0.75 \rho_b = 0.0153$$

$$q_{máx} = \rho_{máx} \frac{f_y}{f''_c} = 0.36$$

Suponiendo a la ménsula como simplemente armada el momento resistente será, de acuerdo al R.C.D.F.:

$$M_R = F_R b d^2 f''_c q_{máx} (1 - 0.5 q_{máx}),$$

sustituyendo:

$$M_R = 0.9 \times 50 \times 62^2 \times 170 \times 0.36(1 - 0.5 \times 0.36)$$

$$M_R = 8,680,828 \text{ kg-cm} = 86.81 \text{ t-m}$$

Como  $M_R < M_u$  se requiere que la sección propuesta sea doblemente armada, es decir, necesita refuerzo a compresión como  $M_{R1} = 86.81 \text{ t-m}$ , entonces  $M_{R2}$  será la diferencia de momentos último y  $M_u$ , es decir:

$$M_{R2} = 112.92 - 86.81 = 26.11 \text{ t-m}$$

El acero de refuerzo necesario será:

$$A_{S1} = \rho_{max} b d$$

$$A_{S1} = 0.0153 \times 50 \times 62 = 47.43 \text{ cm}^2,$$

además:

$$A_{S2} = \frac{M_{R2}}{F_R f_y (d - d')},$$

$$\text{sustituyendo: } A_{S2} = \frac{26.11 \times 10^5}{0.9 \times 4000(62 - 8)} = 13.43 \text{ cm}^2,$$

$$\text{el acero será: } A_{TOT} = A_{S1} + A_{S2} = 60.86 \text{ cm}^2$$

El acero de compresión se calcula con:

$$A_{S'} = \frac{A_{S2}}{0.75}$$

$$\text{sustituyendo: } A_{S'} = 13.43 / 0.75 = 17.91 \text{ cm}^2$$

Para garantizar que el acero a compresión fluye, se debe cumplir, según el R.C.D.F., la condición:

$$\rho - \rho' \geq \frac{f_c''}{f_y} \frac{d'}{d} \frac{4800}{6000 - f_y},$$

donde la cuantía de acero a tensión es:

$$\rho = \frac{A_{stot}}{bd} = \frac{60.86}{50 \times 62} = 0.0196,$$

la cuantía de acero a compresión es:

$$\rho' = \frac{A_{s'}}{bd} = \frac{17.91}{50 \times 62} = 0.0058,$$

la diferencia de cuantías es:  $\rho - \rho' = 0.0138$ ,

del segundo término, sustituyendo tenemos:

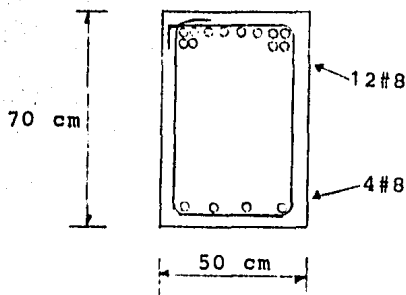
$$\frac{170}{4000} \frac{8}{62} \frac{4800}{6000 - 4000} = 0.0132$$

como  $0.0138 \geq 0.0132$ , el acero fluye a compresión.

El acero se distribuirá de la siguiente forma

** acero a tensión	(60.86 cm <sup>2</sup> )	12 #8
** acero a compresión	(17.91 cm <sup>2</sup> )	4 #8

Su colocación se hará como se indica:



Como la longitud de la ménsula es muy grande, es preferible que el acero de tensión sea cortado de acuerdo a la configuración de diagrama de momentos como lo indica el R.C.D.F.; el momento resistente de un par de varillas del #8 se valúa con la relación:

$$\frac{M_R}{A_S} = \frac{m_r}{a_s},$$

donde:  $m_r = (a_s/A_S)M_R$ , momento resistente con el que -- contribuye el acero  $a_s$ .

$a_s$  = Cantidad de acero a considerar.

$M_R$  = Momento resistente total de la sección.

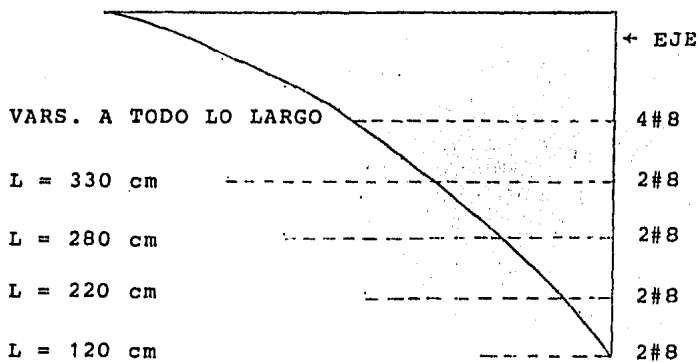
$A_S$  = Área de acero total que contribuye a cubrir el momento resistente  $M_R$ ,

como el área de acero de una varilla del #8 es  $5.07 \text{ cm}^2$ , para el par de varillas del #8 contribuyen con un momento resistente  $m_r$  de:

$$m_r = (10.14/60.86)112.92 = 18.81 \text{ t-m}$$

Cuando se hacen cortes de varillas como en este caso, se debe de garantizar la adherencia entre las varillas y el concreto de acuerdo a los requisitos que se indican en el R.C.D.F. el que señala que la longitud de desarrollo para varillas del #8 es:  $L_d = 108$  cm, para este caso el peralte efectivo es  $d = 62$  cm, por lo que la longitud de anclaje es:  $L_d + d = 170$  cm a partir de donde teóricamente ya no se requiere el refuerzo.

Si consideramos dejar  $1/3$  del acero de refuerzo a todo lo largo de la ménsula, es decir, 4 varillas del #8 y las ocho restantes cortarlas, de acuerdo a lo anteriormente descrito, en paquetes de dos, así como también dejar a todo lo largo el acero de refuerzo de compresión en el lecho inferior, se obtendrá que el acero longitudinal se colocará como se indica a continuación:



(LAS LONGITUDES INDICADAS SE MIDEN APARTIR DEL EJE).

### III.4 DISEÑO DE MURETE

#### Introducción.

Las vigas de gran peralte son aquellas cuya relación claro/peralte ( $\ell/h$ ) es del orden de tres o menor.

En el caso que nos ocupa, observando el murete en la figura correspondiente, esta relación es:

$$\frac{\ell}{h} = \frac{11.90}{4.20} = 2.8,$$

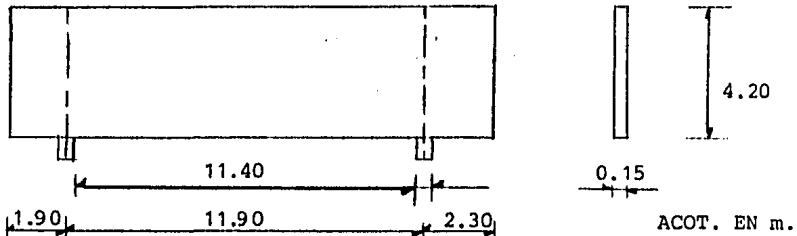
por lo tanto, la consideraremos una viga de gran peralte.

En este tipo de vigas los esfuerzos normales debidos a flexión difiere de una distribución lineal. En vigas de concreto reforzado, las distribuciones de esfuerzos son más o menos similares a las teóricas antes de que ocurra el agrietamiento del concreto a tensión. Sin embargo tan pronto como ocurre este agrietamiento, las distribuciones cambian por completo.

Se ha podido comprobar experimentalmente que resulta conservador diseñar las vigas de concreto de gran peralte de acuerdo con los resultados de la Teoría de la Elasticidad. Además se ha encontrado que la magnitud de los esfuerzos debidos a flexión, no es factor importante en el diseño. Resultan más significativos, en general, los detalles de dimensionamiento de los apoyos y los detalles de anclaje de las varillas.

Diseño:

A continuación se ejemplifica el diseño de un muro de gran peralte en base al murete apoyado en las ménsulas de los ejes 1 y 2, cuyas características geométricas se ---- observan en la figura siguiente:

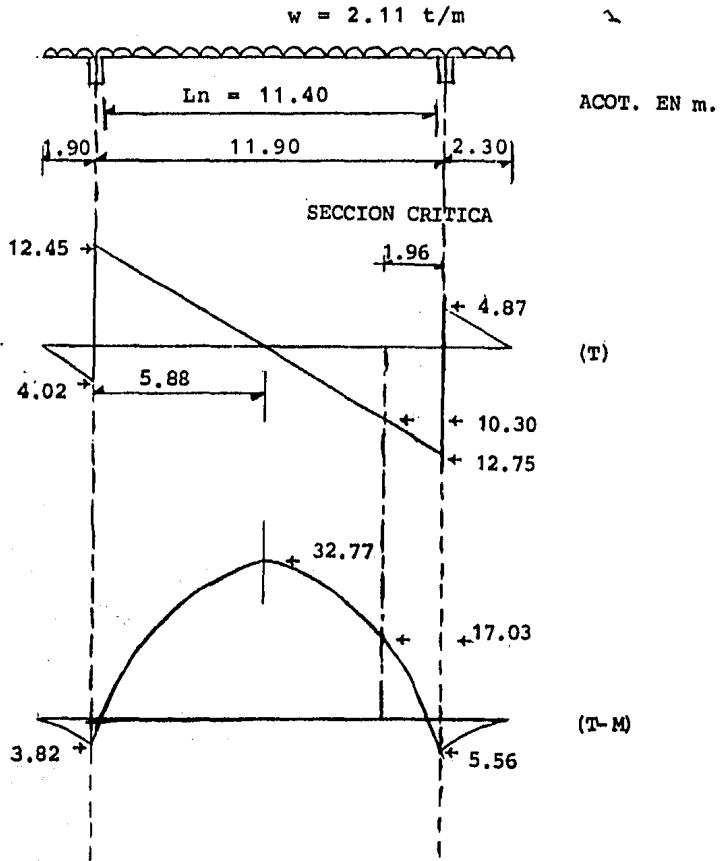


Debido a que el murete está sometido exclusivamente a la acción de su peso propio se procederá a realizar el diseño con esta condición multiplicada por un factor de carga, F.C. = 1.4:

$$w = 0.15 \times 4.2 \times 2.4 = 1.512 \text{ t/m}$$

$$w_u = 1.51 \times 1.4 = 2.117 \text{ t/m}$$

Con este dato y las características geométricas de la sección procedamos a calcular los elementos mecánicos de la misma:



En base a los elementos mecánicos antes obtenidos y con las siguientes constantes se diseñará:



Materiales: --- Concreto:  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$   
 --- Acero:  $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$

\*\*\*\*\* Diseño por Flexión.

La relación claro/peralte es: 2.8, para obtener el --- brazo del par interno según el Reglamento del A.C.I. se --- tendrá:

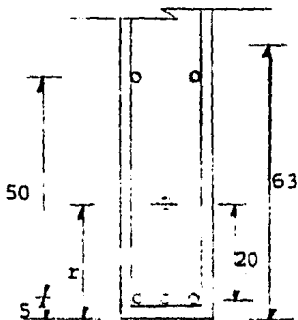
$$z = 0.6h \quad \text{ya que} \quad l/h > 1$$

por lo tanto:  $z = 0.6 \times 4.2 = 2.52 \text{ m.}$

Para determinar el área de acero se utilizará la si--- guiente expresión:

$$A_s = \frac{M}{f_y z} = \frac{32.77 \times 10^5}{4000 \times 252} = 3.25 \text{ cm}^2$$

Se propone utilizar 5#3, cuya área de acero es  $3.55 \text{ cm}^2$  distribuidos en:  $0.15h = 0.15 \times 4.2 = 63 \text{ cm}$ , como indica en - la figura siguiente:



Centroide del Refuerzo:

$$x = 2 \times 50 / 5 = 20 \text{ cm}$$

$$r = 5 + 20 = 25 \text{ cm}$$

$$d_{real} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

ACOT. EN cm.

\*\*\*\*\* Revisión de Esfuerzos de Aplastamiento en el apoyo.

La fuerza de aplastamiento permisible de acuerdo al Reglamento del A.C.I. es:

$$f_{apl.perm.} = 0.5 f'_c$$

$$f_{apl.perm.} = 125 \text{ kg/cm}^2$$

Del diagrama de fuerza cortante obtenemos:

$$V_R = 12,746 \text{ kg,}$$

por lo que la fuerza de aplastamiento actuante será:

$$f_{apl.act.} = \frac{12,746}{50 \times 15} = 17 \text{ kg/cm}^2$$

como se cumple que:  $f_{apl.act.} < f_{apl.perm.}$ , la revisión es satisfactoria.

\*\*\*\*\* Revisión por Fuerza Cortante.

Para esta revisión es necesario conocer la sección crítica, que según el A.C.I. está localizada a  $0.15L_n$  medida a partir del paño de apoyo, es decir:

$$z = 0.15L_n = 0.15 \times 11.4 = 1.71 \text{ m}$$

De los diagramas de momento flexionante y fuerza cortante se obtienen los siguientes elementos mecánicos:

$$M_u = 17.03 \text{ t}\cdot\text{m}$$

$$V_u = 10.30 \text{ t}$$

El Reglamento del A.C.I.-71 recomienda la siguiente ecuación para calcular la resistencia a fuerza cortante de vigas de gran peralte sin refuerzo en el alma:

$$V_c = db \left\{ 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right\} \left\{ 0.5 \sqrt{f'_c} + 180 \rho \frac{V_u d}{M_u} \right\}$$

La cuantía de acero debida al refuerzo por flexión es:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3.55}{15 \times 395} = 0.00059$$

De la ecuación anterior, de resistencia a fuerza cortante, el Reglamento del A.C.I. nos indica que se debe cumplir que:

$$1 \leq \left\{ 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d} \right\} \leq 2.5$$

sustituyendo:  $3.5 - 2.5(17.03/10.3 \times 3.95) = 2.45$ , satisfaciendo así lo requerido por el Reglamento A.C.I.; la resistencia a la fuerza cortante para nuestro caso es:

$$V_c = 15 \times 395 \times 2.45 (0.5 \sqrt{250} + 180 \times 0.00059 (10.3 \times 3.95 / 17))$$

$$V_c = 118.5 \text{ ton.}$$

Como la resistencia a la fuerza cortante es mucho mayor que la actuante, no se requiere refuerzo por cortante.

\*\*\*\*\* Refuerzo mínimo en el Alma,

== Refuerzo vertical,

Según el Reglamento del A.C.I. el área de refuerzo --- vertical,  $A_v$ , no debe ser menor que  $0.0015bs$ , donde la separación,  $s$ , debe ser menor que  $d/5$  ó  $45$  cm, para nuestro caso tendremos:

Usando varillas del #3, a 2 ramas:

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2,$$

$$\text{su separación: } s = \frac{A_v}{0.0015b} = \frac{1.42}{0.0015 \times 15} = 63 \text{ cm},$$

por otro lado su separación máxima es:

$$s_{max} = d/5 = 390/5 = 78 \text{ cm}$$

$$s_{max} = 45 \text{ cm},$$

concluyendo: se colocarán varillas del #3 a  $45$  cm

== Refuerzo horizontal.

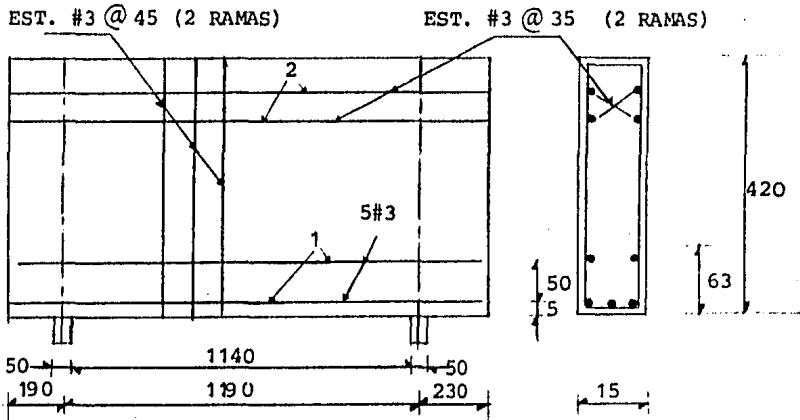
Nuevamente el Reglamento nos limita a que el área de refuerzo horizontal,  $A_{vh}$ , debe ser mayor que  $0.0025 bs_2$ ,

colocandose a una separación,  $s_2$ , menor a  $d/3$  ó 45 cm, si empleamos varillas del #3 tendremos:

$$A_{vh} = 1.42 \text{ cm}^2,$$

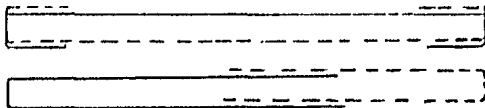
cuya separación es:  $s_2 = 1.42 / (0.0025 \times 15) = 37.8 \text{ cm}$ , además su separación máxima no debe exceder a:  $d/3 = 390/3 = 130 \text{ cm}$  ó 45 cm; concluyendo, se colocará el refuerzo a 35 cm.

En el croquis que a continuación se presenta, se indica por una parte, que el refuerzo por flexión se coloca sin dobles; ya que estos reducen la resistencia y por otra, que en los extremos se hacen ganchos horizontales para mejorar el anclaje de las varillas. Además se muestra una manera de anclar adecuadamente las varillas horizontales, tanto las de refuerzo principal como las de refuerzo por cortante.



ARMADO DE BARRAS HORIZONTALES:

ACOTACIONES EN cm.



1 FLEXION

2 EN EL ALMA

# CAPITULO IV

## CIMENTACION

### IV.1 ESTUDIOS PREVIOS

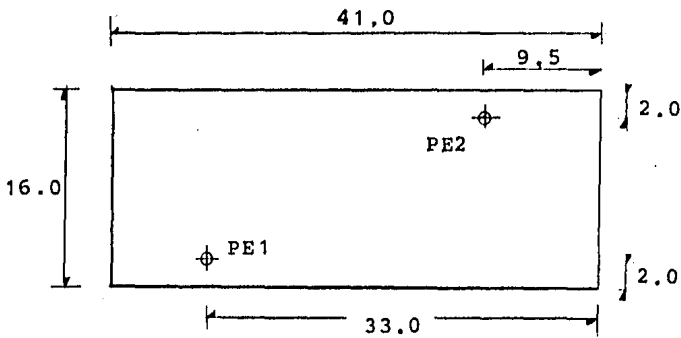
El predio donde se asentará la estructura en estudio es de 16 m de ancho y 41 m de largo, ubicado en la Colonia Nápoles que pertenece a la zona II, también llamada "zona de transición", donde existe una capa compresible de espesor mayor de 3 m y menor de 20 m.

Los requisitos mínimos para la investigación del subsuelo, según el R.C.D.F., tomando en cuenta la ubicación del terreno, son:

- \*\* a) Sondeos de penetración estandar para determinar la estratigrafía, la posición del nivel freático si existe en la profundidad explorada, y las propiedades índices de los materiales encontrados. La profundidad de los sondeos será al menos igual a dos veces el ancho en planta de la subestructura excepto cuando el estrato compresible se encuentre a una profundidad menor, en cuyo caso esta será la profundidad del sondeo.

- \*\* b) Estimación de las propiedades mecánicas pertenentes a partir de las propiedades índices, siempre que existan correlaciones aplicables a los materiales del sitio. En caso contrario, muestreo inalterado y pruebas de laboratorio para determinar las propiedades mecánicas de interés.
- \*\* c) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional.

El número mínimo de sondeos es de uno por cada 60 m -- o fracción del perímetro del área por construir; en nuestro caso tenemos 104 m de perímetro del área considerada, por lo que se requieren dos sondeos de penetración estándar, lo calizados donde se muestra en la siguiente figura:



(acotaciones en m.)

Las estratigraffas, así como el número de golpes de la prueba de penetración estándar de los dos sondeos se muestran en las figuras 15.1 y 15.2.

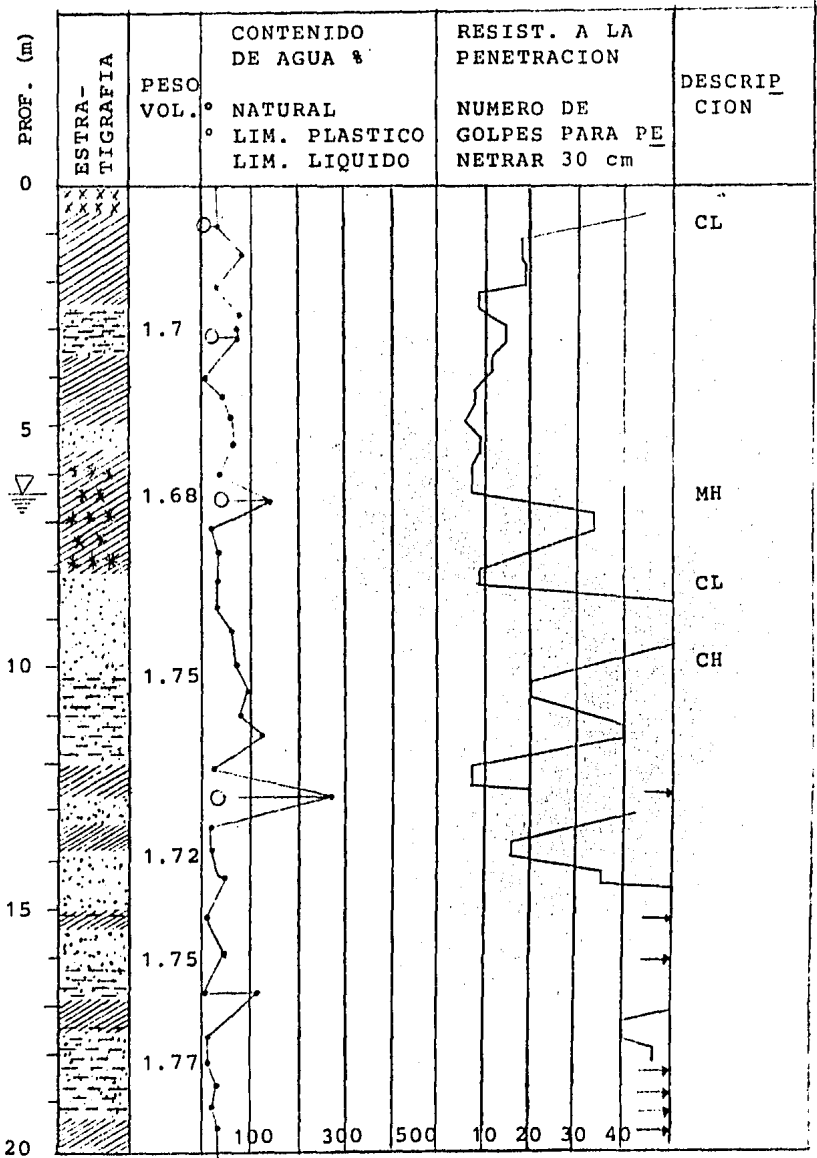
Usando las muestras representativas alteradas obtenidas con el penetrómetro estándar se determinaron el contenido natural de agua por lo menos cada metro, los límites líquido y plástico en los materiales finos y la densidad de sólidos por cada estrato, también indicados en los perfiles estratigráficos.

Los suelos se clasifican según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos a partir de las propiedades índice obtenidas en el laboratorio.

Del sondeo PE1, se llegó hasta una profundidad de 20 m obteniéndose un perfil del suelo constituido de la siguiente forma:

Un primer estrato compuesto por material de relleno de un espesor aproximadamente de 50 cm, a continuación un estrato de arcilla de baja compresibilidad de 4.5 m de espesor, con un estrato intermedio de 50 cm de arena limosa. El nivel de aguas freáticas, NAF, se localizó a 6.3 m de profundidad en un estrato compuesto por arcilla y un material orgánico de espesor de 2.4 m, debajo de éste un estrato de 7 m de arena con lentes de limo y arcilla hasta una profundidad de 15 m en donde hay arcilla limosa con un contenido de agua de 30%, en los restantes 5 m tenemos un estrato de arena con arcilla limosa con un contenido de agua promedio de 50%. De la figura se observa que aproximadamente a los 14.5 m se encuentra el estrato resistente, ya que el número de golpes es mayor de 50.





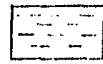
ARCILLA



GRAVA



ARENA



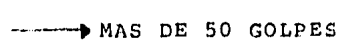
LIMO



RELLENO

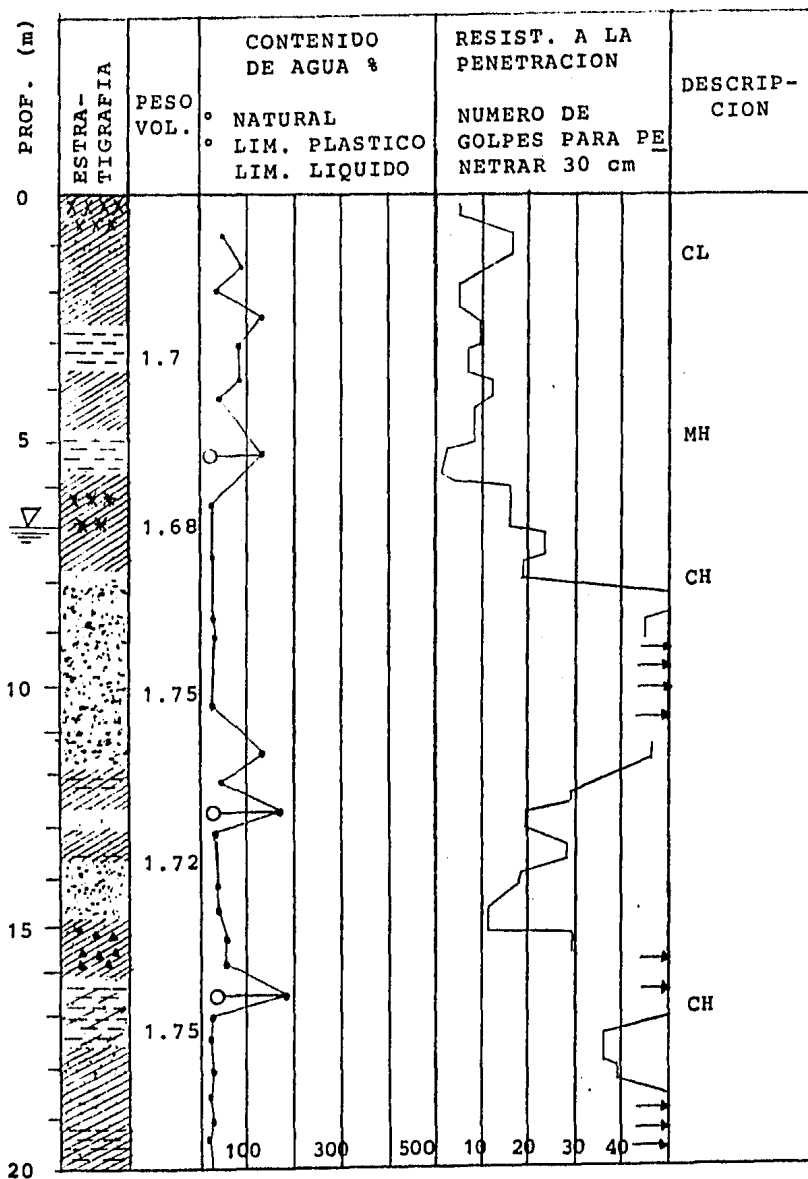


MAT. ORG.



MAS DE 50 GOLPES

Fig. 15.1 Sonda PE1



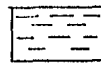
ARCILLA



GRAVA



ARENA



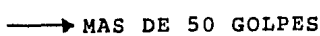
LIMO



RELLENO



MAT. ORG.



MAS DE 50 GOLPES

Fig. 15.2 Sondeo PE2

### Elección del tipo de Cimentación.

La cimentación tiene por objeto transmitir las cargas o acciones de la estructura a un cierto estrato de suelo en -- condiciones razonables de seguridad, de tal manera que no se ocasione la falla del material del suelo, de la cimentación o de la estructura propiamente dicha, y asegurar la estabilidad del conjunto.

Como consecuencia del estado general de solicitaciones, la estructura transmitirá a la cimentación fuerzas normales horizontales y pares aplicados en los puntos en que se ---- encuentran localizadas las columnas y muros. Este sistema - general de fuerzas se transforma mediante la cimentación, - en una presión aplicada en el suelo, que sigue alguna ley de distribución, que dependerá de las características mecánicas del suelo y de la rigidez de la cimentación.

Para que la cimentación y desde luego la estructura se encuentre en condiciones de seguridad, se requiere que ----- cumpla los siguientes puntos:

- \*\*\* a) Las presiones no vayan a producir la falla del - material del suelo.
- \*\*\* b) Las deformaciones en la cimentación sean tolerables para la estructura.
- \*\*\* c) Los desplazamientos en el suelo no vayan a producir daños en la estructura.

También se deben de analizar las condiciones de estabilidad al considerar los efectos de volteo en la estructura producido por cierto tipo de acciones como empuje lateral de suelos, viento y sismo.

En base al estudio de la estratigrafía, a las cargas que actúan en la cimentación, se eligió constituir una cimentación de pilas de concreto reforzado, desplantadas a una profundidad de 14,5 m, donde se encuentra el estrato resistente, ya que en las capas superficiales se observa que no tienen las características adecuadas para resistir las cargas originadas por la estructura.

Las pilas son elementos estructurales sometidos a compresión que transmiten las cargas, directamente, a estratos resistentes y profundos del suelo. Mediante una perforación previa en el suelo, se cuegan en el lugar, con o sin refuerzo de acero. Suelen ser de sección circular por su facilidad de construcción. Los diámetros mínimos suelen ser de 0.60 m.

Las pilas presentan las siguientes ventajas sobre los pilotes:

- Se pueden construir en suelos que presenten cierta resistencia a la penetración de los pilotes.
- No causan vibración o desplazamientos en el suelo.
- El equipo empleado para este tipo de cimentación es liviano.
- Se puede comparar la resistencia de la capa de ---

desplante.

La superficie de apoyo se puede aumentar mediante taludes apropiados en la parte inferior de la pila. Esta solución es recomendable en terrenos consistentes, ya que se requiere de muchas precauciones. Si se procede con la ampliación de la base, la supervisión debe ser rigurosa a efecto de asegurarse que el área de superficie de apoyo corresponde efectivamente a la de diseño.

## IV.2 DISEÑO DE CONTRATRABES

Debido a que los apoyos de la estructura son empotramientos, ello implica que debe haber elementos que sean capaces de resistir los momentos de empotramiento, así como las fuerzas cortantes, a estos elementos se les llama contratraves.

Para el diseño de estos elementos se eligió el marco 1 como representativo de la estructura, ya que en él actúan las condiciones más desfavorables.

A continuación se indican los momentos obtenidos de los análisis gravitacional y sísmico, así como también la condición desfavorable:

EFECTOS	A	B	C	D
Cargas				
Gravitacionales (t-m)	+29.5	+ 2.5	+10.5	+ 0.8
Cargas				
Sísmicas (t-m)	±63.2	±64.2	±48.9	±48.0
Condición				
Desfavorable (t-m)	+92.7	+66.7	+59.4	+48.8
$M_{desf. (1.1)} (t-m)$	+101.9	+73.4	+65.3	+53.7

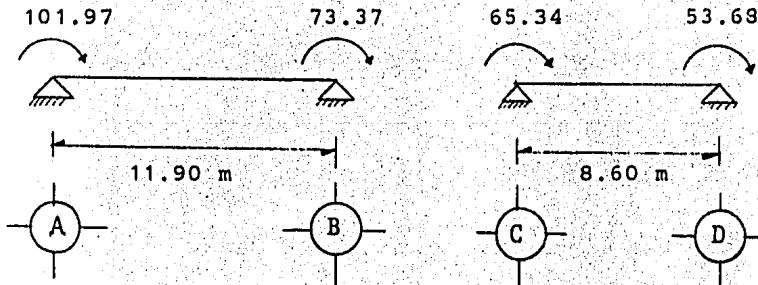
Supondremos a las contratraves como vigas simplemente apoyadas, para determinar las fuerzas cortantes que actúan en cada tramo, usando la siguiente expresión:

$$V = \frac{M_d - M_i}{L}$$

donde:  $V$  = Cortante que actúa en la longitud  $L$ .

$M_d$  = Momento actuante en el extremo derecho.

$M_i$  = Momento actuante en el extremo izquierdo.



$$V_{u_{A-B}} = (-73.53 - 101.97)/11.90 = -14.73 \text{ ton.}$$

$$V_{u_{C-D}} = (-53.68 - 65.34)/8.60 = -13.84 \text{ ton.}$$

Suponiendo una sección para las contratraves de 30 cm por 100 cm, su momento resistente de acuerdo al R.C.D.F. es:

$$M_R = F_R bdf_c'' q(1 - 0,5q)$$

donde q, se valúa con la siguiente expresión:

$$q = p \frac{f_y}{f_c''} = \left( 0,75 \frac{f_c''}{f_y} \frac{4,800}{f_y + 6,000} \right) \frac{f_y}{f_c''}$$

sustituyendo:

$$q = 0,75 \frac{170}{4000} \frac{4800}{4000 + 6000} \frac{4000}{170}$$

$$q = 0,0153 \times 23,53 = 0,36$$

$$M_R = 0,9 \times 30 \times 90 \times 170 \times 0,36 (1 - 0,5 \times 0,36)$$

$$M_R = 10,975,240,8 \text{ kg-cm} = 109,8 \text{ t-m}$$

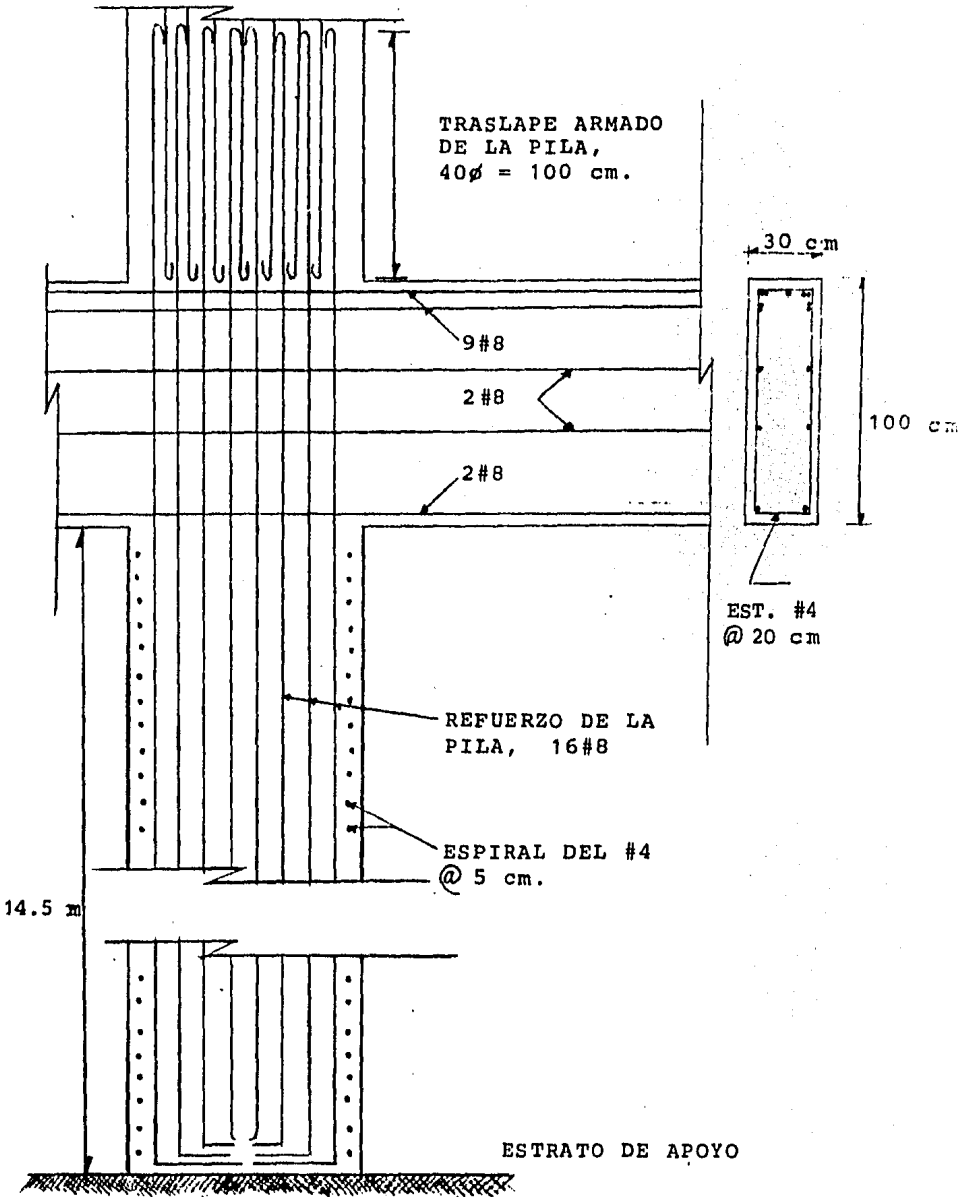
Como el momento resistente es mayor que el momento último, se acepta la sección propuesta, el acero de refuerzo es:

$$A_s = pbd = 0,0153 \times 30 \times 90 = 41,31 \text{ cm}^2,$$

por lo que se propone usar 9 #8, colocadas como se indica en el croquis siguiente.

Se colocarán estribos del #4 @ 20 cm, adicionandole 2 varillas del #4 en su sentido longitudinal.





ARMADOS DE CONTRATRABES Y PILAS DE CIMENTACION.

### IV.3 DISEÑO DE MUROS DE SOTANO

Como se explicó anteriormente el edificio cuenta con un sótano para el cual debe considerarse en todo su perímetro un elemento capaz de soportar tanto los empujes del suelo, como las variaciones de temperatura; este elemento se calcula como muro de contención, a partir de los siguientes datos:

$$\begin{aligned}
 f'_c &= 250 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_y &= 4,000 \text{ kg/cm}^2 \\
 \gamma_s &= 1,600 \text{ kg/m}^3 \text{ (peso volumétrico del suelo)} \\
 V_{CR} &= 0.29f'_c = 72.5 \text{ kg/cm}^2 \\
 h &= 2.525 \text{ m (altura del muro de sótano)}
 \end{aligned}$$

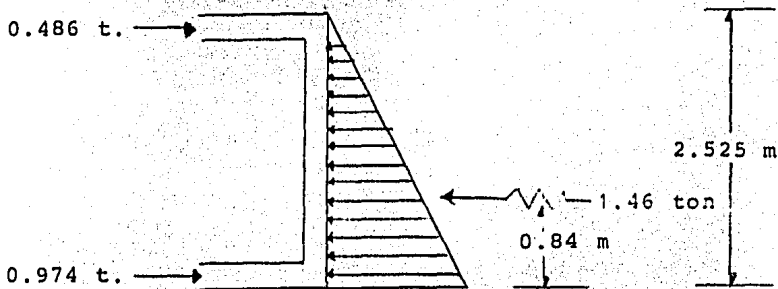
Para el análisis de éste muro se supondrá apoyado, en la parte superior, por la losa de la planta baja, y por la losa del sótano en la parte inferior, como si fuese una losa --- simplemente apoyada; además se considera que la fuerza ---- actuante en el muro se obtiene de la resultante de una ley de distribución triangular, cuya resultante por cada metro lineal es:

$$P = 0.286 \frac{\gamma h^2}{2}$$

$$P = 0.286 \times 1600 \times 2.525^2 / 2 = 1,458.7 \text{ kg}$$

$$P = 1.46 \text{ ton.},$$

actuando a un tercio de la altura del muro, 0.84 m, como se muestra en la figura siguiente:



El momento máximo para éste muro, bajo las condiciones mencionadas es:

$$M_{m\acute{a}x} = 0.128wL$$

$$M_{m\acute{a}x} = 0.128 \times 1.46 \times 2.525 = 0.472 \text{ t-m}$$

Supondremos un espesor del muro de 20 cm, además con un ancho unitario, revisemos el peralte efectivo de ésta losa - con la siguiente expresión:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K b}}$$

$$\text{sustituyendo: } d = \sqrt{\frac{0.472 \times 10^5}{20 \times 100}} = 4.8 \text{ cm}$$

Como el espesor del muro se supuso de 20 cm, con un re cubrimiento de 5 cm, el peralte efectivo, d, es de 15, por

lo que el peralte propuesto es aceptado; el acero requerido se determina con la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

sustituyendo:  $A_s = 0.472 \times 10 / 2000 \times 0.86 \times 15$

$$A_s = 1.8 \text{ cm}^2$$

El Reglamento del A.C.I. especifica que se colocarán un acero mínimo vertical no menor que 0.0015 veces el área de la sección reforzada, es decir:

$$A_{smín} = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

siendo ésta última opción la que rige, por lo que colocaremos 4#4 @ 25 cm, en la cara interior del muro, donde existen los esfuerzos de tensión.

#### Revisión por esfuerzo cortante

Esta revisión se satisface si se cumple:

$$v = \frac{V}{b d} \leq V_{CR}$$

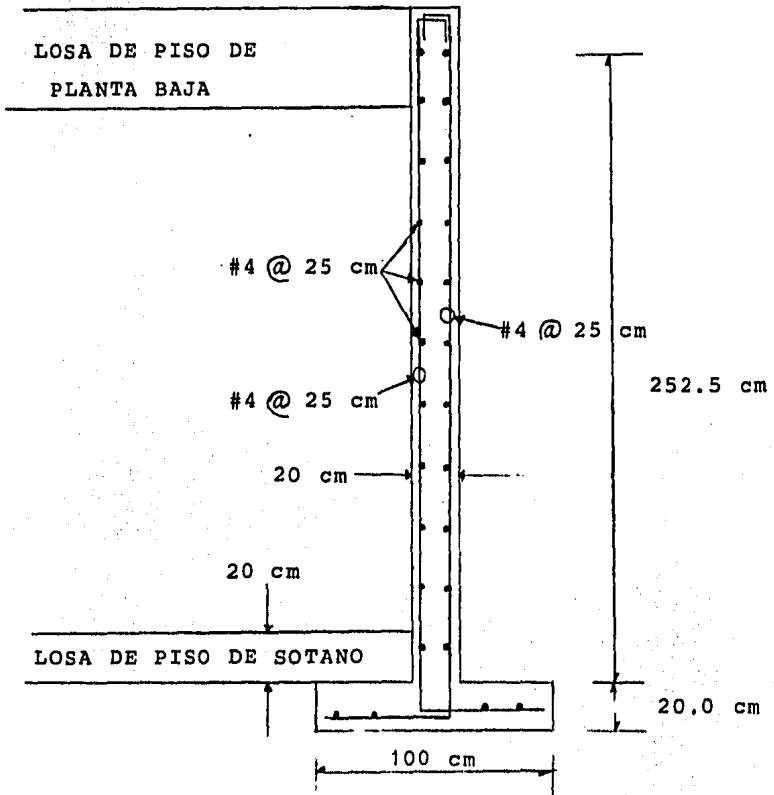
sustituyendo:  $v = 974 / 100 \times 15 = 0.65 \text{ kg/cm}^2 < V_{CR}$

Por lo que la revisión por esfuerzo cortante es satisfactoria.

El acero horizontal requerido por temperatura según el reglamento del A.C.I. será un mínimo de 0.0025 veces el área de la sección reforzada, para éste caso tenemos:

$$A_{sh} = 0.0025 \times 20 \times 100 = 5 \text{ cm}^2$$

por lo que se usarán 4#4 @ 25 cm, quedando el muro armado -- como se muestra en la siguiente figura:



#### IV.4 DISEÑO DE PILAS

##### Capacidad de carga.

Por capacidad de carga de un suelo se entiende la carga o presión que es capaz de soportar el suelo sin sobrepasar el estado límite del mismo.

Esta capacidad representa la carga de probable falla - de la cimentación, entendiéndose por falla alguno de los estados límite que origina la ruptura de la estructura del suelo de cimentación.

Para el cálculo de la capacidad del suelo se utilizará la Teoría de Meyerhof, cuya expresión para una pila es:

$$q_c = CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

donde:  $q_c$  = Capacidad de carga del suelo.

$C$  = Cohesión del suelo.

$\gamma D_f$  = Presión efectiva a la profundidad de desplante.

$B$  = Diámetro de la pila.

$N_c, N_q, N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga.

El primer término se anula, ya que tenemos un suelo --

granular, por lo que la cohesión es igual a cero. Para determinar los valores de  $N_q$  y  $N_\gamma$ , se usará la gráfica de --- "Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes", de la fig. 16, para lo cual se requiere conocer el valor del ángulo de fricción interna,  $\phi$ , que se -- obtiene mediante la correlación del número de golpes (que -- representa la resistencia a la penetración) y la compacidad relativa de los estratos, dato que se obtiene a partir de -- la gráfica de la fig. 17.

El número de golpes para nuestro caso, de acuerdo a la estratigrafía, es de 50, con la curva 2 de la gráfica antes referida, para arenas finas y limosas, se obtiene que el -- ángulo de fricción interna es  $\phi = 36.5^\circ$ ; con este valor y -- usando la fig. 16, para cimientos superficiales largos tenemos:  $N_q = 53$  y  $N_\gamma = 75$ , sustituyendo valores en la expresi--- ón de Meyerhof, se tiene:

$$q_c = (5 \times 1.7 + 1.3 \times 1.68 + 1.7 \times 0.68 + 4 \times 0.75 + 2.5 \times 0.72) 0.53 + 1/2(0.72 \times 1 \times 75)$$

$$q_c = 909 \text{ t/m}^2$$

Para el término  $(\gamma D_f)$ , como puede observarse en el --- cálculo anterior, el peso volumétrico se consideró tomando en cuenta la presencia del nivel freático, es decir cuando los materiales se encontraban bajo el N.A.F. se utilizó el peso volumétrico sumergido.

Suponiendo un factor de seguridad, F.S., igual a tres, tendremos la capacidad del suelo admisible igual a:

$$q_{u_{adm}} = 303 \text{ t/m}^2$$

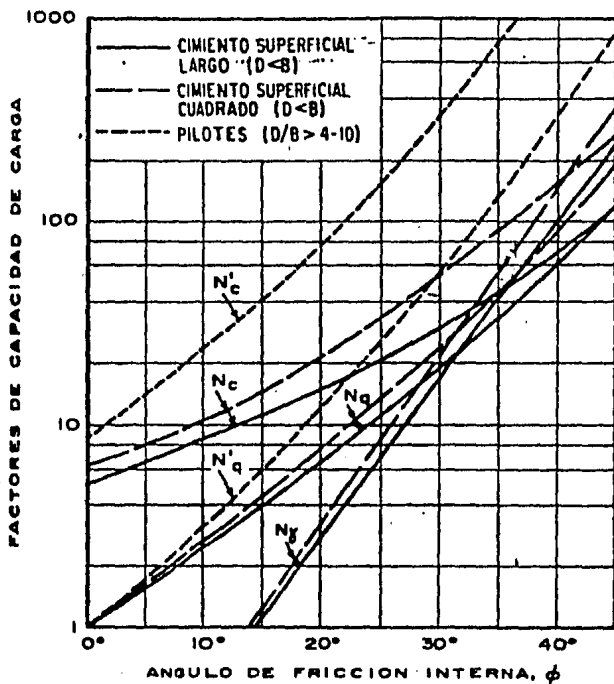


Fig. 16 Factores de capacidad de carga para cimientos superficiales y pilotes.

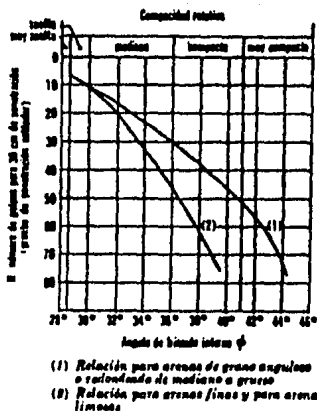
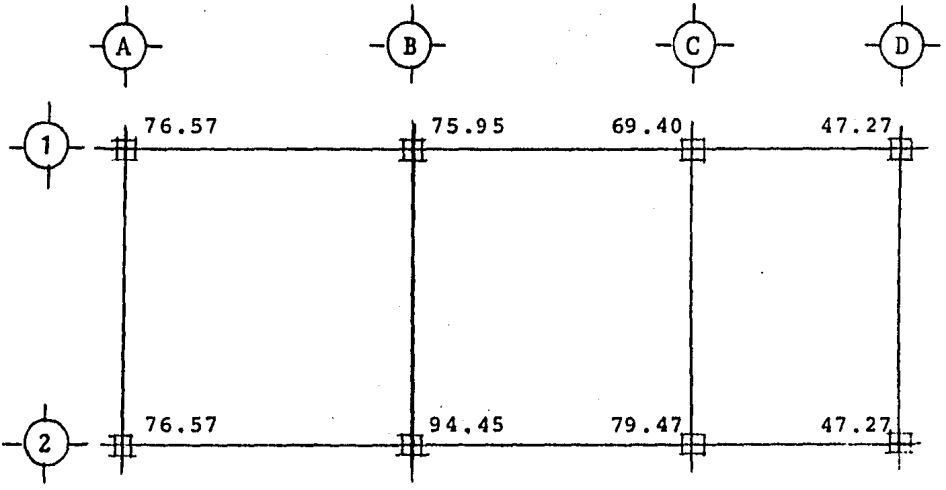


Fig. 17 Correlación entre el número de golpes para 30 cm de penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.





(Todas las cargas están en Ton.)

Fig. 18 Cargas en Pilas

Multiplicando este valor por el área de la sección de la pila se obtiene su capacidad total admisible, si el --- diámetro de la pila es de un metro, su área transversal es  $0.785 \text{ m}^2$ , por lo que la capacidad admisible es:

$$Q_A = q_{u_{adm}} A$$

$$Q_A = 303 \times 0.785 = 237 \text{ ton.}$$

De la fig. 18, se obtiene que la mayor carga actuante es de 94.45 ton., más es peso propio de la pila, 27.3 ton, resulta 121.8 ton., que multiplicados por un factor de --- carga de 1.4, se obtiene la carga última actuante de 170 - ton.

Como se aprecia este valor es inferior a la capacidad de carga de la pila, sin embargo creemos conveniente dejar pilas de un metro de diámetro, ya que tiene las ventajas - de una relativa fácil excavación y colocación de armado, - así como de mantener la sección de las columnas.

### Diseño de Pilas de cimentación.

Se ha encontrado que generalmente el soporte lateral que proporciona prácticamente cualquier suelo es suficiente para prevenir la falla por pandeo de la sección confinada de la pila por el suelo.

Por otro lado, las pilas son elementos estructurales sujetos principalmente a carga axial, por lo que deben de ser diseñados con los mismos criterios y procedimientos.

En base a lo anterior, se procederá al diseño de pilas suponiendo que se trata de columnas cortas.

A continuación, a manera de ejemplo se procederá al diseño de la pila ubicada en el cruce de los ejes 2 y B cu ya carga axial de diseño es 170.5 ton.

Los materiales que se utilizarán en las pilas tienen las siguientes características:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_q = \pi r^2 = \pi(50)^2 = 7,853 \text{ cm}^2$$

Para determinar el valor de la carga permisible sobre la pila se emplea:

$$P = A_g (0.25 f'_c + f_s \rho_g)$$

donde: P = Carga permisible en la pila.

$A_g$  = Area de la sección de la pila.

$\rho_g$  = Porcentaje de acero,

despejando el porcentaje de acero necesario tenemos:

$$\rho_g = \frac{P - (A_g \cdot 0.25 \cdot f'_c)}{A_g \cdot f_s}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$\rho_g = \frac{170500 - (7854 \times 0.25 \times 250)}{7824 \times 2000}$$

$$\rho_g = -0.02$$

Sin embargo el Reglamento especifica un refuerzo mínimo de  $\rho_{mín} = 0.01$ , por lo que el área de refuerzo requerido será:

$$A_s = \rho_g A_g = 0.01 \times 7854 = 78.54 \text{ cm}^2,$$

por lo que se recomienda utilizar 16 varillas del #8.

Para el cálculo del refuerzo helicoidal se procede de la siguiente manera:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

donde:  $\rho_g$  = Relación entre el volúmen de refuerzo en espiral y el volúmen del núcleo de concreto (fuera de las espirales).

$A_g$  = Area de la sección de la pila.

$A_c$  = Area del núcleo de la pila

El área del núcleo de la pila se determina mediante:

$$\rho_g = 0.45(7854/6361.7 - 1)(250/2000)$$

$$\rho_g = 0.0132$$

Una longitud de 1 cm de pila, contiene un volúmen de 6,361.7 cm<sup>3</sup> ; por lo que en base a lo anterior se requerirá un volúmen de espiral de 0.0132x6361.7 = 84 cm<sup>3</sup>/cm suponiendo que la espiral será con varillas del #4, cuya área es de 1.27 cm<sup>2</sup> y la longitud de una vuelta completa es --- igual al perímetro de un círculo de 90 cm, es decir, 90π, 282.7 cm<sup>2</sup> , por lo que el volúmen de una vuelta será de: 287.74 x 1.27 = 359.08 cm<sup>3</sup>.

La longitud necesaria para alojar los 359.08 cm de - espiral es de:

$$\frac{359.08 \text{ cm}^3}{84 \text{ cm}^3/\text{cm}} = 4.3 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm},$$

este valor es el paso de la espiral centro a centro con varilla del #4, el detalle del armado de la pila se muestra en la fig. de la contratrabe.

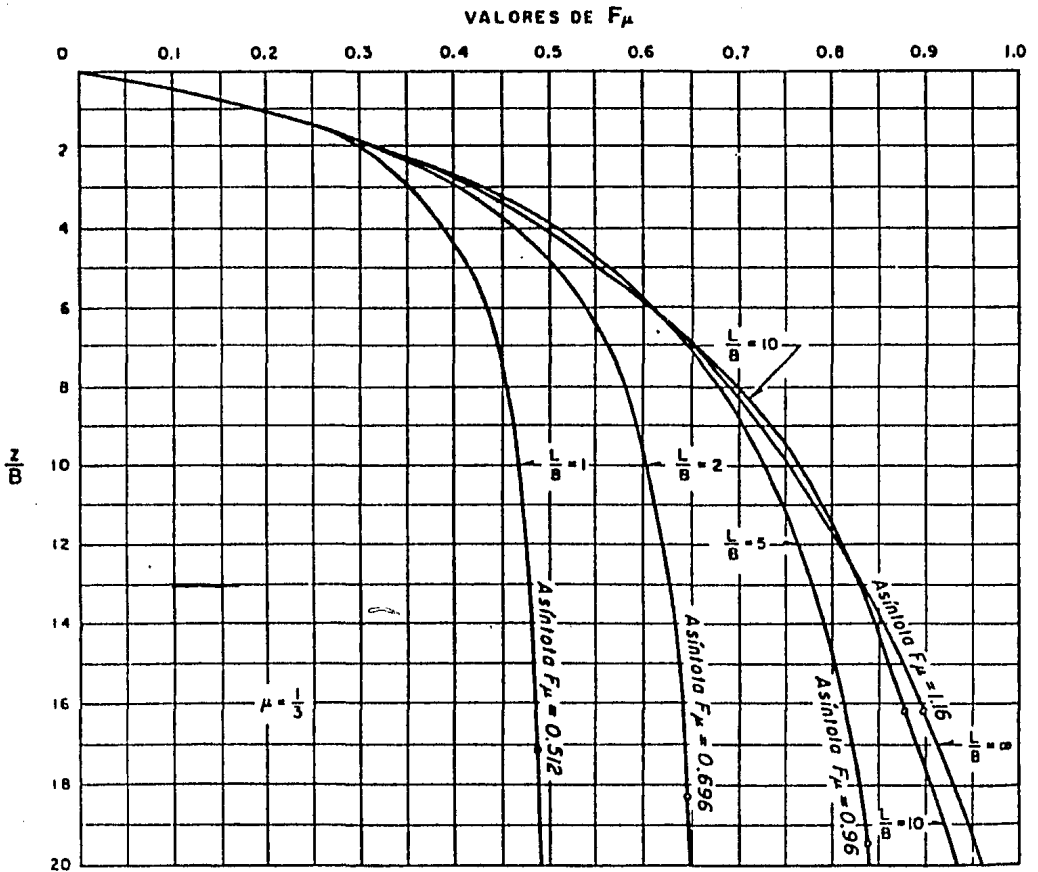


Fig. 19 Gráfica para el cálculo de  $F_1$ ,  $F_2$  y  $F_\mu$ , para  $\mu = 1/3$ , en las fórmulas de Steinbrenner.

Cálculo de asentamientos en la Pila.

Para el cálculo de asentamientos, se debe de considerar tanto el acortamiento en el fuste de la pila como la de formación del estrato de apoyo.

Para la condición del suelo en la ciudad de México, se ha observado que el asentamiento de las pilas antes de que se desarrolle la fricción negativa está dado por:

$$\delta_i = \frac{Q_a L}{E_c A_f} + \frac{m C_s F_p Q_a}{E_s \sqrt{A_b}} (1 - \nu^2)$$

donde:  $\delta_i$  = Asentamiento en la pila.

$Q_a$  = Carga actuante última en la pila.

$L$  = Longitud de la pila.

$E_c$  = Módulo de elasticidad de la pila.

$A_f$  = Área transversal del fuste.

$m$  = Factor de forma, 0.95 para área de cimentación circular o cuadrada,

$C_s$  = Factor de rigidez, 1.0 para cimentación flexible, 0.9 para cimentación rígida.

$F_p$  = Factor de profundidad, 1.0 para  $D_f/B \leq 1$  y 0.5 para  $D_f/B > 5$ , en el que  $B$  es el diámetro de la pila.

$E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo.

$A_b$  = Área transversal de la base.

$\nu$  = Relación de Poisson.

El cálculo de los asentamientos se ha realizado para todas las pilas de cimentación, ejemplificando tan solo el correspondiente a la pila 2-B, la cual consideramos la más crítica, con los siguientes datos:

$$Q_a = 170.5 \text{ ton. (carga última en la pila)}$$

$$m = 0.95$$

$$C_s = 0.90 \text{ (considerando cimentación rígida).}$$

$$F_p = 0.5 \text{ (ya que } D_f/B = 14.5/1 = 14.5 > 5).$$

$$E_s = 650 \text{ kg/cm}^2.$$

$$v = 0.3$$

Sustituyendo en la expresión con diámetro igual a 1 m.

$$\delta_i = \frac{0.95 \times 0.5 \times 0.9 \times 170,500}{650 \sqrt{50^2 \pi}} (1 - 0.3^2)$$

$$\delta_i = 1.15 \text{ cm}$$

De manera similar se realizaron los cálculos para las otras pilas, concluyendo que no representan ningún problema las deformaciones diferenciales para la estructura en conjunto.



Cálculo de asentamiento de toda la estructura.

Ahora veremos la forma en que afecta el peso de toda la estructura para sus asentamientos, para lo cual usaremos la teoría de Steinbrenner para asentamientos elásticos, con la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{4 F_u P B/2}{E}$$

donde:  $\delta$  = Asentamiento elástico.

$F_u$  = Valor que depende de la relación B/L y el espesor del suelo deformable, Z, B y L son el ancho y longitud del cimiento respectivamente.

P = Carga uniformemente repartida por la estructura sobre la superficie del terreno.

E = Módulo de elasticidad del material compresible,

sustituyendo con los siguientes datos:

Z = 4 m (estrato compresible).

P = 0.288 kg/cm<sup>2</sup> (considerando el peso de la estructura, 1,110.24 ton, y el área en donde se construye, 385.56 m<sup>2</sup>).

L = 32.4 m. (longitud considerada).

B = 11.9 m. (ancho considerado).

$F_u$  = 0.13 (se obtuvo de las relaciones: Z/B = 0.672, y L/B = 5.45, con la gráfica de Steinbrenner que se muestra en la fig. 19.

tenemos: 
$$\delta = \frac{4 \times 0.13 \times 0.288 \times 5.95}{650} = 0.0014 \text{ m}$$

este asentamiento no representa ningún problema práctico.

# CAPITULO V

## ESCALERA HELICOIDAL

### V.1 INTRODUCCION

En el presente capítulo se estudiará el análisis y diseño de la escalera helicoidal que se muestra en planta e isométrico en las figuras 20 y 21 respectivamente, donde se pueden apreciar sus especiales características geométricas.

Como se mencionó en la introducción de este trabajo dicho elemento se encuentra apoyado únicamente en sus extremos permitiendo la comunicación entre el mezzanine y el primer nivel del edificio, librando una altura total de 3.06 m.

De las características geométricas podemos observar que se trata de una escalera del tipo peldaño-contrapeldaño, que es aquella cuyos ejes cambian respecto a un plano global, -- consistiendo en una línea continua quebrada cuyos segmentos forman ángulos de  $90^\circ$  entre si. La huella de una escalera helicoidal adopta la forma de un helicoide de eje y plano director. Su superficie está engendrada por una serie de generatrices rectas horizontales paralelas al plano director que es el del suelo que cortan al eje de la hélice directriz.

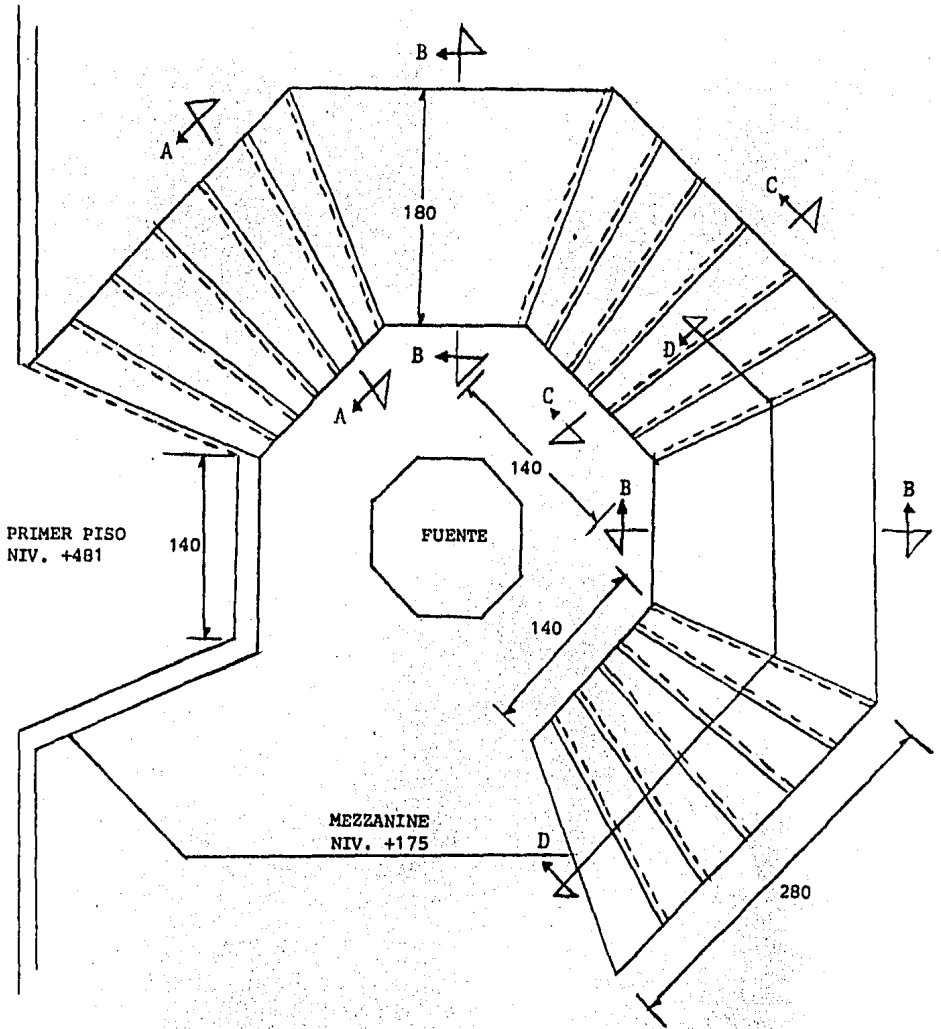


Fig. 20 Vista en planta de la Escalera Helicoidal

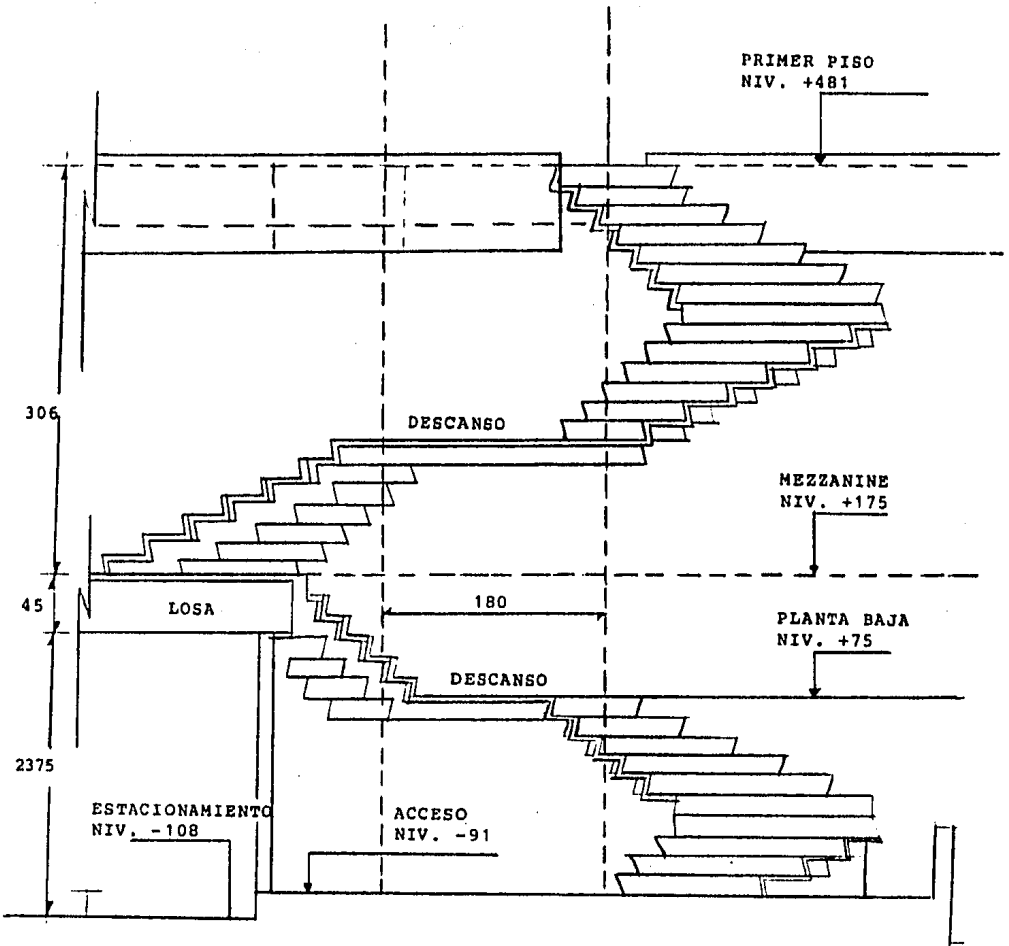


Fig. 21 Elevación de la Escalera Helicoidal

La escalera tiene 3.0 m de diámetro, con peraltes libres de 15 cm, con huella promedio de 39 cm lo que la hace una escalera muy cómoda para los usuarios.

Como también se había comentado, en el centro de cada nivel se ha dejado un hueco, el cual forma un espacio central focal a todo lo alto del edificio. En este espacio es donde se aloja la escalera lo que la hace lucir en toda su magnitud proporcionando una agradable vista a la planta baja.

Es importante resaltar el hecho de que por su uso, el cálculo de toda escalera debe hacerse teniendo especial cuidado en la idealización que se supone para su modelo matemático, que debe ser lo más semejante posible a la estructura real para obtener resultados confiables y por lo tanto garantizar un buen diseño. Si a esto aunamos la especial geometría y efectos a que estará sometida nos encontramos con un problema de considerable dificultad técnica.

Para tomar en cuenta todo lo anterior se decidió utilizar un programa de computadora que tome en cuenta las características especiales de la estructura, cuyos resultados sean completos y confiables.

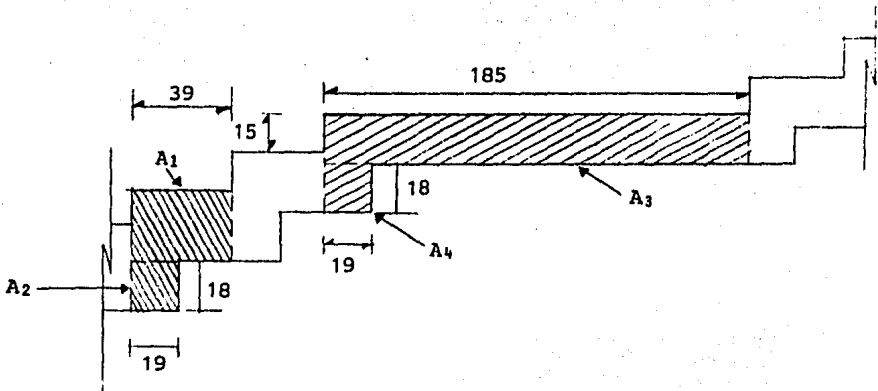
Por esta razón fue que se utilizó el sistema de cómputo "STRUDL" (Structural Design Language) que permite analizar marcos en el espacio y con el que se obtienen los elementos mecánicos en las tres direcciones (más adelante se detallarán las características del sistema) así como los desplazamientos que sufren todos los nudos que conforman la estructura.

Finalmente es importante resaltar el hecho de que la -  
escasa literatura técnica sobre el tema, así como la impor-  
tancia que ha adquirido en las construcciones modernas --  
este tipo de estructuras, nos ha motivado a desarrollar el  
tema de una manera práctica apoyando al análisis con el uso  
de computadora.

## V.2 EFECTOS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA

Efectos Gravitacionales.

Para obtener las fuerzas debidas a la gravedad que --- actúan sobre la estructura, se considera el peso propio de las "L" mostradas en la figura siguiente, tanto para los -- escalones como para los descansos, obteniendo los siguientes resultados.



Debido a que para el análisis de la escalera helicoidal se seguirán los lineamientos del "Reglamento A.C.I. 318-77" por los motivos que más adelante se detallan, se encontrarán por separado los efectos de carga muerta (C.M.), carga viva (C.V.) y carga sísmica (C.S.), para en base a esto, encontrar las combinaciones más desfavorables de estos efectos y cumplir con el artículo 9.2 de dicho Reglamento que especifica:

"La resistencia requerida U, que debe resistir la carga muerta, CM, y la carga viva, CV, será por lo menos igual a:

$$U = 1.4CM + 1.7CM$$

si se va a incluir en el diseño la resistencia a cargas o fuerzas de sismo especificadas, CS, deberán investigarse las siguientes combinaciones de CM, CV y CS para determinar la mayor resistencia requerida U:

$$U = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87CS)$$

$$6 \quad U = 0.9CM + 1.43CS$$

la que arroje resultados más desfavorables".



Efectos por Carga Muerta y Carga Viva.

## a) Escalones:

==&gt; Peso propio (ver figura anterior)

$$W_1 = 0.18 \times 0.39 \times 1.8 \times 2.4 = 0.30 \text{ ton}$$

$$W_2 = 0.18 \times 0.19 \times 1.8 \times 2.4 = 0.15 \text{ ton}$$

==> Recubrimiento (granito y mortero, 62.5 kg/cm<sup>2</sup>).

$$W = 0.0625 \times 0.18 \times 1.8 = 0.04 \text{ ton}$$

-----

$$\text{carga muerta total} = 0.49 \text{ ton}$$

==> Carga viva (250 kg/m<sup>2</sup>)

$$W = 0.25 \times 0.39 \times 1.80 = 0.18 \text{ ton}$$

Resistencia requerida U:

$$U_2 = 1.4 \times 0.49 + 1.7 \times 0.18 = 0.992 \text{ ton}$$

## b) Descansos:

==&gt; Peso propio (ver figura anterior)

$$W_3 = 0.18 \times 1.85 \times 1.8 \times 2.4 = 1.44 \text{ ton}$$

$$W_4 = 0.19 \times 0.18 \times 1.8 \times 2.4 = 0.15 \text{ ton}$$

==&gt; Recubrimiento (granito y mortero)

$$W = 0.0625 \times 1.8 \times 1.85 = 0.21 \text{ ton}$$

-----

$$\text{carga muerta total} = 1.80 \text{ ton}$$

==> Carga viva

$$W = 0.25 \times 1.8 \times 1.85 = 0.83 \text{ ton}$$

Resistencia requerida U:

$$U_d = 1.4 \times 1.80 + 1.7 \times 0.83 = 3.93 \text{ ton}$$

Para el análisis por cargas verticales, se procederá a cargar la estructura con los valores obtenidos de las "L", debidamente afectados por sus factores de carga correspondientes, solo que estas cargas actuarán en cada nudo por lo que el valor que se considerará para los nudos de los escalones será de  $992/2 = 496 \text{ kg.}$  y para los descansos de  $3931/2 = 1966 \text{ kg.}$ , de lo contrario se estarían duplicando las --cargas.

### Efectos Sísmicos.

Para tomar en cuenta los efectos de un sismo sobre la estructura, se idealizarán las fuerzas sísmicas aplicando - en los nudos de la misma los efectos que se obtienen a ---- partir de las cargas actuantes de las combinaciones antes - mencionadas para estos efectos sísmicos:

--- Primera Combinación.

a) Escalones:

==> Carga muerta (obtenida anteriormente)

$$W_{cm} = 0.49 \text{ ton.}$$

==> Carga viva (150 kg/m<sup>2</sup>)

$$W_{cv} = 0.10 \text{ ton}$$

Peso total del escalón:  $W_{es} = 0.59 \text{ ton}$

b) Descansos:

==> Carga muerta (obtenida anteriormente)

$$W_{cm} = 1.80 \text{ ton}$$

==> Carga viva (150 kg/m<sup>2</sup>)

$$W_{cv} = 0.50 \text{ ton}$$

Peso total del descanso:  $W_{des} = 2.30 \text{ ton}$

Por lo tanto, se obtienen las fuerzas para los escalones y los descansos como sigue:

$$F_{esc} = 590/2 = 295 \text{ kg}$$

$$F_{des} = 2300/2 = 1150 \text{ kg}$$

El coeficiente sísmico, C, sin reducir por ductilidad será de 0.2 (el mismo que tomé en cuenta para la estructura) el factor de ductilidad, Q, será 1, ya que la estructura no cuenta con elementos adicionales a la misma que ofrezcan resistencia a fuerzas laterales, por lo tanto, las fuerzas sísmicas para los escalones y descansos serán:

$$F_{esc} = 295 \times 0.2 = 59 \text{ kg}$$

$$F_{des} = 1150 \times 0.2 = 230 \text{ kg}$$

El Reglamento ACI especifica como ya habíamos mencionado, que estos valores deben ser afectados por un factor de carga (1.87), por lo que las fuerzas sísmicas definitivas serán:

$$F_{esc} = 59 \times 1.87 = 110.33 \text{ kg}$$

$$F_{des} = 230 \times 1.87 = 430.10 \text{ kg}$$

Estas fuerzas sísmicas se considerarán para el análisis de la estructura tanto en la dirección "X" como en la dirección "Y" independientemente.

Cabe aclarar que el programa permite considerar una --reducción de los efectos totales en un 75% para cumplir con la especificación del Reglamento.

### --- Segunda Combinación.

Para esta condición se utilizarán efectos similares a los de la condición anterior y aprovechando que el programa de computadora permite relacionar efectos en cualquier porcentaje se utilizará un factor que relacionará los efectos de la primera condición sísmica con éstos, este factor es de 0.76.

### V.3 ANALISIS DE LA ESTRUCTURA HELICOIDAL

Debido a la geometría espacial que presenta la estructura, así como a las condiciones de carga a las que estará sometida, en las tres direcciones X, Y, Z, se creyó conveniente utilizar el sistema "STRUDL" (Structural Design --- Language), que es un sistema de computo desarrollado por el Instituto Tecnológico de Massachusetts que se adapta adecuadamente a nuestro problema.

Efectivamente, el programa permite analizar estructuras en el espacio cuyos miembros pueden ser representados por -- sus propiedades a lo largo de sus ejes centroidales.

Este tipo de estructuras, para el modelo matemático, es idealizada por un conjunto de barras unidas por nudos, incluyendo los apoyos, de acuerdo a la geometría de la misma. La geometría de la estructura se proporciona a través de las --- coordenadas de los nudos y, la topología se especifica mediante las incidencias de cada barra o elemento. Las propiedades geométricas de las barras de sección prismática, como es el caso que nos ocupa, son consideradas en el análisis -- por este programa.

El sistema STRUDL tiene la gran ventaja de permitir --- considerar cualquier número de condiciones de carga en ---- cualquiera de sus direcciones con respecto a los ejes globales de la estructura. Estas cargas pueden actuar sobre las barras o sobre los nudos.

De los diferentes procedimientos analíticos que tiene -

disponible este sistema se utilizó el "Análisis por Rigideces" procedimiento que tiene las siguientes características:

- a) Requiere especificar las propiedades de las barras de manera clara.
- b) Es un procedimiento lineal, elástico, estático con -  
pequeños desplazamientos.
- c) Considera los desplazamientos de los nudos como ---  
incognitas.
- d) El número de incognitas consideradas en cada nudo es  
constante y función del tipo de estructura especificada.

En resumen, el sistema STRUDL requiere seguir los siguientes pasos:

- 1) Especificar el tipo de problema que se requiere estudiar.
- 2) Definir la localización de los nudos (coordenadas de los nudos), especificando cual de ellos es apoyo y -  
de que tipo.
- 3) Así mismo, hay que especificar el nudo a que esta co  
nectado cada barra, es decir, las incidencias de las  
barras.
- 4) Especificar el tipo de conecciones de las barras.
- 5) Las cargas que estén aplicadas a la estructura, ya -  
sea en las barras o en los nudos para cada condición  
de carga requerida.
- 6) Las propiedades de las barras deben también ser espe  
cificadas, así como las constantes elásticas de cada  
barra de la estructura.

- 7) Con estos datos el programa está en condiciones de realizar el análisis por rigideces.
- 8) Una vez hecho lo anterior es posible obtener los elementos mecánicos en las barras y los desplazamientos de los nudos.

A continuación se detallará cada uno de estos pasos, tratando de clarificar la interpretación de los mismos.

### 1) Tipo de Estructura.

El sistema permite analizar diferentes tipos de estructuras como por ejemplo marcos y armaduras en el plano o en el espacio.

En nuestro caso como es lógico suponer se idealizará a la estructura helicoidal como un marco en el espacio formado por barras rectas representadas por sus propiedades a lo largo de sus ejes centroidales.

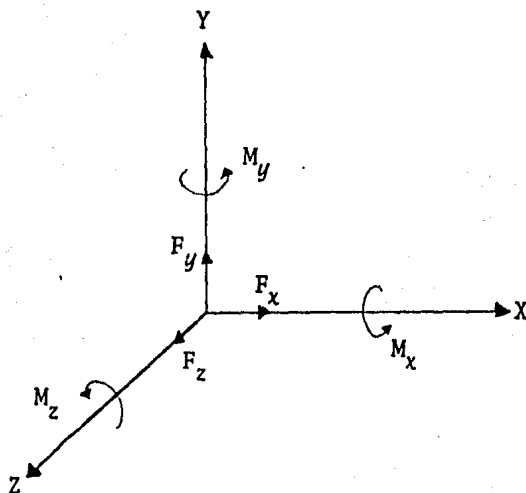
### 2) Coordenadas de los Nudos.

Para describir la geometría de la estructura, así como, la dirección de las fuerzas actuantes sobre ella, los desplazamientos y deformaciones de la misma bajo la condición de carga de que se trate, es necesario definir un sistema de ejes coordenados globales y en él a la estructura.

En STRUDL se usa el sistema de coordenadas cartesianas, donde la dirección positiva se muestra en la figura siguiente, donde, además se muestran los seis elementos mecánicos -

que existen en cada nudo.

La descripción de una estructura requiere de dos diferentes clases de sistemas de coordenadas. Uno es un sistema general, llamado "SISTEMA GLOBAL DE COORDENADAS", el otro es un sistema de coordenadas relacionadas con cada barra de la estructura llamado "SISTEMA LOCAL DE COORDENADAS".



#### Sistema Global de Coordenadas.

El sistema de coordenadas global es escogido arbitrariamente y es usualmente orientado de tal manera que los ejes coincidan con alguna de las mayores dimensiones de la estructura.



El sistema coordinado se usa cuando se especifican la localización de los nudos en la estructura, para interpretar los resultados inherentes a los nudos, y las reacciones en los apoyos.

### Sistema Local de Coordenadas.

El sistema de coordenadas locales está asociado con cada barra. Toda la información relacionada con las barras de la estructura (características geométricas) y los resultados (elementos mecánicos) están dados en términos de sus ejes locales.

El sentido del eje local "X" de una barra es paralelo al eje centroidal de la misma. En cuanto a la dirección, se considera positiva orientada del nudo origen de la barra al nudo final de ella, de acuerdo a la incidencia previamente definida. Los ejes "Y" y "Z" coinciden con la dirección de los ejes principales una vez orientado el eje local "X" en cada barra.

### Relación entre los Sistemas de Ejes Globales y Locales.

La posición de una barra en el espacio se determina mediante las coordenadas (en el sistema global) de los nudos que tienen sus puntos extremos. Sin embargo hay un grado de libertad desconocido, la rotación de los ejes principales de la barra a partir de alguna posición de referencia. Este valor adicional se denomina el ángulo BETA.

En general se considera  $BETA = 0$  si se cumplen las siguientes condiciones:

- === El eje local "X" no es paralelo al global "Y"
- === El eje local "Z" es siempre paralelo al plano del sistema global "XZ"
- === La proyección del eje local "Y" sobre el eje global "Y" está en la misma dirección que el eje global "Y"

Condiciones que para nuestro caso se cumplen por lo que  $BETA = 0$ .

Para definir las coordenadas de la escalera en planta, con respecto al plano "XY" del sistema global, se siguió la configuración de la helicoides, con lo que se obtuvo la forma geométrica real de la escalera, para el caso de la dirección "Z" simplemente se dividió la altura total (3.06 m) entre el número de peraltes (21) para obtener las coordenadas de los nudos en ésta dirección.

### 3) Incidencia de las Barras.

Las incidencias de las barras definen la topología de la estructura. Cada barra de la estructura tiene un nudo -- inicial y un nudo final.

Para poder interpretar los datos de entrada y los resultados, cada barra esta asociada con su sistema local de coordenadas, el cual, se orienta determinando primeramente el eje "X", paralelo al eje centroidal de la barra, cuya --

dirección positiva sigue la incidencia de la barra ya definida.

Las incidencias de las barras de la estructura que nos ocupa también aparecen en el listado de computadora anexo.

#### 4) Especificación del Tipo de Apoyos y Nudos.

La escalera se ha considerado doblemente empotrada tanto en su extremo inferior como en el superior. Todos los nudos de las barras, excepto los apoyos se han supuesto continuos.

#### 5) Condiciones de Carga.

Una de las ventajas del sistema "STRU DL" es poder tomar en cuenta todas las condiciones de carga a las cuales puede estar sujeta una estructura, así como poder combinar en un determinado porcentaje del valor de las cargas, dos o más -- condiciones, lograndose con esto que el modelo matemático -- sea analizado bajo las condiciones de servicio más desfavorables a las que estará sometida la estructura real.

En seguida se explica cada una de las condiciones de -- carga que actuarán en la estructura, con los valores obtenidos anteriormente del análisis de cargas.

==> 1a. Condición de Carga.

Para esta condición se considera que el efecto de --- carga muerta y carga viva estará concentrada en los nudos de la barra en la que actúa, siendo su valor por nudo de - 496 kg. para los escalones, este valor se dió con signo - negativo en dirección del eje "Z", para los nudos que forman los descansos se tomó una carga concentrada a cada uno de ellos de 1,966 kg., también con signo negativo en dirección del eje "Z".

==> 2a. Condición de Carga.

Debido a que en la segunda combinación para efectos - sísmicos fue necesario solo considerar el peso propio de - la escalera, situación que obligó a crear una nueva condición de efectos gravitacionales en la que solo se emplean los valores de carga muerta, como a continuación se detallan:

a) Escalones.

El valor de carga muerta será de 490 kg, incluyendo granito y mortero.

b) Descansos.

El valor de carga muerta antes obtenido fue 1,800 kg, incluyendo su recubrimiento.

Las fuerzas en cada nudo serán de:

$$P_{esc} = 490/2 = 245 \text{ kg.}$$

$$P_{des} = 1800/2 = 900 \text{ kg}$$

que multiplicadas por el factor especificado por el Reglamento del A.C.I. tendremos:

$$P_{esc} = 0.9 \times 245 = 220.5 \text{ kg.}$$

$$P_{des} = 0.9 \times 900 = 810.0 \text{ kg}$$

==> 3a. y 4a. Condiciones de Carga.

Para estas condiciones de carga se trata de tomar en cuenta la forma en que influyen cargas puntuales de 400 kg, actuando por separado en el primer y segundo descansos ---- respectivamente para cada condición de carga, repartidas a los 30, 60, 90, 120, y 150 cm a lo largo de las barras 14 y 28 (que son los descansos) actuando en la dirección negativa del eje "Z" (siguiendo la incidencia de estas barras).

Esto es previendo la posibilidad de una concentración de carga en los descansos debido ya sea a una aglomeración de personas o a que se apoye algún objeto pesado en los -- descansos.

==> 5a., 6a. y 7a. Condiciones de Carga.

En estas condiciones se suponen cargados (CM + CV) -- por separado para cada condición respectivamente los tres bloques de escalones de que consta la escalera simulando

una concentración de cargas en estas zonas con las mismas cargas mencionadas para la 1a. condición.

==> 8a. y 9a. Condiciones de Carga.

En estas condiciones se tomarán en cuenta los efectos que un sismo provocaría en la estructura, para lo cual -- las fuerzas sísmicas que actuarán en la misma, en las direcciones "X" y "Y" respectivamente se considerarán para cada dirección por separado, con el valor previamente definido en el análisis de cargas.

==> 10a. y 11a. Condiciones de Carga.

Para éstas condiciones se considera la suma de efectos gravitacionales y sísmicos en ambas direcciones, "X" y "Y", por separado, es decir se combinarán la 1a. y 8a. condiciones (cuando actúan los efectos gravitacionales y los sísmicos en la dirección "X"), permitiendonos además el programa poder tomar el 75% de los efectos para cada condición, lograndose con ellos la 10a. condición de carga.

La 11a. condición de carga se obtuvo a partir de sumar los efectos gravitacionales, 1a. condición, y los sísmicos en la dirección "Y", 9a. condición, en forma análoga a la anterior, es decir considerar el 75% de la suma de efectos.

==> 12a. y 13a. Condiciones de Carga.

Como ya se habia mencionado anteriormente el Reglamento A.C.I. pide considerar una segunda combinaci3n de efectos gravitacionales (solo carga muerta) y sismicos para -- escoger de entre esta y la primera combinaci3n ya sealada los efectos m3s desfavorables.

Para la 12a. condici3n de carga se combinaron los --- efectos gravitacionales, 2a. condici3n, anteriormente --- descrita, con los efectos sismicos en la direcci3n "X", 8a. condici3n,.

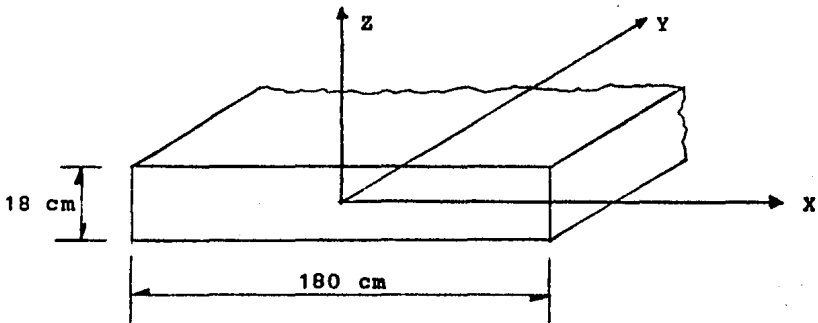
En forma an3loga, la 13a. condici3n de carga se obtuvo a partir de la suma de la 2a. condici3n con los efectos sismicos en la direcci3n "Y", 9a. condici3n.

Como en las dos condiciones precedentes, es necesario afectar por un factor los efectos sismicos. Las 8a. y 9a. condiciones est3n ya afectadas por un factor de 1.87, sin embargo ahora se requiere un factor de 1.43, por lo que so lo se afectaron las condiciones por 0.76 respectivamente.

6) Propiedades de las Barras y Constantes El3sticas.

Para todo procedimiento de c3lculo es necesario especificar algunas propiedades de las barras que conforman el elemento en estudio, para este caso, se trata de un "miembro prism3tico", ya que su secci3n transversal considerada es - uniforme atraves de su longitud.

Las propiedades de las barras están definidas en términos de las características de la sección. Para este tipo de barras, y de acuerdo a la figura siguiente (área transversal) se requieren conocer los siguientes datos:



==> AX: Área de la sección transversal, para este caso el área considerada será la transversal al eje local "X":

$$AX = 18 \times 180 = 3240 \text{ cm}^2$$

==> IX: Constante de rigidez a la torsión, la cual se calculará con la siguiente expresión:

$$IX = bh^3 \left( \frac{1}{3} - 0.21 \frac{h}{b} \left( 1 - \frac{h^4}{12b^4} \right) \right)$$

sustituyendo:  $b = 180 \text{ cm}$  y  $h = 18 \text{ cm}$  se tiene:

$$IX = 327,875.125 \text{ cm}^4$$

==> IY, IZ: Momentos de inercia con respecto a los --- ejes locales "Y" y "Z" respectivamente, en general se tiene:

$$I = \frac{b h^3}{12}$$



Sustituyendo se tiene:

$$IY = 87,480 \text{ cm}^4$$

$$IZ = 8,748,000 \text{ cm}^4$$

En relación a las constantes elásticas necesarias para efectuar el análisis, se requiere:

==> E: Módulo de elasticidad del concreto, para este caso la calidad del concreto empleado es  $f'_c = 400 \text{ kg/cm}^2$ , y el módulo de elasticidad de --- acuerdo al R.C.D.F. será:

$$E = 10,000\sqrt{f'_c} = 200,000 \text{ kg/cm}^2$$

==> G: Módulo de rigidez al cortante, de acuerdo al R.C.D.F. será un 40% del módulo de elasticidad:

$$G = 0.4E = 80,000 \text{ kg/cm}^2$$

==> CTE: Coeficiente de expansión térmica: 0.00011

==> DENSITY: Peso volumétrico del material, para concreto armado  $2.4 \text{ t/m}^3 = 0.0024 \text{ kg/cm}^3$ .

==> BETA: Angulo de orientación de la barra definido anteriormente e igual a 0.0

## 7) Análisis por Rigideces.

Una vez que se han definido todos los datos anteriores el sistema "STRUDL" resuelve el problema mediante el método de las rigideces.

## 8) Resultados.

### --- Elementos Mecánicos.

La solución que nos proporciona el programa "STRUDL" - del análisis son los seis elementos mecánicos en cada extremo de la barra con respecto a sus ejes locales:

- a) Fuerza axial con respecto al eje X.
- b) Fuerza cortante en la dirección de los ejes Y y Z.
- c) Momento torsionante alrededor del eje X.
- d) Momento flexionante alrededor de los Y y Z

### --- Distorsiones.

Los desplazamientos relativos entre los nudos en los extremos de las barras son calculados, expresandose con respecto a sus ejes locales de cada barra.

- a) Distorsión axial (incremento en la longitud de la barra).
- b) Distorsiones por flexión (es la diferencia ----

entre las rotaciones de los nudos en el extremo de las barras.

- c) Distorsión por cortante (es la diferencia entre la posición de un punto sobre la tangente de la barra y la posición deformada del extremo de la barra. La línea tangente es tangente a la barra en el extremo final de su posición deformada)

### --- Cargas.

Para cada condición el programa proporciona un listado donde aparecen para cada nudo las cargas a que estará sujeto, permitiendo una rápida revisión tanto de los valores como de su dirección, asegurando con ello que la estructura es correctamente cargada para esa condición de carga.

### --- Reacciones.

Las reacciones en los apoyos, tanto fuerzas como momentos, se indican con su dirección y sentido respecto al sistema de coordenadas globales.

### --- Desplazamientos y Rotaciones.

Los desplazamientos lineales y angulares para cada nudo serán especificados en relación al sistema global de --- coordenadas.

Los elementos mecánicos, fuerzas y momentos, positivos se deben tomar en la dirección del sentido de los ejes locales y las reacciones positivas en el sentido de los ejes -- globales, por ejemplo, una barra sujeta a compresión se --- indica con una fuerza axial positiva en el nudo inicial y - negativa en el nudo final; en el caso particular de los momentos sigue el principio de la regla de la mano derecha.

\*\*\*\*\*  
 PROBLEM DATA FROM INTERNAL STORAGE  
 \*\*\*\*\*

JOB ID TESTS NAME - 4000 ESCALERA HELICOIDAL 4000

ACTIVE UNITS LENGTH WEIGHT ANGLE TEMPERATURE TIME  
 CM NG RAD DFGF SFC

\*\*\*\*\* STRUCTURAL DATA \*\*\*\*\*

ACTIVE STRUCTURE TYPE - SPACE FRAME

ACTIVE COORDINATE AXES X Y Z

JOINT	COORDINATES X	Y	Z	CONDITION	RELEASES FORCE	MOMENT	THETA 1	THETA 2	THETA 3	STATUS
1	33A.000	0.0	0.0	SUPPORT						ACTIVE
2	33B.000	0.0	14.570							ACTIVE
3	36A.000	27.000	14.570							ACTIVE
4	36A.000	27.000	29.140							ACTIVE
5	38B.000	54.000	29.140							ACTIVE
6	38B.000	54.000	43.710							ACTIVE
7	41A.000	81.000	43.710							ACTIVE
8	41A.000	81.000	58.280							ACTIVE
9	441.000	106.000	58.280							ACTIVE
10	441.000	106.000	72.850							ACTIVE
11	46A.000	130.000	72.850							ACTIVE
12	46B.000	130.000	87.420							ACTIVE
13	491.000	160.000	87.420							ACTIVE
14	491.000	160.000	102.000							ACTIVE
15	491.000	345.000	102.000							ACTIVE
16	491.000	345.000	116.570							ACTIVE
17	46B.000	370.000	116.570							ACTIVE
18	46A.000	370.000	131.140							ACTIVE
19	441.000	395.000	131.140							ACTIVE
20	441.000	395.000	145.710							ACTIVE
21	41A.000	420.000	145.710							ACTIVE
22	41A.000	420.000	160.290							ACTIVE
23	38B.000	445.000	160.290							ACTIVE
24	38B.000	445.000	174.850							ACTIVE
25	36A.000	472.000	174.850							ACTIVE
26	36A.000	472.000	189.430							ACTIVE
27	33B.000	496.000	189.430							ACTIVE
28	33B.000	496.000	204.000							ACTIVE
29	31A.000	496.000	204.000							ACTIVE
30	31A.000	496.000	218.570							ACTIVE
31	28B.000	472.000	218.570							ACTIVE
32	28B.000	472.000	233.140							ACTIVE
33	26A.000	445.000	233.140							ACTIVE
34	26A.000	445.000	247.710							ACTIVE
35	24B.000	420.000	247.710							ACTIVE
36	24B.000	420.000	262.280							ACTIVE
37	22A.000	395.000	262.280							ACTIVE
38	22A.000	395.000	276.850							ACTIVE
39	20B.000	370.000	276.850							ACTIVE
40	20B.000	370.000	291.430							ACTIVE
41	0.0	345.000	291.430							ACTIVE
42	0.0	345.000	306.000	SUPPORT						ACTIVE

MEMBR	INCIDENCES START	END	LENGTH LOCAL COORD.	RELEASES START	END	STATUS	
MEMBR	START	END	LOCAL COORD.	FORCE	MOMENT	FORCE	MOMENT
1	1	2	14.570			ACTIVE	
2	2	3	38.897			ACTIVE	
3	3	4	14.570			ACTIVE	
4	4	5	38.897			ACTIVE	
5	5	6	14.570			ACTIVE	
6	6	7	38.897			ACTIVE	



NO	PRISMATIC	3240.000	0.0	0.0	327875.133	87479.937	*****	0.0	0.0
		3240.000	0.0	0.0	327875.133	87479.937	*****	0.0	0.0

MEMBER CONSTANTS			
CONSTANT	STANDARD VALUE	DOMAIN	MEMBER LIST
E	19999.937500	ALL	
G	79999.875000	ALL	
DENSITY	0.002400	ALL	
CTE	0.000110	ALL	
BETA	0.0	ALL	

\*\*\*\*\*  
 \* END OF DATA FROM INTERNAL STORAGE \*  
 \*\*\*\*\*

RESULTS OF LATEST ANALYSES

PROBLEM - TESTS TITLE = 8888 ESCALERA MELICOIDAL 8888

ACTIVE UNITS CM KG RAD DEGF SEC

ACTIVE STRUCTURE TYPE SPACE FRAME

ACTIVE COORDINATE AXES X Y Z

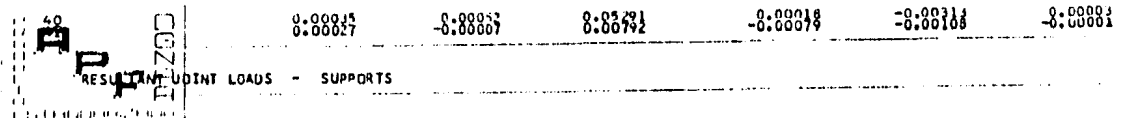
LOADING - 1 CARGA VERTICAL 1, EFECTOS GRAVITACIONALES 8C.M.+ C.V.C

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE				MOMENT	
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1						
2	2	13179.49609	-4084.24902	-5108.26953	-1709166.00000	-981505.75000	-1713263.00000
3	3	-13179.49609	-4084.24902	5108.26953	1709166.00000	1055933.00000	1772771.00000
4	4	6512.18359	-605.80688	-12683.49219	-543189.81250	-1990451.00000	-1709166.00000
5	5	-6512.18359	605.80688	12683.49219	543189.81250	1700795.06250	1430317.00000
6	6	4098.24902	-5108.26953	-1685602.00000	-1643602.00000	775222.62500	1489824.00000
7	7	-4098.24902	5108.26953	1685602.00000	1643602.00000	-775222.62500	-1489824.00000
8	8	4667.466094	-973.37671	-11681.49219	-443371.37500	-1418887.00000	-1685602.00000
9	9	-4667.466094	973.37671	11681.49219	443371.37500	1189658.00000	1649785.00000
10	10	11195.49609	-4084.24902	-5108.26953	-1649785.00000	-482935.12500	-1174555.00000
11	11	-11195.49609	4084.24902	5108.26953	1649785.00000	557362.62500	1235661.00000
12	12	4688.27164	-846.58763	-10499.49219	-454739.36250	-1275241.00000	-1449785.00000
13	13	-4688.27164	846.58763	10499.49219	454739.36250	874189.56250	1618025.00000
14	14	10203.49219	-4084.24902	-5108.26953	-1618025.00000	-279175.93750	-944776.06250
15	15	-10203.49219	4084.24902	5108.26953	1618025.00000	353603.43750	1004263.62500
16	16	6513.03906	-596.52295	-9707.49219	-478835.50000	-950964.62500	-1618025.00000
17	17	-6513.03906	596.52295	9707.49219	478835.50000	600873.12500	1596336.00000
18	18	9211.49609	-4084.24902	-5108.26953	-1596336.00000	-101208.31250	-761596.18750
19	19	-9211.49609	4084.24902	5108.26953	1596336.00000	174635.81250	811103.68750
20	20	6513.31562	-591.31201	-8715.49219	-470700.56250	-665361.68750	-1596336.00000
21	21	-6513.31562	591.31201	8715.49219	470700.56250	393308.37500	1576044.00000
22	22	8.19.44219	-4084.24902	-5108.26953	-1576044.00000	-475144.247	-611931.62500
23	23	-8.19.44219	4084.24902	5108.26953	1576044.00000	3175493750	87142944750
24	24	6407.83984	-11309.61157	-7743.49219	-405126.62500	-538412.62500	-1576044.00000
25	25	-6407.83984	11309.61157	7743.49219	405126.62500	347000.37500	1574902.00000
26	26	7227.49609	-4084.24902	-5108.26953	-1524902.00000	-160911.37500	-439734.43750
27	27	-7227.49609	4084.24902	5108.26953	1524902.00000	66435.81250	499202.68750
28	28	4384.24902	-5108.26953	-5261.49609	-86432.81250	-49282.37500	-1524902.00000
29	29	-4384.24902	5108.26953	5261.49609	86432.81250	-474094.06250	579472.18750
30	30	3295.49683	-4084.24902	-5108.26953	-579872.18750	-36435.81250	-474094.06250
31	31	-3295.49683	4084.24902	5108.26953	579872.18750	120059.62500	464596.31250
32	32	724.09229	-6500.09375	-1807.49683	-208667.87500	-284667.87500	-579872.18750
33	33	-724.09229	6500.09375	1807.49683	208667.87500	383645.06250	-300059.06250
34	34	2303.49585	-4084.24902	-5108.26953	-300059.06250	-579872.18750	-464596.31250
35	35	-2303.49585	4084.24902	5108.26953	300059.06250	132409.68750	425366.31250
36	36	724.09229	-6500.09375	-1807.49683	-208667.87500	-364198.06250	-300059.06250
37	37	-724.09229	6500.09375	1807.49683	208667.87500	406094.81250	-100000.00000
38	38	1311.49683	-4084.24902	-5108.26953	-130466.00000	-177847.12500	-470783.75000
39	39	-1311.49683	4084.24902	5108.26953	130466.00000	236044.87500	-410756.18750
40	40	851.38379	-4084.24902	-5108.26953	-464356.50000	-410756.18750	102046.00000
41	41	-851.38379	4084.24902	5108.26953	464356.50000	497773.91750	1136111.12500
42	42	319.49683	-4084.24902	-5108.26953	-113611.12500	-271272.62500	-431173.62500
43	43	-319.49683	4084.24902	5108.26953	113611.12500	347885.12500	-371295.50000
44	44	819.49683	-4084.24902	-5108.26953	-76031.00000	-508187.06250	-113611.12500
45	45	-819.49683	4084.24902	5108.26953	76031.00000	618000.00000	347885.12500
46	46	672.50293	-4084.24902	-5108.26953	-347885.12500	-241170.62500	-347885.12500
47	47	-672.50293	4084.24902	5108.26953	347885.12500	418184.87500	-347885.12500
48	48	473.73828	-4084.24902	-5108.26953	-473738.28	-57778.18750	-57778.18750
49	49	-473.73828	4084.24902	5108.26953	473738.28	57778.18750	57778.18750
50	50	1664.50269	-4084.24902	-5108.26953	-587819.18750	-462789.68750	-216608.12500
51	51	-1664.50269	4084.24902	5108.26953	587819.18750	462789.68750	216608.12500







0.00045    0.00055    0.05991    0.00018    -0.00311    -0.00003  
 0.00027    -0.00007    0.00792    -0.00079    -0.00108    -0.00001

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	5108.26953	4084.24902	13179.49609	1713263.00000	-981505.75000	-1709166.00000
42	-5108.26953	-4084.24902	-131840.80000	-1087148.00000	-1286847.00000	-1428494.00000

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	-0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.01001	-0.03251	-0.00545
3	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.01979	-0.02475	-0.00000
4	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00081	-0.04128	-0.01280
5	-0.00000	-0.00000	-495.99976	0.00999	-0.01237	-0.00000
6	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00993	-0.03479	-0.00597
7	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00987	-0.01237	-0.00000
8	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.01995	-0.02837	-0.00844
9	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00987	-0.01237	-0.00000
10	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00323	-0.02255	-0.00620
11	0.00000	0.00000	-495.99976	0.00986	-0.01237	-0.00000
12	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.01180	-0.02387	-0.00000
13	0.00000	0.00000	-495.99976	0.00986	-0.01237	-0.00000
14	-0.00000	-0.00001	-1965.99976	-0.40782	-0.00000	-0.39977
15	0.00000	0.00000	-1965.99780	0.00986	-0.01757	-0.00000
16	0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.00504	-0.01096	-0.00291
17	0.00000	0.00000	-495.99976	0.01974	-0.02475	-0.00000
18	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00324	-0.00708	-0.00202
19	0.00000	0.00002	-495.99976	0.00975	-0.01237	-0.00000
20	-0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.00165	-0.01237	-0.00000
21	0.00000	-0.00001	-495.99976	0.00400	-0.01237	-0.00000
22	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00059	-0.01977
23	0.00000	0.00001	-495.99976	0.00982	-0.01237	0.00000
24	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00011	-0.00413	-0.03328
25	0.00000	0.00000	-495.99976	0.00987	-0.01237	0.00000
26	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00230	-0.00661	-0.01194
27	0.00000	0.00000	-495.99976	0.00984	-0.01237	-0.00000
28	-0.00000	0.00000	-1965.99976	-0.00003	-0.01237	-0.00000
29	0.00000	-0.00000	-1965.99780	0.00987	-0.01237	-0.01240
30	0.00000	-0.00001	-495.99976	-0.00649	-0.03002	-0.00000
31	0.00000	0.00000	-445.99976	-0.01978	-0.02475	-0.00000
32	0.00000	-0.00000	-445.99976	-0.00005	-0.01799	-0.01200
33	-0.00000	0.00000	-445.99976	0.00989	-0.01237	-0.00001
34	-0.00000	0.00000	-445.99976	-0.01584	-0.03452	-0.00974
35	-0.00000	0.00000	-445.99976	0.00989	-0.01237	0.00000
36	0.00000	0.00000	-445.99976	-0.01755	-0.03807	0.00974
37	-0.00000	0.00000	-445.99976	0.00989	-0.01237	0.00000
38	0.00000	0.00000	-445.99976	-0.01784	-0.03478	0.00568
39	-0.00000	0.00000	-445.99976	0.00984	-0.01237	0.00000
40	0.00000	0.00000	-445.99976	-0.01624	-0.03685	0.00675
41	-0.00000	0.00000	-445.99976	0.01979	-0.02475	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

MEMBER	JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
		X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	1	0.00610	0.00011	-0.00030	-0.00001	0.00095	0.00095
4	2	-0.02932	0.02695	-0.10340	-0.00329	0.00308	0.00099
5	3	0.02896	0.07491	-0.10368	-0.00330	0.00368	0.00192
6	4	-0.02370	0.12316	-0.36222	-0.00589	0.00525	0.00196
7	5	0.03581	0.20903	-0.36247	-0.00590	0.00568	0.00287
8	6	-0.02254	0.28396	-0.69521	-0.00801	0.00661	0.00291
9	7	0.07850	0.40088	-0.69544	-0.00802	0.00707	0.00381
10	8	-0.01740	0.47749	-1.11071	-0.00960	0.00777	0.00384
11	9	0.09646	0.63978	-1.11091	-0.00961	0.00798	0.00473
12	10	-0.01756	0.72915	-1.55894	-0.01000	0.00823	0.00476
13	11	0.07828	0.91595	-0.99912	-0.01081	0.00833	0.00564
14	12	-0.06789	1.06658	-1.10796	-0.01185	0.00831	0.00567
15	13	0.03282	1.22242	-2.10812	-0.01186	0.00821	0.00652
16	14	-0.04480	1.22826	-4.17804	-0.01199	0.00760	0.00653
17	15	0.05442	0.92893	-4.17811	-0.01199	0.00759	0.00694
18	16	-0.12835	1.22935	-5.72011	-0.01122	0.00775	0.00696
19	17	-0.11492	1.39252	-4.57206	-0.01122	0.00763	0.00715
20	18	0.09390	1.51360	-4.64191	-0.01041	0.00824	0.00716
21	19	-0.03299	1.66587	-4.64194	-0.01041	0.00842	0.00723
22	20	-0.03530	1.17740	-4.66580	-0.00960	0.00928	0.00723
23	21	-0.21998	1.31734	-4.66550	-0.00960	0.00928	0.00716
24	22	0.34905	1.51118	-4.49409	-0.00805	0.01000	0.00716
25	23	-0.25117	1.59949	-4.64336	-0.00884	0.01032	0.00697
26	24	-0.41915	1.08598	-4.60704	-0.00814	0.01112	0.00696
27	25	-0.17455	1.20531	-4.60700	-0.00818	0.01147	0.00663
28	26	0.04834	1.01893	-4.46403	-0.00771	0.01232	0.00661
29	27	-0.25143	1.32221	-4.46403	-0.00771	0.01269	0.00616
30	28	-0.15280	0.00986	-1.94274	-0.00697	0.01323	0.00603
31	29	-0.09427	0.11139	-1.94259	-0.00697	0.01325	0.00515
32	30	-0.49322	-0.00949	-4.17861	-0.00662	0.01302	0.00512
33	31	-0.76416	0.06876	-4.3824	-0.00661	0.01183	0.00425
34	32	-0.65000	-0.03742	-0.99295	-0.00597	0.01095	0.00422
35	33	-0.49344	0.04956	-0.99276	-0.00596	0.01037	0.00317
36	34	-0.11176	-0.03468	-0.35944	-0.00504	0.00914	0.00334
37	35	-0.20306	-0.03872	-0.39923	-0.00504	0.00854	0.00251
38	36	-0.2100	-0.02344	-0.29317	-0.00377	0.00898	0.00240
39	37	-0.12476	-0.03100	-0.29294	-0.00376	0.00824	0.00186
40	38	-0.08396	-0.01010	-0.06563	-0.00271	0.00432	0.00163
41	39	-0.02788	-0.02034	-0.08518	-0.00210	0.00341	0.00082
41	40	-0.00777	-0.00077	-0.00027	-0.00001	0.00108	0.00078

LOADING - 2

CARGA VERTICAL 2, EFECTOS GRAVITACIONALES 3C.M.C

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			MOMENT		
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1	5740.71094	1784.73633	-2203.69312	-738080.36250	-425020.93750	-742376.12500
2	2	-5740.71094	-1784.73633	2203.69312	738080.36250	425137.75000	769329.68750
3	3	2825.16333	-742.36817	-550.21094	-369040.18125	-862392.93750	-138080.68750
4	4	-2825.16333	742.36817	550.21094	369040.18125	867671.50000	128562.41750
5	5	5299.11094	1784.73633	-2203.69312	-728562.43750	-302571.64750	-619284.00000
6	6	-5299.11094	-1784.73633	2203.69312	728562.43750	336679.80000	645437.62500
7	7	2099.77515	-404.41895	-5079.21094	-192838.81250	-513972.62500	-724562.68750
8	8	-2099.77515	404.41895	5079.21094	192838.81250	513972.62500	713681.12500
9	9	4898.71094	1784.73633	-2203.69312	-713681.12500	-207499.12500	-508148.75000
10	10	-4898.71094	-1784.73633	2203.69312	713681.12500	239806.87500	514152.37500
11	11	2099.77515	-349.39819	-4038.21094	-192838.81250	-511100.93750	-713681.12500
12	12	-2099.77515	349.39819	4038.21094	192838.81250	511100.93750	713681.12500
13	13	4417.71094	1784.73633	-2203.69312	-700580.62500	-102580.62500	-408920.36250
14	14	-4417.71094	-1784.73633	2203.69312	700580.62500	151117.18750	436474.18750
15	15	2099.77515	-404.41895	-5079.21094	-192838.81250	-513972.62500	-724562.68750
16	16	-2099.77515	404.41895	5079.21094	192838.81250	513972.62500	713681.12500
17	17	3976.71387	1784.73633	-2203.69312	-691895.37500	-22193.62891	-349995.81250
18	18	-3976.71387	-1784.73633	2203.69312	691895.37500	74101.37500	349995.81250
19	19	2099.77515	-349.39819	-4038.21094	-192838.81250	-511100.93750	-713681.12500
20	20	-2099.77515	349.39819	4038.21094	192838.81250	511100.93750	713681.12500



10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41

-0.00015	0.00024	-0.00091	-0.00027	0.00067	0.00001
-0.00008	0.00002	0.00095	-0.00038	-0.00076	0.00002
-0.00017	0.00079	0.00084	0.00037	0.00037	0.00000
-0.00207	0.00001	0.00016	0.00017	-0.00005	0.00000
-0.00051	0.00515	-0.07583	-0.00027	0.00007	0.00005
-0.00003	-0.00001	0.00017	0.00014	-0.00002	-0.00000
0.00002	-0.00008	-0.00498	0.00018	-0.00029	-0.00000
-0.00007	-0.00001	0.00027	0.00007	0.00003	-0.00000
0.00022	-0.00004	-0.00641	-0.00012	0.00037	-0.00000
-0.00001	-0.00001	-0.00054	0.00001	0.00008	-0.00000
0.00002	-0.00001	-0.00769	-0.00007	0.00008	-0.00000
-0.00000	-0.00001	-0.00079	-0.00003	0.00011	-0.00000
0.00002	0.00003	-0.00819	-0.00002	0.00045	0.00000
0.00001	-0.00001	-0.00027	-0.00008	0.00014	0.00000
0.00001	0.00000	-0.00473	0.00004	0.00045	0.00000
0.00002	-0.00001	-0.00159	-0.00014	0.00015	-0.00000
0.00003	0.00011	-0.00796	0.00008	0.00041	0.00001
0.00003	-0.00000	-0.00117	-0.00001	0.00016	-0.00000
0.00003	0.00449	-0.00244	-0.00031	0.00026	0.00005
0.00006	-0.00000	0.00099	-0.00018	-0.00012	-0.00000
0.00010	0.00025	0.00512	0.00010	-0.00033	0.00001
0.00014	0.00005	0.00119	-0.00030	-0.00018	-0.00000
0.00001	-0.00001	0.00809	0.00013	-0.00048	0.00001
0.00015	0.00024	0.00132	-0.00037	-0.00020	-0.00000
0.00009	-0.00093	0.01077	0.00009	-0.00069	0.00001
0.00013	0.00923	-0.00192	-0.00036	-0.00062	-0.00000
0.00010	-0.00002	0.01441	0.00009	-0.00087	0.00001
0.00015	0.00023	0.00238	-0.00036	-0.00032	-0.00000
0.00011	-0.00022	0.01860	0.00000	-0.00111	0.00001
0.00011	0.00052	0.00291	-0.00032	-0.00039	-0.00000
0.00012	-0.00003	0.02335	0.00007	-0.00139	0.00001
		0.00350	-0.00035	-0.00048	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE		Z FORCE	MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE		X	Y	Z
1	2203.69312	1784.73533	3740.71094	742326.12500	-425029.93750	-138089.86250
42	-2203.69312	-1784.73633	5437.28125	483893.01250	-356207.18750	-621036.06250

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X	Y	Z
2	0.00000	-0.00000	-220.49980	-0.00436	0.01415	-0.00244
3	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00865	-0.01068	-0.00000
4	0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00035	-0.01793	-0.00562
5	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	-0.00000
6	-0.00000	-0.00000	-220.49980	-0.00431	0.01508	-0.00270
7	0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	0.00000
8	0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00863	0.01667	-0.00368
9	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00433	-0.00534	-0.00000
10	-0.00000	-0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
11	0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
12	-0.00000	-0.00000	-220.49980	-0.00657	0.01023	-0.00240
13	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
14	-0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
15	0.00000	-0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
16	0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
17	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
18	-0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
19	0.00000	-0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
20	0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
21	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
22	-0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
23	0.00000	-0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
24	0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
25	-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000
26	-0.00000	0.00000	-220.49980	-0.00430	0.00959	-0.00361
27	0.00000	0.00000	-220.49980	0.00430	-0.00534	-0.00000

28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41

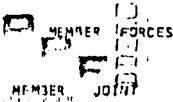
-0.00000	0.00000	-0.0099976	0.00001	0.00674	0.00917
0.00000	0.00000	-0.00432	0.00000	-0.00534	0.00000
0.00000	-0.00000	-220.49991	-0.00278	-0.01285	0.00551
-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00065	-0.01068	0.00000
0.00000	-0.00000	-220.49980	-0.00324	0.01219	0.00542
-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	0.00000
0.00000	0.00060	-220.49991	-0.00370	-0.01524	0.00425
-0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	0.00000
0.00000	-0.00000	-220.49991	-0.00784	0.01697	0.00425
0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	0.00000
-0.00000	-0.00000	-220.49991	-0.00804	-0.01566	0.00250
0.00000	0.00000	-220.49980	0.00432	-0.00534	0.00000
-0.00000	0.00000	-220.49991	-0.00737	0.01677	0.00000
0.00000	0.00000	-220.49991	0.00865	-0.01068	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00264	0.00005	-0.00013	-0.00001	0.00037	0.00041
3	-0.00877	0.01164	-0.04448	-0.00142	0.00033	0.00043
4	-0.01255	0.01321	-0.04490	-0.00162	0.00060	0.00082
5	-0.01020	0.05326	-0.14813	-0.00295	0.00127	0.00095
6	0.02417	0.00944	-0.14824	-0.00295	0.00264	0.00124
7	-0.00970	0.12282	-0.30080	-0.00347	0.00264	0.00120
8	0.03393	0.17335	-0.30090	-0.00347	0.00305	0.00152
9	-0.00794	0.21625	-0.48044	-0.00416	0.00335	0.00166
10	-0.04512	0.52781	-0.80050	-0.00416	0.00340	0.00205
11	-0.00795	0.57801	-0.67410	-0.00468	0.00355	0.00204
12	0.04389	0.39616	-0.67418	-0.00468	0.00355	0.00244
13	-0.02961	0.45719	-0.91140	-0.00513	0.00358	0.00242
14	-0.02225	0.53207	-0.91147	-0.00514	0.00354	0.00282
15	-0.00496	0.53256	-1.43749	-0.00521	0.00327	0.00287
16	-0.45753	0.60747	-1.43752	-0.00521	0.00325	0.00301
17	-0.53209	0.53213	-1.98168	-0.00488	0.00325	0.00302
18	-0.48416	0.60321	-0.98170	-0.00488	0.00334	0.00310
19	-0.06175	0.25655	-2.01312	-0.00453	0.00354	0.00310
20	-0.50960	0.59152	-2.01313	-0.00453	0.00362	0.00313
21	-0.58798	0.51013	-2.02448	-0.00418	0.00369	0.00311
22	-0.53099	0.57102	-2.02448	-0.00418	0.00364	0.00311
23	-0.60831	0.49022	-2.01681	-0.00385	0.00431	0.00311
24	-0.54457	0.54627	-2.01681	-0.00385	0.00445	0.00302
25	-0.62619	0.47071	-2.00118	-0.00385	0.00480	0.00302
26	-0.55817	0.52264	-0.98119	-0.00356	0.00495	0.00288
27	-0.62425	0.44209	-1.94017	-0.00336	0.00512	0.00297
28	-0.54563	0.49099	-1.94015	-0.00336	0.00548	0.00280
29	-0.54625	0.00295	-0.84976	-0.00304	0.00574	0.00282
30	-0.46350	0.47252	-0.84978	-0.00304	0.00562	0.00224
31	-0.41005	-0.01322	-0.60399	-0.00280	0.00551	0.00225
32	-0.33394	0.02090	-0.61032	-0.00280	0.00515	0.00183
33	-0.28425	-0.01713	-0.43171	-0.00262	0.00473	0.00184
34	-0.21804	0.02077	-0.31833	-0.00261	0.00453	0.00147
35	-0.18040	-0.01590	-0.26389	-0.00222	0.00400	0.00146
36	-0.12407	0.01657	-0.26379	-0.00221	0.00374	0.00109
37	-0.09702	-0.01089	-0.12931	-0.00166	0.00307	0.00105
38	-0.08471	0.01331	-0.26387	-0.00164	0.00274	0.00072
39	-0.03691	-0.00700	-0.03780	-0.00093	0.00190	0.00071
40	-0.01212	0.00697	-0.03788	-0.00093	0.00151	0.00034
41	-0.00344	-0.00003	-0.00012	-0.00000	0.00040	0.00035



MEMBER	JOINT	AXIAL	FORCE SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	MOMENT BENDING Y	BENDING Z
1	1	-1537.09155	152.84456	-828.29492	-360150.75000	-149442.56230	-242585.18750
1	2	-1537.09155	-152.84456	828.29492	360150.75000	149442.56230	242585.18750
1	3	702.33838	404.92432	-1537.09155	64102.40625	-240209.81250	-240150.75000
1	4	-1537.09155	404.92432	1537.09155	-64102.40625	226421.06250	242075.43750
1	5	702.33838	-404.92432	-1537.09155	64102.40625	-184849.18750	-240150.75000
1	6	-1537.09155	-404.92432	1537.09155	-64102.40625	130260.33750	205337.36250
1	7	674.90137	503.92627	-1537.09155	43843.73437	-239519.18750	-242075.43750
1	8	-674.90137	503.92627	1537.09155	-43843.73437	182958.25000	224036.36250
1	9	1537.09155	152.84456	-828.29492	-20184.25625	-92132.18750	-184849.18750
1	10	-1537.09155	-152.84456	828.29492	20184.25625	104201.37500	184849.18750
1	11	684.53647	470.61811	-1537.09155	40268.61172	-19204.06250	-223532.56250
1	12	-684.53647	470.61811	1537.09155	-40268.61172	134424.06250	205162.56250
1	13	1537.09155	152.84456	-828.29492	-20184.25625	-144217.10625	-184849.18750
1	14	-1537.09155	-152.84456	828.29492	20184.25625	76305.31250	184849.18750
1	15	703.70049	-463.92261	-1537.09155	38649.69161	-143000.18750	-205162.56250
1	16	-703.70049	463.92261	1537.09155	-38649.69161	87508.25000	184849.18750
1	17	1537.09155	152.84456	-828.29492	-188400.12500	-36340.04922	-88561.25000
1	18	-1537.09155	-152.84456	828.29492	188400.12500	49408.19922	70788.12500
1	19	703.71134	-463.36011	-1537.09155	31968.38594	-97795.37500	-188408.12500
1	20	-703.71134	463.36011	1537.09155	-31968.38594	644326.01797	172351.18750
1	21	1537.09155	152.84456	-828.29492	-172351.18750	-9981.00625	-53898.03906
1	22	-1537.09155	-152.84456	828.29492	172351.18750	22050.18016	56128.98047
1	23	647.67969	-538.44509	-1537.09155	19900.92187	-57232.47812	-17351.18750
1	24	-647.67969	538.44509	1537.09155	-19900.92187	-2794.78418	151323.43750
1	25	1537.09155	152.84456	-828.29492	-151323.43750	10012.21094	-10012.21094
1	26	-1537.09155	-152.84456	828.29492	151323.43750	-2400.58904	22340.07969
1	27	647.67969	-538.44509	-1537.09155	4300.58904	-1244.00625	-151323.43750
1	28	-647.67969	538.44509	1537.09155	-4300.58904	-82121.25000	-1911.07642
1	29	1537.09155	152.84456	-828.29492	-191.07642	4300.58904	82121.25000
1	30	-1537.09155	-152.84456	828.29492	191.07642	-4300.58904	-82121.25000
1	31	647.67969	-538.44509	-1537.09155	81001.20793	-61996.36375	-1911.07566
1	32	-647.67969	538.44509	1537.09155	-81001.20793	-51001.20793	24439.26250
1	33	1537.09155	152.84456	-828.29492	3404.36250	68321.50000	68321.50000
1	34	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-3404.36250	-68321.50000	-68321.50000
1	35	647.67969	-538.44509	-1537.09155	4000.94922	-5278.34119	-66439.26250
1	36	-647.67969	538.44509	1537.09155	-4000.94922	36212.63797	50960.05859
1	37	1537.09155	152.84456	-828.29492	-50968.06859	3109.54752	84521.09234
1	38	-1537.09155	-152.84456	828.29492	50968.06859	9759.79297	-5278.36584
1	39	647.67969	-538.44509	-1537.09155	3164.15234	-42558.71094	-50960.05859
1	40	-647.67969	538.44509	1537.09155	-3164.15234	25862.89453	76649.31250
1	41	1537.09155	152.84456	-828.29492	75849.31250	3278.82373	40723.25391
1	42	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-75849.31250	8199.70700	-8449.37344
1	43	647.67969	-538.44509	-1537.09155	31848.41797	-33023.90391	-76649.31250
1	44	-647.67969	538.44509	1537.09155	-31848.41797	16328.03312	100330.68750
1	45	1537.09155	152.84456	-828.29492	100330.68750	3239.89449	26821.06817
1	46	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-100330.68750	9524.07812	-16489.66016
1	47	647.67969	-538.44509	-1537.09155	10303.66797	-24115.85547	-100330.68750
1	48	-647.67969	538.44509	1537.09155	-10303.66797	7002.34375	126515.75000
1	49	1537.09155	152.84456	-828.29492	126515.75000	2748.62109	12181.06817
1	50	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-126515.75000	6327.00625	-12181.06817
1	51	647.67969	-538.44509	-1537.09155	1498.26318	-13369.79887	-26515.75000
1	52	-647.67969	538.44509	1537.09155	-1498.26318	-3501.40503	150674.43750
1	53	1537.09155	152.84456	-828.29492	150674.43750	3633.25051	-1141.06817
1	54	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-150674.43750	84.723047	3169.06036
1	55	647.67969	-538.44509	-1537.09155	3368.06030	-8434.71094	-150674.43750
1	56	-647.67969	538.44509	1537.09155	-3368.06030	76740.31250	178797.93750
1	57	1537.09155	152.84456	-828.29492	178797.93750	76740.31250	-3368.06036
1	58	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-178797.93750	-64472.11328	5595.00000
1	59	647.67969	-538.44509	-1537.09155	47147.55859	44619.33750	-178797.93750
1	60	-647.67969	538.44509	1537.09155	-47147.55859	-61341.88281	180345.62500
1	61	1537.09155	152.84456	-828.29492	133068.62500	7117.04375	144502.00000
1	62	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-133068.62500	-65192.34750	-3187.82910
1	63	647.67969	-538.44509	-1537.09155	45533.76562	-65643.53156	-163045.62500
1	64	-647.67969	538.44509	1537.09155	-45533.76562	536.04297	144502.00000
1	65	1537.09155	152.84456	-828.29492	144501.75000	16474.00000	33785.34766
1	66	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-144501.75000	-64606.36687	-13559.39064
1	67	647.67969	-538.44509	-1537.09155	36099.96094	35271.85156	-144502.00000
1	68	-647.67969	538.44509	1537.09155	-36099.96094	-71631.29094	187416.00000
1	69	1537.09155	152.84456	-828.29492	12181.50000	76179.33750	-13152.10156
1	70	-1537.09155	-152.84456	828.29492	-12181.50000	-64111.44414	-72005.19161
1	71	647.67969	-538.44509	-1537.09155	29137.21484	-61530.05869	-127616.50000
1	72	-647.67969	538.44509	1537.09155	-29137.21484	-77646.25000	119730.25000

37  
38  
39  
40  
41

MEMBER

41  
40  
39  
38  
37

402.90796	152.84456	-828.29492	-110730.25000	75686.12500	34477.89452
402.90796	-152.84456	828.29492	-20730.25000	-53686.12500	-34477.89452
893.77028	477.61288	-462.90796	-23178.37109	84154.18750	-110730.25000
402.90796	152.84456	-828.29492	43043.93750	75108.40000	93123.93750
402.90796	-152.84456	828.29492	-93843.93750	-63118.78941	43223.64452
893.77028	477.61288	-462.90796	-132.63500	76035.00000	-41945.15250
402.90796	152.84456	-828.29492	15214.62500	-90405.31250	76957.68750
402.90796	-152.84456	828.29492	-76957.68750	74686.56250	53167.85947
402.90796	152.84456	-828.29492	-76957.68750	-62616.29297	-50940.90234

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION			TORSION	ROTATION	
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00003	0.00001	-0.00093	0.00014	0.00013	0.00000
2	-0.00004	0.00011	-0.01151	-0.00010	0.00057	0.00001
3	-0.00006	-0.00009	-0.00374	-0.00013	0.00010	0.00000
4	-0.00006	0.00009	-0.00854	-0.00006	0.00034	0.00000
5	-0.00003	0.00001	-0.00058	0.00012	0.00038	0.00000
6	-0.00004	0.00009	-0.00694	-0.00006	0.00035	0.00000
7	-0.00004	0.00007	-0.00463	-0.00005	0.00024	0.00000
8	-0.00003	0.00001	-0.00024	0.00010	0.00010	0.00000
9	-0.00004	0.00006	-0.00275	-0.00008	0.00014	0.00000
10	-0.00004	0.00006	-0.00162	-0.00003	0.00007	0.00000
11	-0.00003	0.00000	0.00000	-0.00009	-0.00001	0.00000
12	-0.00003	0.00000	0.00000	-0.00003	-0.00001	0.00000
13	-0.00004	0.00008	0.05443	-0.00003	-0.00076	0.00001
14	0.00001	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00000
15	0.00003	0.00000	-0.00202	-0.00007	0.00011	0.00000
16	0.00001	-0.00000	-0.00000	-0.00001	0.00000	-0.00000
17	0.00003	-0.00001	-0.00168	-0.00006	0.00009	0.00000
18	0.00001	-0.00000	-0.00138	-0.00003	0.00000	-0.00000
19	0.00001	0.00002	-0.00000	-0.00004	0.00007	-0.00000
20	0.00001	0.00000	-0.00000	-0.00004	0.00000	-0.00000
21	0.00003	-0.00003	-0.00102	-0.00003	0.00005	-0.00000
22	0.00001	-0.00000	-0.00000	-0.00006	0.00000	0.00000
23	0.00003	-0.00004	-0.00071	-0.00001	0.00003	0.00000
24	0.00001	-0.00000	-0.00001	-0.00007	0.00000	-0.00000
25	0.00001	0.00000	-0.00003	0.00000	0.00001	0.00000
26	0.00001	0.00000	0.00000	-0.00001	0.00000	0.00000
27	0.00001	0.00000	0.01153	0.00001	-0.00036	0.00002
28	0.00001	0.00000	0.00044	-0.00010	-0.00006	0.00000
29	0.00004	0.00006	0.00187	0.00008	-0.00011	0.00000
30	0.00001	-0.00000	0.00000	-0.00006	-0.00006	-0.00000
31	0.00001	-0.00000	0.00002	0.00006	-0.00012	0.00000
32	0.00004	0.00006	0.00004	-0.00000	-0.00006	-0.00000
33	0.00001	-0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00013	0.00000
34	0.00004	-0.00003	0.00217	0.00003	-0.00013	-0.00000
35	0.00001	-0.00000	0.00000	-0.00007	-0.00002	-0.00000
36	0.00001	0.00004	0.00239	0.00004	-0.00014	0.00000
37	0.00001	-0.00000	0.00003	-0.00006	-0.00007	0.00000
38	0.00004	0.00004	0.00262	0.00003	-0.00015	0.00000
39	0.00001	-0.00000	0.00003	-0.00003	-0.00006	-0.00000
40	0.00004	0.00001	0.00284	0.00002	-0.00017	0.00000
41	0.00001	-0.00000	0.00003	-0.00004	-0.00006	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	828.29492	152.84456	1537.09155	242585.18750	-149462.56250	-200159.75000
42	-828.29492	-152.84456	-1442.90786	-50940.90234	-62616.29297	-76957.68750

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS



JOINT  
 1  
 2  
 3  
 4  
 5  
 6  
 7  
 8  
 9  
 10  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40

FORCE			MOMENT		
X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00121	0.00394	0.00102
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00074	-0.00401	0.00000
0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00011	0.00348	0.00317
-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00337	-0.00301	-0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00163	0.00500	0.00176
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	-0.00000
0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00316	0.00611	-0.00105
0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	0.00000
0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00077	0.00192	0.00018
0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	-0.00000
0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00305	0.00475	-0.00006
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00134	-0.00201	-0.00000
0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00115	0.00000	0.00421
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00016	-0.00201	-0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00084	0.00181	-0.00001
-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00073	-0.00401	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00004	0.00181	-0.00001
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00035	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00036	0.00184	-0.00004
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00036	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00033	0.00156	0.00135
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00036	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00033	0.00152	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00033	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00037	0.00137	-0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00048	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00037	0.00174	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00043	0.00198	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00074	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00003	0.00143	-0.00017
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00084	0.00111	0.00110
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00070	0.00152	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00037	-0.00201	0.00000
0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00064	0.00148	0.00010
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00074	-0.00201	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00093	0.00000	-0.00003	-0.00000	0.00013	0.00014
3	-0.00309	0.00041	-0.01513	-0.00047	0.00047	0.00015
4	0.00457	0.01098	-0.01256	-0.00047	0.00000	0.00028
5	-0.00321	0.01180	-0.02087	-0.00064	0.00003	0.00029
6	0.00053	0.01027	-0.05090	-0.00084	0.00092	0.00041
7	-0.00173	0.04110	-0.10428	-0.00113	0.00112	0.00042
8	0.01479	0.07428	-0.10428	-0.00113	0.00110	0.00033
9	0.00157	0.07111	-0.16771	-0.00133	0.00111	0.00024
10	0.02091	0.09007	-0.16775	-0.00146	0.00142	0.00064
11	0.00548	0.11661	-0.23817	-0.00146	0.00143	0.00074
12	0.02820	0.14981	-0.23817	-0.00153	0.00143	0.00074
13	0.00371	0.14666	-0.31743	-0.00153	0.00144	0.00083
14	0.02495	0.16889	-0.31747	-0.00153	0.00144	0.00083
15	-0.12919	0.16891	-0.34532	-0.00077	0.00141	0.00084



22	310.15869	675.95093	-341.96851	-19288.57031	-33053.69531	51437.31094
23	-310.15869	-675.95093	341.96851	19288.57031	33053.69531	-51437.31094
24	54.96851	702.22119	-244.93503	-27031.21875	-51286.44077	27051.21875
25	-54.96851	-702.22119	244.93503	27031.21875	51286.44077	-27051.21875
26	348.85156	656.81836	-541.96851	-31871.07422	-46315.26552	27051.21875
27	-348.85156	-656.81836	541.96851	31871.07422	46315.26552	-27051.21875
28	341.96851	702.22119	-244.93503	-2887.42483	-4401.87800	27051.21875
29	-341.96851	-702.22119	244.93503	2887.42483	4401.87800	-27051.21875
30	271.03052	692.56777	-341.96851	-34140.36719	-65530.93312	27051.21875
31	-271.03052	-692.56777	341.96851	34140.36719	65530.93312	-27051.21875
32	689.59692	362.12085	-1458.03076	-10919.91406	-1668.50977	151866.87500
33	-689.59692	-362.12085	1458.03076	10919.91406	1668.50977	-151866.87500
34	1458.03076	702.22119	-244.93503	-164948.43750	-33559.08504	1458.03076
35	-1458.03076	-702.22119	244.93503	164948.43750	33559.08504	-1458.03076
36	81.67334	702.22119	-244.93503	-164948.43750	-29790.37891	81.67334
37	-81.67334	-702.22119	244.93503	164948.43750	29790.37891	-81.67334
38	1458.03076	702.22119	-244.93503	-175890.75000	-66241.12500	1458.03076
39	-1458.03076	-702.22119	244.93503	175890.75000	66241.12500	-1458.03076
40	69.74075	333.35010	-1458.03076	-349.65332	-8891.81312	69.74075
41	-69.74075	-333.35010	1458.03076	349.65332	8891.81312	-69.74075
42	1458.03076	702.22119	-244.93503	-187322.93750	-99128.18750	1458.03076
43	-1458.03076	-702.22119	244.93503	187322.93750	99128.18750	-1458.03076
44	669.74072	323.35010	-1458.03076	-43014.8437	-102322.25000	669.74072
45	-669.74072	-323.35010	1458.03076	43014.8437	102322.25000	-669.74072
46	1458.03076	702.22119	-244.93503	-198755.06250	-132005.25000	1458.03076
47	-1458.03076	-702.22119	244.93503	198755.06250	132005.25000	-1458.03076
48	69.74097	323.35010	-1458.03076	-9072.83996	-172564.00000	69.74097
49	-69.74097	-323.35010	1458.03076	9072.83996	172564.00000	-69.74097
50	1458.03076	702.22119	-244.93503	-210187.25000	-161316.12500	1458.03076
51	-1458.03076	-702.22119	244.93503	210187.25000	161316.12500	-1458.03076
52	669.74072	323.35010	-1458.03076	-13787.17570	-25497.80000	669.74072
53	-669.74072	-323.35010	1458.03076	13787.17570	25497.80000	-669.74072
54	1458.03076	702.22119	-244.93503	-271619.37500	-14190.18750	1458.03076
55	-1458.03076	-702.22119	244.93503	271619.37500	14190.18750	-1458.03076

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION		ROTATION		BENDING Z	
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00001	0.00001	-0.00005	0.00005	0.00004	0.00000
2	0.00004	0.00004	-0.00047	-0.00008	0.00023	0.00000
3	-0.00001	0.00001	-0.00018	0.00006	0.00003	0.00000
4	0.00004	0.00004	-0.00378	-0.00007	0.00020	0.00000
5	-0.00001	0.00001	-0.00014	0.00007	0.00015	0.00000
6	0.00004	0.00004	-0.00349	-0.00008	0.00018	0.00000
7	-0.00001	0.00001	-0.00006	0.00007	0.00001	0.00000
8	0.00004	0.00004	-0.00274	-0.00009	0.00015	0.00000
9	-0.00001	0.00001	-0.00030	0.00004	-0.00000	0.00000
10	0.00004	0.00004	-0.00320	-0.00009	0.00012	0.00000
11	-0.00001	0.00001	-0.00009	0.00009	-0.00001	0.00000
12	0.00004	0.00004	-0.00271	-0.00010	0.00013	0.00000
13	-0.00001	0.00001	-0.00001	0.00005	-0.00002	0.00000
14	0.00004	0.00004	-0.00569	-0.00013	0.00003	0.00002
15	-0.00001	0.00001	-0.00010	0.00007	-0.00001	-0.00000
16	0.00004	0.00004	-0.00017	-0.00006	-0.00006	-0.00000
17	-0.00001	0.00001	-0.00000	0.00006	0.00000	-0.00000
18	0.00004	0.00004	-0.00035	0.00000	0.00003	-0.00000
19	-0.00001	0.00001	-0.00010	0.00004	0.00001	-0.00000
20	0.00004	0.00004	-0.00001	0.00001	0.00006	-0.00000
21	-0.00001	0.00001	-0.00021	0.00003	0.00003	-0.00000
22	0.00004	0.00004	-0.00147	0.00003	0.00009	0.00000
23	-0.00001	0.00001	-0.00032	0.00002	-0.00002	0.00000
24	0.00004	0.00004	-0.00205	-0.00004	0.00017	0.00000
25	-0.00001	0.00001	-0.00004	0.00006	0.00017	-0.00000
26	0.00004	0.00004	-0.00044	0.00006	0.00016	0.00000
27	-0.00001	0.00001	-0.00081	-0.00001	-0.00007	0.00000
28	0.00004	0.00004	-0.00014	0.00004	0.00007	0.00000
29	-0.00001	0.00001	-0.00002	-0.00004	0.00000	-0.00000
30	0.00004	0.00004	0.00007	-0.00002	-0.00006	0.00000
31	-0.00001	0.00001	0.00020	-0.00002	-0.00003	-0.00000

32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41

PCZDE

0.00004	0.00007	0.00244	-0.00000	-0.00015	0.00000
0.00003	-0.00000	0.00039	-0.00010	-0.00009	-0.00000
0.00004	0.00000	0.00379	-0.00000	-0.00023	0.00000
0.00003	-0.00001	0.00000	-0.00010	-0.00003	-0.00000
0.00004	0.00007	0.00529	0.00001	-0.00032	0.00000
0.00003	-0.00001	0.00079	-0.00011	-0.00011	-0.00000
0.00004	0.00007	0.00678	-0.00001	-0.00040	0.00000
0.00003	-0.00001	0.00000	-0.00011	-0.00016	-0.00000
0.00004	0.00000	0.00627	0.00002	-0.00049	0.00000
0.00003	-0.00001	0.00119	-0.00012	-0.00016	-0.00000

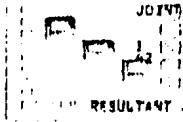
RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	244.93503	702.22119	541.96051	106061.75000	-40750.16406	-98829.56000
42	-244.93503	-702.22119	-541.96051	-106037.50000	104198.18750	-221619.37500

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	0.00000	0.00000	0.00000	0.00043	0.00139	-0.00216
3	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00340	-0.00119	-0.00000
4	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00004	0.00191	-0.00283
5	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
6	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00050	0.00178	-0.00300
7	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
8	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00111	0.00215	-0.00073
9	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
10	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00020	-0.00138	-0.00189
11	0.00000	0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	0.00000
12	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00107	0.00167	-0.00109
13	0.00000	0.00000	0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
14	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00201	0.00000	-0.00180
15	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00011	-0.00095	-0.00100
16	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00094	-0.00212	0.00039
17	0.00000	-0.00000	0.00000	0.00119	-0.00119	-0.00000
18	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00098	-0.00212	0.00139
19	0.00000	0.00000	-0.00000	0.00169	-0.00215	-0.00000
20	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00169	-0.00059	-0.00000
21	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00038	-0.00193	-0.00219
22	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00059	-0.00000
23	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00004	-0.00191	0.00333
24	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00169	-0.00059	-0.00000
25	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00056	-0.00161	-0.00177
26	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
27	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00175	0.07722
28	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00170	-0.00059	0.00000
29	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00135	0.00642	0.00300
30	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00340	-0.00119	0.00000
31	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00010	0.00515	0.00283
32	-0.00000	-0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
33	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00264	-0.00561	0.00000
34	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00170	-0.00059	0.00000
35	0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00264	-0.00571	0.00000
36	0.00000	-0.00000	0.00000	0.00170	-0.00059	-0.00000
37	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00249	0.00678	0.00159
38	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00070	-0.00059	0.00000
39	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00106	0.00467	0.00151
40	0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00134	-0.00119	-0.00000
41	0.00000	-0.00000	-0.00000			

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS



RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

DISPLACEMENT		ROTATION	
X DISP.	Y DISP.	X ROT.	Y ROT.
0.0	0.0	0.0	0.0
0.0	0.0	0.0	0.0

266

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00025	0.00001	-0.00001	-0.00000	0.00004	0.00005
3	-0.00129	0.00155	-0.00059	-0.00021	0.00014	0.00006
4	0.00100	0.00449	-0.00051	-0.00022	0.00017	0.00012
5	-0.00028	0.00767	-0.01047	-0.00041	0.00035	0.00012
6	0.00150	0.01347	-0.01048	-0.00041	0.00027	0.00019
7	-0.00369	0.01862	-0.04106	-0.00060	0.00033	0.00019
8	0.00121	0.02713	-0.04107	-0.00060	0.00034	0.00027
9	-0.00554	0.03430	-0.06764	-0.00076	0.00038	0.00027
10	0.00003	0.04544	-0.06765	-0.00077	0.00038	0.00035
11	-0.00484	0.05423	-0.09179	-0.00092	0.00041	0.00035
12	-0.00264	0.06741	-0.09780	-0.00092	0.00040	0.00044
13	-0.01600	0.07898	-0.11754	-0.00108	0.00040	0.00045
14	-0.01826	0.09449	-0.13796	-0.00108	0.00039	0.00054
15	-0.11160	0.09429	-0.39471	-0.00152	0.00026	0.00056
16	-0.10804	0.11637	-0.39473	-0.00152	0.00034	0.00062
17	-0.13644	0.14073	-0.42671	-0.00151	0.00023	0.00063
18	-0.10200	0.15270	-0.42672	-0.00151	0.00024	0.00068
19	-0.13733	0.10563	-0.45828	-0.00149	0.00025	0.00068
20	-0.13358	0.12733	-0.45829	-0.00149	0.00027	0.00073
21	-0.15172	0.10645	-0.48772	-0.00146	0.00032	0.00073
22	-0.15690	0.12972	-0.48773	-0.00146	0.00035	0.00076
23	-0.16578	0.11006	-0.51376	-0.00142	0.00043	0.00076
24	-0.15924	0.13059	-0.51377	-0.00142	0.00047	0.00077
25	-0.18006	0.11140	-0.53870	-0.00136	0.00058	0.00077
26	-0.17111	0.13123	-0.53871	-0.00136	0.00064	0.00077
27	-0.18655	0.10938	-0.55004	-0.00129	0.00080	0.00077
28	-0.17753	0.12862	-0.55006	-0.00129	0.00087	0.00077
29	-0.17760	-0.01082	-0.29588	-0.00116	0.00174	0.00075
30	-0.15230	0.00682	-0.29585	-0.00116	0.00174	0.00067
31	-0.13629	-0.01146	-0.44135	-0.00111	0.00171	0.00068
32	-0.11157	0.00046	-0.22152	-0.00093	0.00168	0.00057
33	-0.09621	-0.01012	-0.22152	-0.00093	0.00158	0.00057
34	-0.17345	0.00360	-0.15197	-0.00099	0.00153	0.00047
35	-0.06186	-0.00739	-0.09273	-0.00083	0.00136	0.00047
36	-0.04257	0.00468	-0.09270	-0.00083	0.00128	0.00058
37	-0.03889	0.00436	-0.09419	-0.00061	0.00106	0.00036
38	-0.01889	-0.00449	-0.04516	-0.00061	0.00095	0.00035
39	-0.01285	-0.00149	-0.01307	-0.00033	0.00066	0.00044
40	-0.00429	-0.00315	-0.01303	-0.00033	0.00052	0.00044
41	-0.01119	-0.00001	-0.00003	-0.00000	0.00016	0.00012

LOADING - 5

CARGA VERTICAL 5. FUERZAS CONCENTRADAS PRIMER TRAMO

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			MOMENT		
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	BENDING Z
1	1	8220.46094	-34.84184	-764.71097	-233627.18780	-316124.12500	-342432.56280
2	2	-5290.66094	59.41044	764.71097	233627.18780	327264.05250	341618.93750
3	3	511.71753	-571.01000	5133.46094	18745.54667	-472710.43750	-233627.18780
4	4	-311.71753	571.01660	-5133.46094	-18745.54667	273032.43750	211618.18780
5	5	4637.46094	-32.88184	-764.71097	-211418.18780	-163548.93750	-403018.75000
6	6	-4637.46094	32.88184	764.71097	211418.18780	164048.93750	402018.75000
7	7	478.58228	-599.06079	4141.46094	-5464.38672	-280628.68750	-211116.18780
8	8	-478.58228	599.06079	-4141.46094	5464.38672	280736.31250	189374.12500
9	9	3447.46338	-32.88184	-764.71097	-189374.12500	-11134.31250	-40388.18780
10	10	-3447.46338	32.88184	764.71097	189374.12500	102274.25000	80368.56250
11	11	490.21720	-589.57744	3149.46460	-11243.21094	-135461.66250	-189372.75000
12	12	-490.21720	589.57744	-3149.46460	11243.21094	17408.79687	167273.37500



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

-0.00003	0.00010	-0.01756	-0.00003	0.00093	0.00000
-0.00010	0.00001	-0.00114	0.00012	0.00016	0.00000
-0.00003	0.00000	-0.00009	0.00001	0.00003	0.00000
-0.00003	0.00001	-0.00008	0.00001	0.00002	0.00000
-0.00003	0.00007	-0.00386	0.00002	0.00016	0.00000
-0.00006	0.00000	-0.00015	0.00009	0.00009	0.00000
-0.00003	0.00006	0.00002	0.00009	0.00002	0.00000
-0.00004	-0.00000	0.00003	0.00008	-0.00002	-0.00000
-0.00003	-0.00005	0.00201	0.00004	-0.00013	0.00000
-0.00002	-0.00000	0.00024	0.00007	-0.00003	-0.00000
-0.00003	0.00005	0.00365	0.00004	-0.00010	-0.00000
0.00001	-0.00001	0.00019	0.00004	-0.00003	-0.00000
0.00002	0.00004	0.04450	-0.00017	-0.00059	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00013	-0.00002	-0.00002	-0.00000
0.00003	0.00002	-0.00021	-0.00004	0.00001	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00011	-0.00003	-0.00001	-0.00000
0.00003	0.00002	-0.00010	-0.00003	0.00000	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00009	-0.00004	-0.00001	-0.00000
0.00003	0.00003	0.00002	-0.00002	-0.00001	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00007	-0.00005	-0.00001	-0.00000
0.00003	0.00004	0.00013	-0.00001	-0.00001	0.00000
0.00001	0.00000	0.00006	-0.00006	-0.00001	0.00000
0.00003	0.00004	0.00026	-0.00007	-0.00002	0.00000
0.00001	0.00000	0.00024	-0.00007	-0.00000	0.00000
0.00004	0.00005	0.00037	-0.00001	-0.00007	0.00000
0.00001	0.00000	0.00002	-0.00008	-0.00000	0.00000
0.00022	0.00117	0.01584	0.00028	-0.00004	0.00001
0.00001	0.00000	0.00032	-0.00008	-0.00004	0.00000
0.00003	0.00005	0.00100	-0.00006	-0.00006	0.00000
0.00001	0.00000	0.00030	-0.00006	-0.00004	0.00000
0.00003	0.00004	0.00105	-0.00004	-0.00004	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00028	-0.00005	-0.00004	-0.00000
0.00003	0.00003	0.00110	-0.00004	-0.00007	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00026	-0.00004	-0.00003	-0.00000
0.00003	0.00002	0.00113	0.00002	-0.00008	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00025	-0.00003	-0.00003	-0.00000
0.00003	0.00002	0.00147	0.00001	-0.00009	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00023	-0.00002	-0.00003	-0.00000
0.00003	0.00001	0.00162	0.00000	-0.00010	0.00000
0.00001	-0.00000	0.00021	-0.00001	-0.00003	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	764.71997	-45.84184	5629.46094	342432.56250	-316124.12300	-233627.18750
42	-764.71997	55.84183	322.33491	37556.43359	-26963.33904	-11435.33594

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.00405	0.01316	0.00168
3	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00027	-0.00370	-0.00000
4	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00029	0.01462	0.00103
5	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	0.00000
6	0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.00092	0.01024	0.00168
7	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	-0.00000
8	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00443	0.00857	-0.00085
9	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	-0.00000
10	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00043	0.00775	-0.00075
11	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	0.00000
12	0.00000	-0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	-0.00000
13	-0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00034	0.00054	0.00027
14	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00014	-0.00185	-0.00000
15	0.00000	0.00000	-495.99976	-0.00009	0.02500	0.00488
16	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00004	-0.00185	-0.00000
17	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00058	-0.00126	-0.00094
18	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00027	-0.00370	0.00000
19	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00185	0.00168	-0.00094
20	0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	0.00000

20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41

-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00067	0.00118	-0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	-0.00000
-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00023	0.00109	0.00053
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00181	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00034	0.00096	0.00024
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00114	-0.00185	-0.00000
-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00112
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00114	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00030	0.00138	-0.00129
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00027	-0.00370	-0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00002	0.00114	0.00000
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00114	-0.00185	-0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00056	0.00126	0.00000
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00126	0.00000
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00054	0.00106	-0.00077
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00014	-0.00185	0.00000
-0.00000	0.00000	0.00000	0.00046	0.00103	-0.00056
0.00000	0.00000	0.00000	-0.00027	-0.00370	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00194	0.00002	-0.00013	0.00000	0.00027	0.00013
3	-0.00165	0.00370	-0.02577	0.00000	0.00000	0.00000
4	0.01180	0.01243	-0.00000	0.00000	0.00100	0.00025
5	0.00491	0.01677	-0.07553	0.00000	0.00130	0.00026
6	0.02644	0.03204	-0.07561	0.00000	0.00128	0.00036
7	0.01460	0.04147	-0.13998	0.00000	0.00151	0.00041
8	0.03670	0.05629	-0.14004	0.00000	0.00153	0.00044
9	0.02518	0.06853	-0.20518	0.00000	0.00144	0.00054
10	0.04729	0.08230	-0.20522	0.00000	0.00151	0.00052
11	0.03421	0.09209	-0.26446	0.00000	0.00141	0.00061
12	0.05499	0.10866	-0.26448	0.00000	0.00144	0.00066
13	0.03644	0.12407	-0.32199	0.00000	0.00132	0.00062
14	0.05551	0.13415	-0.32198	0.00000	0.00130	0.00066
15	-0.07006	0.13416	-0.38557	0.00000	0.00117	0.00066
16	-0.05193	0.13579	-0.38557	0.00000	0.00109	0.00066
17	-0.07036	0.11919	-0.35480	0.00000	0.00107	0.00064
18	-0.06459	0.12014	-0.35979	0.00000	0.00104	0.00062
19	-0.07052	0.10454	-0.33452	0.00000	0.00104	0.00058
20	-0.05498	0.05118	-0.23452	0.00000	0.00102	0.00058
21	-0.06952	0.09008	-0.30853	0.00000	0.00102	0.00058
22	-0.05497	0.09056	-0.30853	0.00000	0.00102	0.00053
23	-0.06392	0.07613	-0.28305	0.00000	0.00100	0.00053
24	-0.05398	0.07713	-0.28304	0.00000	0.00100	0.00047
25	-0.06598	0.06571	-0.25933	0.00000	0.00098	0.00044
26	-0.05168	0.06640	-0.25932	0.00000	0.00094	0.00039
27	-0.06110	0.05446	-0.23339	0.00000	0.00097	0.00039
28	-0.07000	0.05651	-0.23330	0.00000	0.00097	0.00031
29	-0.04722	0.00105	-0.07121	0.00019	0.00096	0.00031
30	-0.03744	0.00382	-0.07120	0.00019	0.00094	0.00024
31	-0.03126	-0.00104	0.05010	-0.00019	0.00097	0.00022
32	-0.02410	0.00076	-0.05009	-0.00019	0.00093	0.00015
33	-0.02075	-0.00104	-0.03273	-0.00018	0.00094	0.00010
34	-0.01403	-0.00036	-0.03272	-0.00018	0.00094	0.00010
35	-0.01159	-0.00281	-0.01904	-0.00016	0.00094	0.00006
36	-0.00647	0.00050	-0.01904	-0.00016	0.00092	0.00006
37	-0.00561	-0.00190	-0.00888	-0.00012	0.00092	0.00000





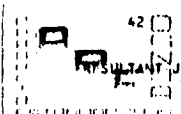
33		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-674503.56250	-350178.93750	-171546.06250
34		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-674503.56250	-318969.31250	-135500.68750
35		-2861.08765	-168.23119	-2747.25342	-123068.87500	-47712.81250	-78502.68750
36		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-673559.81250	-474251.75000	-673544.81250
37		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-673559.81250	-387450.80000	-212333.25000
38		-2861.08765	-168.23119	-2747.25342	-356441.50000	-482848.50000	-184589.25000
39		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-121517.87500	-482848.50000	-73354.81250
40		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-667607.00000	-474696.56160	-687507.00000
41		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-667607.00000	-425122.81250	-23270.56250
42		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-667607.00000	-309912.93750	-225271.25000
43		-2861.08765	-168.23119	-2747.25342	-110067.06250	-428010.25000	-447637.00000
44		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-119067.06250	-435160.00000	-66165.81250
45		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-661659.12500	-425122.81250	-23270.56250
46		-2861.08765	-168.23119	-2747.25342	-431362.93750	-286445.67500	-66165.81250
47		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-116613.93750	-403422.37500	-66165.81250
48		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-657111.31250	-500552.00000	-657111.25000
49		-2747.25342	-1904.13745	-2142.05054	-657111.31250	-468834.43750	-307383.81250

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION			TORSION	ROTATION	
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00007	0.00004	-0.00169	0.00040	0.00024	0.00001
2	-0.00017	0.00031	-0.02828	-0.00043	0.00141	0.00002
3	-0.00007	0.00004	-0.00133	0.00040	0.00019	0.00001
4	-0.00016	0.00028	-0.00178	-0.00036	0.00120	0.00002
5	-0.00007	0.00003	-0.00103	0.00039	0.00015	0.00000
6	-0.00017	0.00020	-0.02034	-0.00037	0.00104	0.00002
7	-0.00007	0.00001	-0.00072	0.00039	0.00016	0.00001
8	-0.00016	0.00026	-0.00159	-0.00038	0.00082	0.00001
9	-0.00007	0.00003	-0.00064	0.00039	0.00006	0.00000
10	-0.00015	0.00004	-0.01190	-0.00036	0.00063	0.00001
11	-0.00007	0.00002	-0.00011	0.00035	0.00002	0.00000
12	-0.00017	0.00000	-0.03312	-0.00035	0.00062	0.00000
13	-0.00007	0.00002	-0.00019	0.00038	-0.00002	0.00000
14	-0.00024	0.00031	-0.14505	-0.00008	0.00052	0.00000
15	-0.00007	-0.00001	0.00000	0.00016	0.00000	-0.00000
16	-0.00001	-0.00009	-0.00719	-0.00019	0.00000	-0.00000
17	-0.00005	-0.00002	0.00060	0.00010	0.00009	-0.00000
18	-0.00001	-0.00003	-0.00102	-0.00013	0.00040	-0.00000
19	-0.00003	-0.00002	-0.00105	-0.00004	0.00004	-0.00000
20	-0.00001	-0.00002	-0.01258	-0.00009	0.00071	-0.00000
21	-0.00001	-0.00002	-0.00135	-0.00001	0.00019	-0.00000
22	-0.00001	0.00002	-0.01325	-0.00003	0.00073	-0.00000
23	0.00002	-0.00002	-0.00150	-0.00007	0.00021	-0.00000
24	0.00009	0.00006	-0.02238	0.00006	0.00069	0.00000
25	0.00004	-0.00001	-0.00150	-0.00013	0.00021	-0.00000
26	0.00002	0.00010	-0.01108	-0.00006	0.00037	0.00001
27	0.00009	-0.00001	-0.00130	-0.00019	0.00018	-0.00000
28	0.00081	-0.00441	-0.06507	-0.00016	-0.00018	-0.00000
29	0.00006	-0.00000	-0.00177	-0.00038	-0.00053	0.00001
30	0.00016	0.00026	0.00935	0.00016	-0.00025	-0.00000
31	0.00006	-0.00001	0.00183	-0.00038	-0.00066	0.00001
32	0.00016	0.00027	0.01866	0.00020	-0.00020	-0.00000
33	0.00006	-0.00001	0.00206	-0.00038	-0.00076	0.00001
34	0.00016	0.00024	0.01284	-0.00017	-0.00076	0.00001
35	0.00006	-0.00001	0.00229	-0.00037	-0.00031	-0.00000
36	0.00016	0.00024	0.01482	-0.00016	-0.00007	0.00001
37	0.00006	-0.00001	0.00227	-0.00037	-0.00034	-0.00000
38	0.00016	0.00024	0.01680	-0.00016	-0.00098	0.00001
39	0.00006	-0.00002	0.00275	-0.00037	-0.00110	0.00001
40	0.00016	0.00024	0.01878	-0.00016	-0.00110	-0.00000
41	0.00006	-0.00002	0.00297	-0.00036	-0.00040	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	2142.05054	-1904.13745	3204.74438	664466.93750	-267495.12500	-723087.00000



-2142.24054      -1904.13916      2747.25342      307383.81290      -468834.43750      -655711.31250

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00253	0.00022	-0.00300
4	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00427	-0.01038	-0.00000
5	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00077	0.01142	-0.00621
8	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00461	-0.00519	-0.00000
9	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00247	0.01062	-0.00351
10	0.00000	0.00000	-0.00000	0.00460	-0.00519	-0.00000
11	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00460	0.01273	-0.00368
12	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00460	-0.00519	-0.00000
13	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00179	0.00910	-0.00401
14	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00460	-0.00519	-0.00000
15	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00460	0.00910	-0.00261
16	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00460	-0.00519	-0.00000
17	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00460	0.00910	-0.00000
18	0.00000	0.00000	0.00000	0.00460	-0.00519	0.00000
19	0.00000	-0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
20	0.00000	0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
21	-0.00000	0.00001	-495.99976	-0.00110	-0.00519	-0.00000
22	-0.00000	0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
23	-0.00000	-0.00001	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
24	-0.00000	-0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
25	-0.00000	-0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
26	-0.00000	-0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
27	-0.00000	0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
28	-0.00000	0.00000	-495.99976	0.00460	-0.00519	-0.00000
29	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00460	-0.00519	-0.00000
30	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00253	0.01173	0.00616
31	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00912	-0.01038	0.00000
32	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00019	0.00910	-0.00621
33	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00461	-0.00519	-0.00000
34	-0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00460	0.01076	0.00429
35	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00461	-0.00519	0.00000
36	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00460	0.01076	0.00429
37	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00461	-0.00519	0.00000
38	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00460	0.00701	0.00264
39	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00461	-0.00519	0.00000
40	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00378	0.00891	-0.00328
41	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00422	-0.01038	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	-0.00169	0.00004	-0.00007	-0.00001	0.00024	0.00040
4	-0.00490	0.01139	-0.03510	-0.00139	0.00095	0.00044
5	-0.00567	0.03027	-0.03517	-0.00139	0.00111	0.00042
8	-0.01670	0.05076	-0.12163	-0.00242	0.00160	0.00093
9	0.00893	-0.00604	-0.12150	-0.00242	0.00103	0.00123
7	-0.02447	0.11797	-0.25497	-0.00343	0.00229	0.00124

MEMBER FORCES

0.00960	0.16802	-0.25504	-0.00344	0.00330	0.00163
-0.03143	0.21036	-0.41874	-0.00418	0.00377	0.00164
0.00866	0.27287	-0.41881	0.00429	0.00378	0.00203
-0.00034	0.32369	-0.60315	-0.00500	0.00300	0.00204
0.00350	0.39852	-0.60332	-0.00500	0.00302	0.00243
-0.06969	0.45729	-0.84185	-0.00571	0.00315	0.00244
0.00395	0.54049	-0.84182	-0.00571	0.00313	0.00282
-0.25081	0.53995	-2.04498	-0.00633	0.00305	0.00287
-0.40633	0.63072	-2.04305	-0.00623	0.00306	0.00287
-0.58201	0.55505	-1.15177	-0.00570	0.00332	0.00313
0.53430	0.63932	-1.15172	-0.00570	0.00333	0.00313
-0.12255	0.76109	-1.16650	-0.00526	0.00365	0.00313
-0.55830	0.63774	-2.16653	-0.00526	0.00380	0.00317
0.61766	0.55523	-1.86666	-0.00471	0.00444	0.00317
0.51436	0.63385	-1.86666	-0.00471	0.00444	0.00316
-0.65334	0.54172	-2.17566	-0.00418	0.00494	0.00316
-0.57986	0.60253	-2.17564	-0.00418	0.00515	0.00316
-0.66314	0.52542	-1.46579	-0.00371	0.00568	0.00319
-0.57907	0.57946	-1.46579	-0.00371	0.00587	0.00319
-0.64987	0.49690	-1.05991	-0.00338	0.00635	0.00308
-0.45605	0.54618	-2.05995	-0.00318	0.00653	0.00295
-0.55665	0.04324	-0.79259	-0.00277	0.00653	0.00295
0.46564	0.00364	-0.79259	-0.00277	0.00614	0.00270
-0.41035	0.02108	-0.56953	-0.00252	0.00563	0.00232
-0.33011	0.05795	-0.56947	-0.00252	0.00538	0.00231
-0.27850	0.00984	-0.37834	-0.00177	0.00494	0.00191
0.23082	0.04151	-0.82288	-0.00217	0.00451	0.00153
-0.17283	0.00530	-0.22411	-0.00175	0.00385	0.00152
-0.11898	0.02084	-0.22405	-0.00175	0.00354	0.00144
-0.09068	0.00632	-0.10649	-0.00125	0.00281	0.00113
0.04324	0.01855	-0.10647	-0.00125	0.00281	0.00076
-0.03355	-0.00036	-0.03022	-0.00067	0.00166	0.00079
-0.01207	0.00936	-0.03015	-0.00067	0.00166	0.00038
-0.00291	-0.00002	-0.00006	-0.00000	0.00040	0.00006

LOADING - 7 CARGA VERTICAL 7, FUERZAS CONCENTRADAS TERCER TRAMO

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			MOMENT		BENDING 7
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSIONAL	BENDING Y	
1	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-37289.71047	-22738.52344	-49635.50781
1	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	37289.71047	23112.18359	57864.50391
2	1	435.30483	-368.93896	312.26685	-25610.45703	-66802.97656	-37289.72047
2	2	-435.30483	368.93896	-312.26685	25610.45703	66802.97656	37289.72047
3	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-51483.87891	-51483.87891	-51483.87891
3	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	51483.87891	51483.87891	51483.87891
4	1	435.30483	-368.93896	312.26685	-27991.97656	-62666.11728	-51483.88281
4	2	-435.30483	368.93896	-312.26685	27991.97656	62666.11728	51483.88281
5	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-63984.64444	-63984.64444	-63984.64444
5	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	63984.64444	63984.64444	63984.64444
6	1	448.42885	-348.56958	312.26685	-33871.29297	-7183.38281	-63984.65234
6	2	-448.42885	348.56958	-312.26685	33871.29297	7183.38281	63984.65234
7	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-77050.18750	-77050.18750	-77050.18750
7	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	77050.18750	77050.18750	77050.18750
8	1	435.30483	-368.93896	312.26685	-40535.85937	-40535.85937	-77050.18750
8	2	-435.30483	368.93896	-312.26685	40535.85937	40535.85937	77050.18750
9	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-90235.62500	-90235.62500	-90235.62500
9	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	90235.62500	90235.62500	90235.62500
10	1	435.30483	-368.93896	312.26685	-45890.46094	-34486.30469	-90235.62500
10	2	-435.30483	368.93896	-312.26685	45890.46094	34486.30469	90235.62500
11	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-102916.21875	-102916.21875	-102916.21875
11	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	102916.21875	102916.21875	102916.21875
12	1	472.27148	-312.50513	312.26685	-47470.85547	-36479.97656	-102916.21875
12	2	-472.27148	312.50513	-312.26685	47470.85547	36479.97656	102916.21875
13	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-115237.18750	-115237.18750	-115237.18750
13	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	115237.18750	115237.18750	115237.18750
14	1	448.42885	-348.56958	312.26685	-30044.64062	-30044.64062	-115237.18750
14	2	-448.42885	348.56958	-312.26685	30044.64062	30044.64062	115237.18750
15	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-104144.06250	-487.95532	-104144.06250
15	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	104144.06250	487.95532	104144.06250
16	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-8083.59766	-8083.59766	-8083.59766
16	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	8083.59766	8083.59766	8083.59766
17	1	312.26685	564.79053	-59.96284	-88525.59000	-88525.59000	-88525.59000
17	2	-312.26685	-564.79053	59.96284	88525.59000	88525.59000	88525.59000

18	356.74704	441.75713	-312.26695	1647.03760	13171.80487	88323.75000
19	-356.06704	-441.75713	312.26685	-1647.03760	-13171.80487	-88323.75000
20	-112.26685	564.79053	-59.96284	-72006.37500	-1812.31689	8585.70703
21	344.23779	448.68042	-312.26685	-4932.73047	7279.20312	72706.37500
22	-341.27779	-448.68042	312.26695	4932.73047	-7279.20312	-72706.37500
23	312.26685	564.79053	-59.96284	-74722.78905	-4006.07093	3676.76906
24	-312.26685	-564.79053	59.96284	74722.78905	4006.07093	-3676.76906
25	148.01804	448.68018	-312.26685	-11474.48828	1071.24365	56722.76906
26	-148.01804	-448.68018	312.26685	11474.48828	-1071.24365	-56722.76906
27	312.26685	564.79053	-59.96284	-40930.17187	-15205.82031	-1207.00430
28	-312.26685	-564.79053	59.96284	40930.17187	15205.82031	1207.00430
29	173.68198	427.72144	-312.26685	-18274.07812	16172.87500	9430.31566
30	-173.68198	-427.72144	312.26685	18274.07812	-16172.87500	-9430.31566
31	312.26685	564.79053	-59.96284	-24800.41016	-24853.80839	40739.16797
32	-312.26685	-564.79053	59.96284	24800.41016	24853.80839	-40739.16797
33	112.74605	467.84244	-312.26685	-23185.45312	12861.16016	24800.41918
34	-112.74605	-467.84244	312.26685	23185.45312	-12861.16016	-24800.41918
35	312.26685	564.79053	-59.96284	-7447.15234	-33507.28000	-1739.49426
36	-312.26685	-564.79053	59.96284	7447.15234	33507.28000	1739.49426
37	59.96284	564.79053	-312.26685	-9688.38672	34470.94531	9969.35672
38	-59.96284	-564.79053	312.26685	9688.38672	-34470.94531	-9969.35672
39	312.26685	564.79053	-59.96284	-88374.25000	-91928.06250	96376.25000
40	-312.26685	-564.79053	59.96284	88374.25000	91928.06250	-96376.25000
41	20.04297	382.29248	-183.73297	-48953.19141	-81450.00000	-68376.25000
42	-20.04297	-382.29248	183.73297	48953.19141	81450.00000	68376.25000
43	679.73291	564.79053	-59.96284	-110184.50000	-87840.87500	113787.74297
44	-679.73291	-564.79053	59.96284	110184.50000	87840.87500	-113787.74297
45	465.16016	441.72441	-1175.73291	-50136.87891	-76428.32500	-22016.81700
46	-465.16016	-441.72441	1175.73291	50136.87891	76428.32500	22016.81700
47	1671.1291	564.79053	-59.96284	-122685.25000	-33165.33203	122488.25000
48	-1671.1291	-564.79053	59.96284	122685.25000	33165.33203	-122488.25000
49	441.74733	356.96704	-2167.73169	-43624.17578	-69297.25000	-1697.67266
50	-441.74733	-356.96704	2167.73169	43624.17578	69297.25000	1697.67266
51	441.67333	356.96704	-59.96284	-135306.00000	-41504.29297	-127685.25000
52	-441.67333	-356.96704	59.96284	135306.00000	41504.29297	127685.25000
53	2053.31893	564.79053	-59.96284	-38423.24609	-6001.59375	35306.00000
54	-2053.31893	-564.79053	59.96284	38423.24609	6001.59375	-35306.00000
55	441.67333	356.96704	-3159.73242	-38423.24609	-140413.56250	147926.68750
56	-441.67333	-356.96704	3159.73242	38423.24609	140413.56250	-147926.68750
57	3633.73120	264.79053	-59.96284	-147976.68790	72118.06250	17844.68750
58	-3633.73120	-264.79053	59.96284	147976.68790	-72118.06250	-17844.68750
59	641.76759	356.96655	-415.73047	-33222.10547	-71246.31500	-147926.68750
60	-641.76759	-356.96655	415.73047	33222.10547	71246.31500	147926.68750
61	441.73047	564.79053	-59.96284	-160547.31250	-280762.81250	160547.31250
62	-441.73047	-564.79053	59.96284	160547.31250	280762.81250	-160547.31250
63	4647.74733	356.96704	-5143.73047	-28017.66797	-174163.25000	-21376.25000
64	-4647.74733	-356.96704	5143.73047	28017.66797	174163.25000	21376.25000
65	5639.73047	564.79053	-59.96284	-173168.00000	274321.87500	-160547.31250
66	-5639.73047	-564.79053	59.96284	173168.00000	-274321.87500	160547.31250
67					307746.87500	73168.00000
68					-301882.93750	-334150.62500

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION				ROTATION	
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00001	0.00000	-0.00014	0.00002	0.00002	0.00000
2	-0.00003	0.00002	-0.00228	-0.00004	0.00011	0.00000
3	-0.00001	0.00000	-0.00009	0.00003	0.00001	0.00000
4	-0.00003	0.00002	-0.00019	-0.00004	0.00010	0.00000
5	-0.00001	0.00000	-0.00005	0.00004	0.00001	0.00000
6	-0.00003	0.00003	-0.00174	-0.00003	0.00009	0.00000
7	-0.00001	0.00000	-0.00000	0.00004	0.00000	0.00000
8	-0.00001	0.00000	-0.00000	-0.00006	0.00007	0.00000
9	-0.00001	0.00000	-0.00004	-0.00005	0.00001	0.00000
10	-0.00001	0.00003	-0.00109	-0.00006	0.00006	0.00000
11	-0.00003	0.00003	-0.00009	-0.00006	0.00001	0.00000
12	-0.00001	0.00000	-0.00001	-0.00007	0.00007	0.00000
13	-0.00016	0.00010	-0.00013	-0.00006	0.00006	0.00000
14	-0.00001	0.00000	-0.00002	-0.00004	0.00001	0.00000
15	-0.00001	0.00000	-0.00004	-0.00001	-0.00003	-0.00000
16	-0.00001	0.00000	0.00007	-0.00005	-0.00001	0.00000
17	-0.00002	-0.00003	0.00003	-0.00002	-0.00002	-0.00000
18	-0.00002	-0.00003	0.00003	-0.00001	-0.00001	-0.00000
19	-0.00002	-0.00003	0.00001	0.00004	-0.00000	-0.00000
20	-0.00002	-0.00003	0.00013	0.00001	-0.00000	-0.00000
21	-0.00001	-0.00000	-0.00004	0.00003	0.00001	-0.00000
22	-0.00002	-0.00002	-0.00019	0.00003	0.00001	-0.00000
23	-0.00001	0.00000	-0.00004	0.00003	0.00001	-0.00000
24	-0.00002	-0.00002	-0.00019	0.00003	0.00001	-0.00000

24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41

0711

-0.00002	-0.00001	-0.00031	0.00003	0.00003	-0.00000
-0.00001	0.00000	-0.00015	0.00001	0.00002	0.00000
-0.00002	-0.00001	-0.00021	-0.00003	-0.00006	-0.00000
-0.00001	0.00000	-0.00001	0.00000	0.00003	0.00000
0.00002	0.00026	-0.05180	0.00007	0.00066	0.00000
-0.00001	0.00000	-0.00026	-0.00003	0.00008	0.00000
0.00000	0.00006	-0.00006	-0.00007	-0.00014	0.00000
0.00002	0.00000	-0.00053	-0.00006	0.00007	0.00000
0.00003	-0.00004	-0.00240	-0.00007	0.00012	0.00000
0.00004	-0.00001	-0.00019	0.00007	0.00005	0.00000
0.00002	-0.00004	-0.00029	-0.00006	0.00001	0.00000
0.00006	-0.00000	-0.00004	-0.00008	0.00001	-0.00000
0.00003	-0.00005	0.00236	-0.00003	-0.00003	0.00000
0.00008	-0.00001	0.00004	-0.00008	-0.00006	-0.00000
0.00002	-0.00005	0.00653	-0.00004	-0.00042	0.00000
0.00010	-0.00001	0.00106	-0.00009	-0.00015	-0.00000
0.00002	-0.00005	0.01199	-0.00004	-0.00076	0.00000
0.00013	-0.00002	0.00189	-0.00010	-0.00029	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
12	59.96284	364.78053	712.46895	49633.50781	-22236.52344	-37288.73047
	-59.96284	-364.78053	-712.46895	334150.62800	-301682.93780	-172169.00000

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00025	-0.00080	-0.00200
3	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00274	-0.00029	-0.00000
4	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00002	0.00110	-0.00243
5	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
6	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00029	0.00102	-0.00265
7	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
8	0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00064	0.00124	-0.00043
9	0.00000	0.00000	-0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
10	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00012	0.00080	-0.00163
11	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
12	-0.00000	-0.00000	0.00000	-0.00062	0.00099	-0.00191
13	-0.00000	-0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
14	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.02420	-0.00000	0.00448
15	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00015	0.00177	-0.00306
16	-0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00096	-0.00122	0.00007
17	0.00000	0.00000	0.00000	0.00273	-0.00029	0.00000
18	0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00096	-0.00122	0.00007
19	-0.00000	0.00000	0.00000	-0.00136	0.00156	-0.00000
20	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00064	-0.00124	0.00000
21	0.00000	0.00000	0.00000	0.00136	-0.00015	-0.00000
22	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00022	0.00109	-0.00211
23	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00136	-0.00015	-0.00000
24	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00002	0.00110	0.00226
25	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
26	-0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00032	-0.00093	0.00139
27	-0.00000	0.00000	0.00000	0.00136	-0.00015	-0.00000
28	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.01210	0.02189
29	0.00000	-0.00000	0.00000	0.00137	-0.00015	-0.00000
30	0.00000	-0.00000	-0.00000	-0.00017	0.00074	-0.00240
31	-0.00000	-0.00000	-4.95.99976	-0.00000	-0.00000	0.00000
32	-0.00000	-0.00000	-4.95.99976	-0.00008	0.00449	0.00243
33	-0.00000	-0.00000	-4.95.99976	0.00137	-0.00015	-0.00000
34	-0.00000	-0.00000	-4.95.99976	-0.00392	0.00849	0.00061
35	0.00000	-0.00000	-4.95.99976	0.00137	-0.00015	-0.00000
36	0.00000	0.00000	-4.95.99976	-0.00571	0.01237	0.00311
37	-0.00000	-0.00000	-4.95.99976	0.00137	-0.00015	-0.00000
38	0.00000	-0.00000	-4.95.99976	-0.00689	0.01362	0.00132
39	0.00000	-0.00000	-4.95.99976	0.00137	-0.00015	-0.00000
40	-0.00000	0.00000	-4.95.99976	-0.00137	0.01049	0.00124
41	0.00000	-0.00000	-4.95.99976	-0.00274	-0.00029	-0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1 42	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0	0.0 0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.07014	0.00000	-0.00001	-0.00000	0.00002	0.00002
3	-0.00045	0.00058	-0.00333	-0.00011	0.00007	0.00002
4	0.00071	0.00213	-0.00284	-0.00011	0.00009	0.00005
5	-0.00068	0.00336	-0.00475	-0.00021	0.00012	0.00005
6	0.00117	0.00658	-0.00976	-0.00021	0.00013	0.00009
7	-0.00121	0.00864	-0.02049	-0.00030	0.00016	0.00009
8	0.00108	0.01307	-0.02049	-0.00030	0.00016	0.00013
9	-0.00224	0.01649	-0.03353	-0.00039	0.00017	0.00013
10	0.00021	0.02223	-0.03353	-0.00039	0.00017	0.00019
11	-0.00423	0.02691	-0.04823	-0.00048	0.00017	0.00019
12	-0.00188	0.03380	-0.04823	-0.00048	0.00016	0.00024
13	-0.00921	0.03966	-0.06752	-0.00054	0.00014	0.00024
14	-0.00723	0.04828	-0.06752	-0.00058	0.00013	0.00031
15	-0.06277	0.04828	-0.08121	-0.00068	-0.00001	0.00032
16	-0.06377	0.06091	-0.08121	-0.00068	-0.00003	0.00038
17	-0.07324	0.05841	-0.23520	-0.00084	-0.00006	0.00038
18	-0.07614	0.06437	-0.23520	-0.00089	-0.00007	0.00043
19	-0.08888	0.05360	-0.25944	-0.00090	-0.00008	0.00043
20	-0.09803	0.05670	-0.25944	-0.00090	-0.00008	0.00047
21	-0.09984	0.14441	-0.29416	-0.00091	-0.00007	0.00050
22	-0.10095	0.06761	-0.28417	-0.00091	-0.00006	0.00051
23	-0.11358	0.05447	-0.30862	-0.00091	-0.00006	0.00053
24	-0.11259	0.06774	-0.30862	-0.00091	-0.00004	0.00053
25	-0.12852	0.05452	-0.33397	-0.00091	-0.00001	0.00053
26	-0.12851	0.06783	-0.33397	-0.00091	0.00001	0.00054
27	-0.14152	0.05283	-0.34944	-0.00091	0.00006	0.00054
28	-0.14041	0.06592	-0.34944	-0.00091	0.00009	0.00055
29	-0.14043	-0.03444	-0.28647	-0.00098	0.00075	0.00054
30	-0.12837	-0.02012	-0.28647	-0.00098	0.00075	0.00054
31	-0.11378	-0.03110	-0.28647	-0.00104	0.00100	0.00049
32	-0.10213	-0.01014	-0.23746	-0.00104	0.00107	0.00043
33	-0.09070	-0.02877	-0.18027	-0.00104	0.00120	0.00043
34	-0.07286	-0.01307	-0.16153	-0.00108	0.00123	0.00035
35	-0.06486	-0.23392	-0.12148	-0.00104	0.00130	0.00035
36	-0.04312	-0.00671	-0.12139	-0.00104	0.00130	0.00028
37	-0.03827	-0.01368	-0.06237	-0.00088	0.00127	0.00027
38	-0.01966	-0.00913	-0.04986	-0.00088	0.00116	0.00019
39	-0.01621	-0.00561	-0.02073	-0.00055	0.00089	0.00019
40	0.00426	0.00244	-0.02062	-0.00055	0.00073	0.00010
41	-0.00183	-0.00002	-0.00013	-0.00000	0.00025	0.00010

LOADING - B

CARGA SISMICA I, FUERZAS SISMICAS EN DIR. X

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			MOMENT		
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	BENDING Y	BENDING Z	
1	1	301.77710	-33.40239	-2064.82080	-243814.06250	66744.43750	-105453.00000
	2	-101.77710	3.50249	2064.82080	243814.06250	-36660.02734	104966.31250
	3	181.74365	-1380.72583	301.77710	101006.43750	-66471.37500	-243814.06250
	4	-141.74365	1310.72583	-301.77710	-101006.43750	34733.05469	190107.50000

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

301.77710	-33.40239	-1844.16099	-190107.20000	-5109.74516	-76814.17500
301.77710	33.40239	1844.16099	190107.20000	-18240.36710	9031.60750
-1153.26824	-1299.91089	301.77710	78822.44250	-48721.80488	-190107.20000
301.77710	1299.91089	-301.77710	-78822.44250	47143.90832	190107.20000
301.77710	-33.40239	1623.20098	-14283.00000	25764.78906	-88183.68750
301.77710	33.40239	-1623.20098	14283.00000	-2130.40894	87097.06250
-1025.53760	-1111.13745	301.77710	42344.17097	-11489.27734	-142459.00000
301.77710	1111.13745	-301.77710	-42344.17097	30380.67107	101134.93741
301.77710	-33.40239	1402.84106	997.00000	10462.77734	-70444.00750
301.77710	33.40239	-1402.84106	-997.00000	-10462.77734	70062.37500
900.83343	-910.92798	301.77710	49759.00781	-42340.77734	-100734.93750
-900.83343	910.92798	-301.77710	-49759.00781	31455.85937	67253.00000
301.77710	-33.40239	1182.18115	-4781.68170	26164.45311	-30674.00000
301.77710	33.40239	-1182.18115	4781.68170	-26164.45311	30674.00000
750.08765	-766.28672	301.77710	37500.64844	-63504.45703	-67551.68750
-750.08765	766.28672	-301.77710	-37500.64844	33666.25219	40994.25000
301.77710	-33.40239	761.32100	40994.25000	-12796.41172	-34768.69437
301.77710	33.40239	-761.32100	-40994.25000	26305.87109	63302.02734
-519.25854	-675.28687	301.77710	20114.21873	-55470.58203	-40994.25000
301.77710	675.28687	-301.77710	-20114.21873	33685.80469	14023.43750
301.77710	-33.40239	740.89108	-4747.63750	16764.70783	-34768.69437
301.77710	33.40239	-740.89108	4747.63750	-16764.70783	34768.69437
333.40239	-310.76147	301.77710	29563.19531	-83761.47960	-14622.41016
301.77710	310.76147	-301.77710	-29563.19531	20687.06689	42867.44141
301.77710	-33.40239	1119.33815	4867.24001	-29663.19531	30674.00000
301.77710	33.40239	-1119.33815	-4867.24001	42861.44141	-30674.00000
-130.78085	-180.01898	301.77710	17860.08194	-21480.61719	-42867.44141
130.78085	180.01898	-301.77710	-17860.08194	32150.05078	36240.67187
301.77710	-33.40239	331.99803	3809.07187	-38269.18646	10098.18646
301.77710	33.40239	-331.99803	-3809.07187	30635.08333	-10564.03484
294.81079	-244.04907	301.77710	14022.09768	-28991.32812	-36240.67187
-294.81079	244.04907	-301.77710	-14022.09768	39860.75781	34197.40234
301.77710	-33.40239	541.97403	-541.97403	-37700.71112	18129.26564
301.77710	33.40239	-541.97403	541.97403	37700.71112	-18129.26564
-460.51904	-489.14502	301.77710	7229.21094	-84477.01842	-26197.41016
460.51904	489.14502	-301.77710	-7229.21094	45261.93359	6554.23829
301.77710	-33.40239	761.31787	6554.23828	-37638.93201	50160.33781
301.77710	33.40239	-761.31787	-6554.23828	37638.93201	-50160.33781
619.47718	-644.08667	301.77710	1017.43311	-47488.03734	-3514.23437
-619.47718	644.08667	-301.77710	-1017.43311	44272.93740	16201.42579
301.77710	-33.40239	1001.97803	-16605.42578	-34091.21562	-34191.80464
301.77710	33.40239	-1001.97803	16605.42578	19501.93281	34191.80464
301.77710	-33.40239	9250.27344	9250.27344	-38898.78843	18605.42578
301.77710	33.40239	-9250.27344	-9250.27344	49000.19354	-47472.60078
-711.20142	-838.88157	301.77710	47472.60078	-27047.16844	42826.16991
711.20142	838.88157	-301.77710	-47472.60078	27047.16844	-42826.16991
301.77710	-33.40239	1026.47808	921.09375	-3941.09375	921.09375
301.77710	33.40239	-1026.47808	-921.09375	3941.09375	-921.09375
990.42118	-899.84424	301.77710	26884.70297	-26188.04047	47472.60078
-990.42118	899.84424	-301.77710	-26884.70297	46117.96873	-80399.18750
301.77710	-33.40239	544.29785	-80399.18750	-117670.65347	50355.76125
301.77710	33.40239	-544.29785	80399.18750	117670.65347	-50355.76125
817.19774	-833.40239	301.77710	51044.45703	-3357.96448	80306.18750
-817.19774	833.40239	-301.77710	-51044.45703	3357.96448	-80306.18750
301.77710	-33.40239	2301.49585	-82545.31250	-52169.01250	-66445.31250
301.77710	33.40239	-2301.49585	82545.31250	52169.01250	66445.31250
1824.30884	-1578.69105	301.77710	30875.21264	-1807.96266	1824.30884
-1824.30884	1578.69105	-301.77710	-30875.21264	1807.96266	-1824.30884
1026.30884	-1078.69105	301.77710	50375.21266	-9425.30375	29415.36324
-1026.30884	1078.69105	-301.77710	-50375.21266	9425.30375	-29415.36324
301.77710	-33.40239	1378.15649	-2915.36148	-67255.03516	44486.40057
301.77710	33.40239	-1378.15649	2915.36148	67255.03516	-44486.40057
1014.40112	-1010.38843	301.77710	23065.80447	-39441.81250	29515.36328
-1014.40112	1010.38843	-301.77710	-23065.80447	39441.81250	-29515.36328
301.77710	-33.40239	2748.81717	-23065.80447	-28557.39844	40780.73047
301.77710	33.40239	-2748.81717	23065.80447	28557.39844	-40780.73047
304.51147	-1993.27417	301.77710	3788.47485	-45603.30301	34967.43606
-304.51147	1993.27417	-301.77710	-3788.47485	45603.30301	-34967.43606
301.77710	-33.40239	3964.47933	-111324.20000	-78133.37500	-30054.03819
301.77710	33.40239	-3964.47933	111324.20000	78133.37500	30054.03819
2198.54224	-2181.30469	301.77710	33995.07031	-65829.25000	-111324.20000
-2198.54224	2181.30469	-301.77710	-33995.07031	65829.25000	111324.20000
301.77710	-33.40239	3186.13647	17738.41250	-10587.00000	107194.43750
301.77710	33.40239	-3186.13647	-17738.41250	10587.00000	-107194.43750
2198.54224	-2101.33545	301.77710	44477.25000	-98998.81250	-187384.43750
-2198.54224	2101.33545	-301.77710	-44477.25000	98998.81250	187384.43750
301.77710	-33.40239	3400.79712	26866.06250	-109464.81250	28861.06250
301.77710	33.40239	-3400.79712	-26866.06250	109464.81250	-28861.06250
2401.60881	-2463.36450	301.77710	10125.01750	-113127.31750	306054.20000
-2401.60881	2463.36450	-301.77710	-10125.01750	113127.31750	-306054.20000
301.77710	-33.40239	3527.45605	35685.20000	-11591.01750	4194.48047
301.77710	33.40239	-3527.45605	-35685.20000	11591.01750	-4194.48047



MEMBER  
1  
2  
3  
4  
5  
6  
7  
8  
9  
10  
11  
12  
13  
14  
15  
16  
17  
18  
19  
20  
21  
22  
23  
24  
25  
26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41

MEMBER	AXIAL	DISTORTION SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	ROTATION BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00001	0.00001	0.00034	0.00014	-0.00004	0.00000
2	-0.00000	0.00010	-0.00174	-0.00015	0.00009	0.00000
3	-0.00001	0.00001	0.00022	0.00011	-0.00003	0.00000
4	-0.00007	0.00007	-0.00211	-0.00001	0.00011	-0.00001
5	-0.00001	0.00001	0.00011	0.00003	-0.00001	0.00000
6	-0.00006	0.00005	-0.00233	-0.00009	0.00012	0.00000
7	-0.00001	0.00000	0.00002	0.00006	0.00000	0.00000
8	-0.00005	-0.00003	-0.00218	-0.00007	0.00012	0.00000
9	-0.00001	0.00000	-0.00005	0.00004	0.00001	0.00000
10	-0.00004	0.00002	-0.00276	-0.00005	0.00012	0.00000
11	-0.00001	0.00000	0.00001	0.00002	0.00003	0.00000
12	-0.00003	0.00001	-0.00268	-0.00003	0.00013	0.00000
13	-0.00001	0.00000	-0.00014	0.00001	0.00002	0.00000
14	0.00001	-0.00004	-0.00438	0.00021	0.00027	-0.00000
15	-0.00001	-0.00000	-0.00018	-0.00002	0.00002	-0.00000
16	-0.00001	0.00001	-0.00009	0.00002	0.00005	0.00000
17	-0.00001	-0.00000	-0.00020	-0.00002	0.00003	-0.00000
18	-0.00002	0.00001	-0.00116	0.00002	0.00007	0.00000
19	-0.00001	-0.00000	-0.00021	-0.00001	0.00003	-0.00000
20	-0.00003	0.00001	-0.00141	0.00001	0.00008	0.00000
21	-0.00001	-0.00000	-0.00021	-0.00000	0.00003	-0.00000
22	-0.00003	-0.00000	-0.00152	-0.00000	0.00009	-0.00000
23	-0.00001	-0.00000	-0.00018	0.00001	0.00002	-0.00000
24	-0.00004	-0.00001	-0.00164	-0.00001	0.00002	-0.00000
25	-0.00001	-0.00000	-0.00013	0.00001	0.00002	-0.00000
26	-0.00006	-0.00001	-0.00151	-0.00004	0.00009	-0.00000
27	-0.00001	-0.00000	-0.00006	0.00004	0.00001	-0.00000
28	-0.00003	-0.00000	-0.01466	-0.00036	0.00026	-0.00001
29	-0.00001	-0.00000	-0.00025	-0.00003	0.00003	-0.00000
30	-0.00010	-0.00003	-0.00082	-0.00007	-0.00003	-0.00000
31	-0.00001	-0.00000	-0.00009	0.00002	0.00001	-0.00000
32	-0.00010	-0.00000	0.00139	-0.00003	-0.00007	0.00000
33	-0.00001	-0.00000	0.00010	-0.00002	-0.00001	-0.00000
34	-0.00011	0.00002	0.00188	0.00001	-0.00010	0.00000
35	-0.00001	-0.00000	0.00030	-0.00006	-0.00005	-0.00000
36	-0.00012	0.00005	0.00261	0.00005	-0.00014	0.00000
37	-0.00001	-0.00000	0.00052	-0.00010	-0.00008	-0.00000
38	-0.00013	0.00008	0.00341	0.00009	-0.00019	0.00000
39	-0.00001	-0.00000	0.00077	-0.00015	-0.00011	-0.00000
40	-0.00014	0.00011	0.00430	0.00014	-0.00024	0.00001
41	-0.00001	-0.00000	0.00103	-0.00020	-0.00015	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	2064.82080	-33.40239	301.77710	105453.00000	66744.43730	-243814.05250
42	3527.45605	33.40239	-301.77710	8881.15236	-204444.00000	-356054.25000

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	-110.32997	-0.00000	0.00000	-0.00024	0.00077	0.00389
3	-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00016	-0.00009	0.00000
4	-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00002	0.00107	0.00193
5	-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	-0.00393	-0.00000
6	-110.32997	-0.00000	-0.00000	-0.00028	0.00098	-0.00489
7	-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00000	-0.00340	-0.00000
8	-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00062	0.00120	-0.00147
9	-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00008	-0.00286	0.00000
10	-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00014	0.00011	0.00001
11	-110.32997	-0.00000	0.00000	-0.00008	-0.00233	-0.00000

2  
 3  
 4  
 5  
 6  
 7  
 8  
 9  
 10  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41

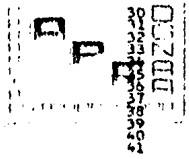
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00054	0.01044	-0.00025
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	-0.00179	-0.00000
-30.09961	0.00000	-0.00000	-0.02339	0.00000	0.02409
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00004	-0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00055	-0.00119	0.00000
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00017	0.00167	-0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00054	-0.00118	0.00000
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00136	-0.00000
-110.32997	-0.00000	-0.00000	-0.00062	-0.00100	0.00075
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00189	-0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00021	-0.00102	-0.00000
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00203	-0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00002	-0.00107	-0.00125
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00008	0.00296	-0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00008	-0.00089	-0.00072
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00300	-0.00000
-30.09961	0.00000	-0.00000	0.00000	-0.01170	-0.00125
-30.09961	0.00000	0.00000	-0.00009	0.00558	0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	-0.00228	0.00129	0.00304
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00617	0.01153	0.00000
-110.32997	-0.00000	-0.00000	0.00002	-0.00107	0.00208
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00058	0.00645	0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	0.00055	-0.00118	-0.00133
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00008	0.00718	0.00000
-110.32997	-0.00000	-0.00000	0.00055	-0.00118	-0.00357
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00008	0.00772	0.00000
-110.32997	-0.00000	-0.00000	0.00001	-0.00049	0.00208
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00008	-0.00008	0.00000
-110.32997	0.00000	-0.00000	0.00043	-0.00097	0.00188
-110.32997	0.00000	0.00000	-0.00016	0.01757	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
A2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
0.00034	0.00001	-0.00001	-0.00000	-0.00004	0.00014	0.00014
-0.00413	0.00031	-0.00067	-0.00017	-0.00008	0.00014	0.00014
-0.00534	0.00631	-0.00067	-0.00017	-0.00011	0.00025	0.00025
-0.01228	0.01246	-0.00472	-0.00033	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.01025	0.00725	-0.00073	-0.00039	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.02300	0.02179	-0.01268	-0.00048	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.02457	0.02275	-0.01268	-0.00048	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.03421	0.03180	-0.01607	-0.00061	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.04554	0.04233	-0.01922	-0.00073	-0.00011	0.00033	0.00033
-0.04560	0.07290	-0.03926	-0.00073	0.00000	0.00043	0.00043
-0.05913	0.08413	-0.05085	-0.00085	0.00000	0.00043	0.00043
-0.05802	0.09449	-0.06184	-0.00085	0.00000	0.00046	0.00046
-0.14288	0.09650	-0.23506	-0.00112	0.00030	0.00046	0.00046
-0.13839	0.11283	-0.25507	-0.00112	0.00032	0.00046	0.00046
-0.14975	0.10700	-0.47423	-0.00110	0.00037	0.00046	0.00046
-0.14385	0.11802	-0.47423	-0.00110	0.00037	0.00046	0.00046
-0.13585	0.10770	-0.29009	-0.00106	0.00046	0.00046	0.00046
-0.14637	0.12370	-0.29009	-0.00106	0.00049	0.00046	0.00046
-0.14581	0.11883	-0.30287	-0.00101	0.00056	0.00046	0.00046
-0.14884	0.11761	-0.30287	-0.00101	0.00059	0.00035	0.00035
-0.15830	0.11733	-0.31140	-0.00095	0.00065	0.00035	0.00035
-0.14808	0.13118	-0.31140	-0.00095	0.00067	0.00040	0.00040
-0.15957	0.11376	-0.30987	-0.00087	0.00072	0.00040	0.00040
-0.14888	0.11376	-0.31874	-0.00087	0.00074	0.00040	0.00040
-0.15920	0.12167	-0.31774	-0.00079	0.00078	0.00045	0.00045
-0.14777	0.13316	-0.31774	-0.00079	0.00079	0.00041	0.00041
-0.14724	0.04460	-0.10030	-0.00043	0.00104	0.00049	0.00049



-0.13180	0.05087	-0.17033	-0.00043	0.00107	0.00033
-0.11890	0.03651	-0.11963	-0.00036	0.00110	0.00034
-0.10288	0.04171	-0.11964	-0.00036	0.00110	0.00035
-0.08788	0.02800	-0.08385	-0.00038	0.00103	0.00035
-0.07238	0.03212	-0.08385	-0.00038	0.00104	0.00033
-0.05900	0.01900	-0.05220	-0.00021	0.00098	0.00033
-0.04499	0.02210	-0.05221	-0.00021	0.00094	0.00047
-0.03330	0.01059	-0.02611	-0.00011	0.00080	0.00046
-0.02215	0.01283	-0.02612	-0.00011	0.00081	0.00038
-0.01316	0.00387	-0.00786	-0.00007	0.00053	0.00033
-0.00426	0.00493	-0.00787	-0.00007	0.00041	0.00020
-0.00113	-0.00000	-0.00001	-0.00000	0.00013	0.00020

LOADING - 9 CARGA SISMICA 2, FUERTAS SISMICAS EN DIR. Y  
MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			TORSIONAL	MOMENT	
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	1	195.51132	359.00903	-45.18019	-363668.87500	7402.79667	235669.75000
1	2	-157.51132	-157.90901	45.18019	-363668.87500	-9444.52344	-183231.18750
1	3	-2454.13672	2479.94531	-195.51132	-127078.18750	132186.87500	363668.87500
1	4	-2454.13672	-2479.94531	195.51132	-127078.18750	-139798.87500	-267109.62500
1	5	-195.51132	3378.46339	-45.18019	247200.62500	12418.45375	186511.00000
1	6	-195.51132	-3378.46339	45.18019	-267205.62500	-11760.57031	-139289.43750
1	7	-223.63965	2187.16599	-195.51132	-86004.25000	110194.62500	267205.62500
1	8	-223.63965	-2187.16599	195.51132	86004.25000	-117388.62500	-186125.00000
1	9	-195.51132	3119.78774	-45.18019	185725.00000	16668.45375	24456.25000
1	10	-195.51132	-3119.78774	45.18019	-186725.00000	-15990.07812	-98559.75000
1	11	-2226.41333	2081.22908	-195.51132	-56847.18359	82086.00000	186125.00000
1	12	-2226.41333	-2081.22908	195.51132	56847.18359	-89414.37500	-109733.36250
1	13	-195.51132	2937.02881	-45.18019	108713.56250	21073.37109	108338.76250
1	14	-195.51132	-2937.02881	45.18019	-108713.56250	-20415.09375	-61046.12109
1	15	1001.77661	2006.26310	-195.51132	-24854.19531	57027.47266	109713.56250
1	16	1001.77661	-2006.26310	195.51132	24854.19531	-64079.44531	-36348.88201
1	17	-195.51132	2718.34841	-45.18019	36348.88201	25498.39443	65923.87500
1	18	-195.51132	-2718.34841	45.18019	-36348.88201	-24840.12109	-26156.41406
1	19	1837.35693	1848.67554	-195.51132	-1810.61684	36172.00000	36348.87500
1	20	1837.35693	-1848.67554	195.51132	1810.61684	-2947.53125	27711.77734
1	21	-195.51132	2495.70947	-45.18019	27711.77734	29727.90625	31048.67187
1	22	-195.51132	-2495.70947	45.18019	-27711.77734	-29069.62891	-5111.78257
1	23	1861.42334	1492.37378	-195.51132	25733.71875	14527.74219	-27711.78125
1	24	1861.42334	-1492.37378	195.51132	-25733.71875	-14527.74219	27711.78125
1	25	-195.51132	2275.04383	-45.18019	85998.81250	33493.40166	85998.81250
1	26	-195.51132	-2275.04383	45.18019	-85998.81250	-33298.81250	-4511.54109
1	27	1844.94971	45.18019	-195.51132	33298.81250	32410.64062	32410.64062
1	28	1844.94971	-45.18019	195.51132	-33298.81250	-32500.93970	7738.50000
1	29	-195.51132	1414.85010	-45.18019	77638.50000	23298.68750	3550.93666
1	30	-195.51132	-1414.85010	45.18019	-77638.50000	-23298.68750	17063.41797
1	31	890.48779	954.38208	-195.51132	11014.59766	35145.91797	77638.50000
1	32	890.48779	-954.38208	195.51132	-11014.59766	-28233.54687	-43899.01953
1	33	-195.51132	1194.19019	-45.18019	43899.01953	27752.62500	-12179.63672
1	34	-195.51132	-1194.19019	45.18019	-43899.01953	-27094.31566	29575.01444
1	35	734.45752	798.52051	-195.51132	1754.10010	40071.00778	43846.40562
1	36	734.45752	-798.52051	195.51132	-1754.10010	-33158.93359	-15670.00781
1	37	195.51132	973.53003	-45.18019	15670.00781	22206.56661	-24681.24219
1	38	195.51132	-973.53003	45.18019	-15670.00781	-21548.28906	38071.57031
1	39	-195.51132	169.53809	-45.18019	13084.61719	4374.94144	15670.00781
1	40	-195.51132	-169.53809	45.18019	-13084.61719	-35422.96875	-7902.71484
1	41	195.51132	752.67012	-45.18019	7902.71484	16464.98828	-33881.78906
1	42	195.51132	-752.67012	45.18019	-7902.71484	-15806.26562	44860.62891
1	43	-195.51132	404.44776	-195.51132	21653.61891	62586.29277	-7902.71484
1	44	-195.51132	-404.44776	195.51132	-21653.61891	-35806.29277	25738.45391
1	45	195.51132	532.21021	-45.18019	25738.45391	10722.06875	-40072.04766
1	46	195.51132	-532.21021	45.18019	-25738.45391	-10944.14844	47821.02421
1	47	-195.51132	319.70003	-195.51132	25105.11328	41928.11719	-25738.45391
1	48	-195.51132	-319.70003	195.51132	-25105.11328	-41928.11719	25738.45391
1	49	195.51132	311.45005	-45.18019	37905.12500	5177.36328	-42443.01953
1	50	195.51132	-311.45005	45.18019	-37905.12500	-4518.03677	47885.41797
1	51	-195.51132	182.14071	-195.51132	37809.24699	34073.57031	-37505.12500
1	52	-195.51132	-182.14071	195.51132	-37809.24699	-26863.62500	44233.62500
1	53	195.51132	90.40032	-45.18019	44233.62500	955.88115	-42393.14844
1	54	195.51132	-90.40032	45.18019	-44233.62500	-1613.96300	44717.42187
1	55	-195.51132	337.20973	-195.51132	43717.42187	1613.96307	-44223.61328
1	56	-195.51132	-337.20973	195.51132	-43717.42187	-1613.96307	44223.61328

24	194.51132	-769.30908	-45.18019	-18190.91016	-37548.66617	-43717.42187
25	-195.51132	769.30908	45.18019	18190.91016	37548.66617	43717.42187
26	550.47925	-687.74468	-195.51132	-1112.23511	-40189.19411	18190.91016
27	-550.47925	687.74468	195.51132	1112.23511	40189.19411	-18190.91016
28	195.51132	-989.90901	-45.18019	-3019.20906	-27245.99609	-43199.39006
29	-195.51132	989.90901	45.18019	3019.20906	27245.99609	43199.39006
30	775.15405	-780.23433	-195.51132	-16940.62891	-44183.40675	22783.67894
31	-775.15405	780.23433	195.51132	16940.62891	44183.40675	-22783.67894
32	195.51132	-1209.70898	-45.18019	-18940.63891	-33930.51177	-71739.37500
33	-195.51132	1209.70898	45.18019	18940.63891	33930.51177	71739.37500
34	901.29858	-965.19312	-195.51132	-7778.94927	-49456.51177	-30062.48777
35	-901.29858	965.19312	195.51132	7778.94927	49456.51177	30062.48777
36	195.51132	-1429.90894	-45.18019	-10569.62350	-54617.06700	-15321.80859
37	-195.51132	1429.90894	45.18019	10569.62350	54617.06700	15321.80859
38	1057.00342	-1120.89795	-195.51132	-42980.87891	-55375.81562	-5208.61328
39	-1057.00342	1120.89795	195.51132	42980.87891	55375.81562	5208.61328
40	195.51132	-1689.08899	-45.18019	-14588.81350	-60163.30070	-14588.81350
41	-195.51132	1689.08899	45.18019	14588.81350	60163.30070	14588.81350
42	1212.70923	-1276.60181	-195.51132	-60446.70129	-25587.89844	-37486.26462
43	-1212.70923	1276.60181	195.51132	60446.70129	25587.89844	37486.26462
44	195.51132	-1870.30737	-45.18019	-190418.41750	-63709.31250	-19775.25781
45	-195.51132	1870.30737	45.18019	190418.41750	63709.31250	19775.25781
46	1368.41333	-1432.30762	-195.51132	-80194.71250	-66368.26250	-47044.87931
47	-1368.41333	1432.30762	195.51132	80194.71250	66368.26250	47044.87931
48	195.51132	-2090.50732	-45.18019	-241258.18750	-23976.15374	-241258.18750
49	-195.51132	2090.50732	45.18019	241258.18750	23976.15374	241258.18750

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION				ROTATION	
	AXIAL	SHAR Y	SHAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00000	-0.00001	0.00004	-0.00020	-0.00011	-0.00000
2	-0.00000	-0.00014	0.00009	0.00019	-0.00010	-0.00001
3	-0.00000	-0.00001	0.00007	-0.00015	-0.00001	-0.00000
4	-0.00014	-0.00099	0.00436	0.00012	-0.00024	-0.00000
5	-0.00000	-0.00091	0.00010	-0.00010	-0.00001	-0.00000
6	-0.00000	-0.00004	-0.00039	0.00008	-0.00018	-0.00000
7	-0.00000	-0.00001	0.00013	-0.00006	-0.00002	-0.00000
8	-0.00011	-0.00003	0.00021	-0.00004	-0.00012	-0.00000
9	-0.00000	-0.00000	0.00015	-0.00002	-0.00002	-0.00000
10	-0.00000	-0.00000	-0.00018	0.00007	-0.00002	-0.00000
11	-0.00011	0.00002	0.00007	-0.00004	-0.00004	0.00000
12	-0.00000	0.00000	-0.00000	0.00003	-0.00003	0.00000
13	-0.00000	-0.00001	-0.00001	-0.00033	0.00015	0.00001
14	-0.00000	0.00000	0.00020	0.00034	-0.00003	0.00000
15	-0.00000	-0.00002	0.00017	-0.00001	-0.00006	-0.00000
16	-0.00000	-0.00000	0.00007	0.00002	-0.00002	-0.00000
17	-0.00000	-0.00001	0.00015	0.00000	-0.00007	-0.00000
18	-0.00000	0.00000	0.00013	0.00001	-0.00002	-0.00000
19	-0.00000	0.00000	0.00014	-0.00002	-0.00001	-0.00000
20	-0.00000	0.00001	0.00019	-0.00000	-0.00003	0.00000
21	-0.00000	0.00000	0.00002	-0.00001	-0.00001	0.00000
22	-0.00000	0.00000	0.00002	-0.00002	-0.00001	0.00000
23	-0.00002	0.00000	0.00013	-0.00004	-0.00009	0.00000
24	-0.00000	0.00000	0.00003	-0.00002	-0.00000	0.00000
25	-0.00001	0.00002	0.00013	-0.00004	-0.00006	0.00000
26	-0.00000	0.00000	-0.00013	0.00002	0.00000	0.00000
27	-0.00000	0.00000	-0.00014	0.00001	0.00000	0.00000
28	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
29	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
30	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
31	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
32	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
33	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
34	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
35	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
36	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
37	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
38	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
39	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
40	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
41	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000
42	-0.00000	0.00000	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

2014  
1  
42

X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
45.18019	3599.00903	195.51132	-235669.75000	7602.79887	361668.87500
-45.18019	2090.50732	-195.51132	72615.56250	71914.12500	241250.18750

202

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	-0.00000	-110.32997	-0.00000	-0.00015	0.00050	-0.01296
3	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.01637	-0.00022	-0.00000
4	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00001	0.00069	-0.01439
5	0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00765	-0.00011	0.00000
6	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00018	0.00064	-0.01617
7	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00711	-0.00011	-0.00000
8	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00041	0.00078	-0.00184
9	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00659	-0.00011	0.00000
10	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00003	0.00050	-0.00768
11	0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00605	-0.00011	-0.00000
12	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00039	0.00060	-0.00387
13	0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00551	-0.00011	0.00000
14	0.00000	-430.09961	0.00000	-0.01516	-0.00000	0.00350
15	-0.00000	-430.09961	-0.00000	0.00343	-0.00011	0.00000
16	0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00033	-0.00077	0.00119
17	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00579	-0.00022	-0.00000
18	-0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00037	-0.00077	0.00098
19	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00237	-0.00011	-0.00000
20	0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00040	-0.00078	0.00049
21	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00183	-0.00011	-0.00000
22	0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00014	-0.00066	0.00228
23	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00130	-0.00011	-0.00000
24	0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00001	-0.00064	0.00191
25	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00076	-0.00011	-0.00000
26	0.00000	-110.32997	0.00000	-0.00020	-0.00058	0.00049
27	-0.00000	-110.32997	-0.00000	0.00023	-0.00011	-0.00000
28	0.00000	-430.09961	0.00000	-0.00000	-0.01584	-0.01315
29	-0.00000	-430.09961	-0.00000	-0.00186	-0.00011	-0.00000
30	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00018	-0.00083	-0.00423
31	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.00479	-0.00022	-0.00000
32	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00001	-0.00069	-0.00448
33	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.00283	-0.00011	-0.00000
34	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00035	-0.00077	-0.00120
35	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.00344	-0.00011	-0.00000
36	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00033	-0.00077	-0.00141
37	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.00400	-0.00011	-0.00000
38	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00033	-0.00064	-0.00430
39	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.00453	-0.00011	-0.00000
40	0.00000	-110.09998	0.00000	0.00028	-0.00063	-0.00468
41	-0.00000	-110.09998	-0.00000	-0.01011	-0.00022	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1 42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT	ROTATION
-------	--------------	----------



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

3038.13403	-4064.27319	4172.45312	42652.23028	-414782.93750	-1154643.00000
-3030.13403	4064.27319	-4172.45312	-42652.23028	414782.93750	1154643.00000
-2697.95361	-3038.13403	3741.89775	-402763.96250	118664.57344	-312655.12500
430.90340	4735.55469	-2325.95410	212832.68750	-229611.31250	402753.56250
438.98340	-4735.55469	2325.95410	-212832.68750	229611.31250	-402753.56250
1953.95450	3038.13403	3576.20360	3576.20360	311846.25000	-371326.25000
-1953.95450	-3038.13403	-3576.20360	-3576.20360	-311846.25000	371326.25000
-321.95094	4618.53125	-1581.97532	235326.25000	-121118.50000	349335.31250
321.95094	-4618.53125	1581.97532	-235326.25000	121118.50000	-349335.31250
1320.95534	3038.13403	3339.70739	3339.70739	1446887.93750	235326.25000
-1320.95534	-3038.13403	-3339.70739	-3339.70739	-1446887.93750	-235326.25000
-293.14844	4496.62500	-85627.43750	85627.43750	405876.43750	-70360.37500
293.14844	-4496.62500	85627.43750	-85627.43750	-405876.43750	70360.37500
465.95532	3038.13403	3245.21562	3245.21562	203149.31250	402154.06250
-465.95532	-3038.13403	-3245.21562	-3245.21562	-203149.31250	-402154.06250
-173.85104	4381.92187	-93.95566	29092.23125	-409181.25000	40154.06250
173.85104	-4381.92187	93.95566	-29092.23125	409181.25000	-40154.06250
-278.04419	3038.13403	3079.71753	268209.31250	-285906.37500	101923.31250
278.04419	-3038.13403	-3079.71753	-268209.31250	285906.37500	-101923.31250
193.09740	4263.19141	-650.04419	-66024.00000	-30774.06250	-56789.12500
-193.09740	-4263.19141	650.04419	66024.00000	30774.06250	56789.12500
1022.04419	1636.13403	-2914.22339	405078.93750	-311496.00000	239336.87500
-1022.04419	-1636.13403	2914.22339	-405078.93750	311496.00000	-239336.87500
-172.62823	4149.41187	1394.04390	82360.12500	-196531.56250	146440.87500
172.62823	-4149.41187	-1394.04390	-82360.12500	196531.56250	-146440.87500
-1766.04248	3038.13403	-2748.72754	59102.25000	-314952.25000	161483.81250
1766.04248	-3038.13403	2748.72754	-59102.25000	314952.25000	-161483.81250
-2426.15381	3038.13403	3240.54126	117218.18750	-355001.12500	117218.18750
2426.15381	-3038.13403	-3240.54126	-117218.18750	355001.12500	-117218.18750
-6715.03906	3038.13403	-2103.58009	394229.37500	-241298.37500	1117119.00000
6715.03906	-3038.13403	2103.58009	-394229.37500	241298.37500	-1117119.00000
-3288.18243	628.16357	5049.33906	85393.87500	-388292.37500	1150649.00000
3288.18243	-628.16357	-5049.33906	-85393.87500	388292.37500	-1150649.00000
-5384.03906	3038.13403	-1938.08594	1150440.00000	-344967.43750	194141.00000
5384.03906	-3038.13403	1938.08594	-1150440.00000	344967.43750	-194141.00000
5394.03906	-1074.13403	1938.08594	1150649.00000	-318709.50000	149375.75000
-5394.03906	1074.13403	-1938.08594	-1150649.00000	318709.50000	-149375.75000
4489.79399	-702.95879	5718.36060	332029.56250	-56930.00000	1176509.00000
-4489.79399	702.95879	-5718.36060	-332029.56250	56930.00000	-1176509.00000
-6053.03906	3038.13403	-1772.59009	1176408.00000	-461673.12500	304776.00000
6053.03906	-3038.13403	1772.59009	-1176408.00000	461673.12500	-304776.00000
-3343.18604	953.38599	6307.53906	124334.37500	-435045.43750	-263019.00000
3343.18604	-953.38599	-6307.53906	-124334.37500	435045.43750	263019.00000
-6722.03906	3038.13403	-1607.09595	1210214.00000	-717879.25000	121014.00000
6722.03906	-3038.13403	1607.09595	-1210214.00000	717879.25000	-121014.00000
-1736.16280	1070.40894	1807.09595	-139071.56250	-573126.00000	378436.56250
1736.16280	-1070.40894	-1807.09595	139071.56250	573126.00000	-378436.56250
3226.16460	1070.40894	7056.53906	139077.56250	-919508.87500	1240068.00000
-3226.16460	-1070.40894	-7056.53906	-139077.56250	919508.87500	-1240068.00000
-7191.03906	3038.13403	-1441.60010	1248058.00000	-729433.87500	501584.50000
7191.03906	-3038.13403	1441.60010	-1248058.00000	729433.87500	-501584.50000
-1107.14058	1117.39006	1751.60010	155922.62500	-275239.00000	-1248058.00000
1107.14058	-1117.39006	-1751.60010	-155922.62500	275239.00000	1248058.00000
3109.14087	-1187.42847	7725.53906	155220.62500	-1146494.00000	1290040.00000
-3109.14087	1187.42847	-7725.53906	-155220.62500	1146494.00000	-1290040.00000
-8050.03906	3038.13403	-1276.10586	288040.00000	-920667.75000	700730.93750
8050.03906	-3038.13403	1276.10586	-288040.00000	920667.75000	-700730.93750
2700.03906	-1039.13403	1309.06490	1309064.00000	-603065.00000	1309064.00000
-2700.03906	1039.13403	-1309.06490	-1309064.00000	603065.00000	-1309064.00000
-2492.11914	-1304.45337	8394.53906	-173691.87500	1102015.00000	-1309064.00000
2492.11914	1304.45337	-8394.53906	173691.87500	-1102015.00000	1309064.00000
-8729.03906	3038.13403	-1110.61182	1336160.00000	-1111923.00000	868386.18750
8729.03906	-3038.13403	1110.61182	-1336160.00000	1111923.00000	-868386.18750

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION			ROTATION		
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00023	0.00098	-0.00432	0.00081	0.00050	0.00001
2	-0.00036	0.00062	-0.00606	-0.00072	0.00298	0.00003
3	-0.00021	0.00087	-0.00314	0.00078	0.00044	0.00011
4	-0.00016	0.00066	-0.00443	-0.00095	0.00230	0.00003
5	-0.00033	0.00053	-0.00361	0.00075	0.00032	0.00011
6	-0.00033	0.00053	-0.00361	-0.00085	0.00162	0.00003
7	-0.00019	0.00059	-0.00133	0.00072	0.00020	0.00011
8	-0.00031	0.00046	-0.00061	-0.00085	0.00159	0.00013
9	-0.00020	0.00042	-0.00165	0.00070	0.00090	0.00002
10	-0.00014	0.00033	-0.00090	0.00067	0.00091	0.00010
11	-0.00013	0.00043	-0.00162	-0.00094	0.00075	0.00003
12	-0.00011	0.00040	-0.00042	0.00064	-0.00006	0.00000
13	-0.00007	0.00034	-0.00030	-0.00030	0.00030	0.00008
14	-0.00004	0.00027	-0.00013	0.00027	-0.00001	-0.00000







-82.7477	0.00000	-334.49976	-0.01135	0.02501	0.00584
-82.74749	0.00000	-334.49976	0.00736	-0.00781	0.00900
-82.74747	-0.00000	-334.49976	-0.01216	0.00763	0.00465
-82.74748	0.00000	-334.49976	0.00736	-0.00359	0.00000
-82.74747	-0.00000	-334.49976	-0.01300	0.02534	0.00524
-82.74748	0.00000	-334.49976	0.00736	-0.00359	0.00000
-82.74747	0.00000	-334.49976	-0.01118	0.02591	0.00647
-82.74748	0.00000	-334.49976	0.01472	-0.00338	0.00000

286

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00432	0.00008	-0.00023	-0.00001	0.00040	0.00081
3	-0.01834	0.02307	-0.07805	-0.00236	0.00225	0.00085
4	0.01756	0.06091	-0.07826	-0.00260	0.00269	0.00163
5	-0.02698	0.10172	-0.26021	-0.00466	0.00385	0.00160
6	0.03132	0.16977	-0.26040	-0.00467	0.00416	0.00240
7	-0.03415	0.23231	-0.53092	-0.00636	0.00303	0.00242
8	0.04045	0.37507	-0.53109	-0.00637	0.00522	0.00312
9	-0.03878	0.40702	-0.85107	-0.00766	0.00587	0.00387
10	0.04597	0.51860	-0.85123	-0.00766	0.00616	0.00426
11	-0.04733	0.61536	-1.19864	-0.00886	0.00617	0.00426
12	0.04249	0.74134	-1.19878	-0.00885	0.00629	0.00459
13	-0.03953	0.85553	-1.02884	-0.00923	0.00622	0.00523
14	-0.00190	0.99444	-1.02897	-0.00953	0.00653	0.00568
15	-0.00076	0.99357	-3.36577	-0.00983	0.00697	0.00554
16	-0.89461	1.11682	-3.36589	-0.00983	0.00617	0.00554
17	-1.93318	0.99799	-1.63466	-0.00924	0.00617	0.00568
18	-0.94386	1.12990	-3.63471	-0.00924	0.00658	0.00572
19	-1.08581	0.99098	-3.69930	-0.00881	0.00718	0.00572
20	-0.99799	1.11835	-0.00880	-0.00796	0.00740	0.00567
21	-1.13278	1.97277	-3.72627	-0.00796	0.00799	0.00567
22	-1.02633	1.08172	-3.72628	-0.00796	0.00824	0.00553
23	-1.14801	0.93638	-3.71763	-0.00795	0.00824	0.00553
24	-1.04709	1.04338	-1.71763	-0.00795	0.00838	0.00552
25	-1.19903	0.40527	-3.69436	-0.00679	0.00916	0.00510
26	-1.06757	1.00432	-3.69433	-0.00679	0.00983	0.00529
27	-1.19455	0.85620	-3.88022	-0.00637	0.01010	0.00498
28	-0.94095	0.94095	-3.88118	-0.00637	0.01070	0.00427
29	-1.04009	0.04004	-1.57578	-0.00555	0.01051	0.00427
30	-0.08055	0.12170	-5.7567	-0.00555	0.00998	0.00424
31	-0.72359	0.00669	-1.16165	-0.00469	0.00970	0.00360
32	-0.65026	0.08217	-1.16163	-0.00523	0.00895	0.00318
33	-0.55341	-0.00707	-0.80010	-0.00469	0.00875	0.00293
34	-0.45579	0.06127	-0.79986	-0.00394	0.00759	0.00290
35	-0.35307	-0.01176	-0.48874	-0.00394	0.00711	0.00223
36	-0.24604	0.04561	-0.48858	-0.00394	0.00584	0.00220
37	-0.17073	-0.00994	-0.23046	-0.00293	0.00522	0.00151
38	-0.11019	0.03276	-0.23029	-0.00293	0.00459	0.00149
39	-0.09284	-0.00443	-0.06267	-0.00163	0.00287	0.00077
40	-0.02545	0.01895	-0.06279	-0.00163	0.00287	0.00077
41	-0.00640	-0.00005	-0.00020	-0.00001	0.00092	0.00074

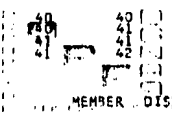
LOADING - 11

SUMA DE EFECTOS GRAVY. VCM + CVC Y SISMICOS EN Y

MEMBER FORCES

FEBER  
 1  
 2  
 3  
 4  
 5  
 6  
 7  
 8  
 9  
 10  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40

	AXIAL	FORCE SHEAR V	SHEAR 2	TORSIONAL	BENDING V	BENDING 2					
10031	25391	5762	44141	-3865	08740	-1009123	00000	-730427	18750	-1103144	00000
10031	25391	5762	44141	3865	08740	1009123	00000	730427	18750	1103144	00000
6724	73828	-1405	60303	1406	08740	-132061	18750	-134847	00000	-1009123	00000
9287	25000	5596	94531	-9659	25391	-312061	18750	1018129	18750	-134847	00000
9287	25000	5596	94531	3865	08740	1063796	00000	-35282	06750	-51375	62500
847	74472	-5893	94531	3865	08740	1132003	00000	1013902	00000	1013902	00000
4072	07442	-910	34263	-8915	25391	-248025	31250	-113224	00000	-603796	00000
8943	25391	5431	44922	-26805	31250	-26805	31250	002202	00000	1097344	00000
8433	76172	-528	98166	3865	08740	-1097294	00000	-549715	06750	-521165	63500
6533	76172	-925	93169	3865	08740	1097294	00000	40029	26250	851268	00000
7799	25391	5265	95703	-8171	25000	298044	25000	-894866	87500	-1097294	00000
7799	25391	5265	95703	3865	08740	484581	31250	484581	31250	1132003	00000
6378	60937	-1057	30518	-132003	00000	-1491576	81250	-1491576	81250	-530703	18750
7055	25391	5100	46094	336735	87500	249991	18750	249991	18750	70728	12500
7055	25391	5100	46094	-7427	25000	-70454	87500	-70454	87500	-1132003	00000
6263	15234	-943	02246	-336735	87500	402257	66750	402257	66750	1170140	00000
6263	15234	-943	02246	3865	08740	-56782	41016	-56782	41016	-541165	63500
6111	25391	4934	96484	1170140	00000	1170140	00000	1170140	00000	546060	37500
6111	25391	4934	96484	6683	25000	35144	37500	-44377	25000	-1170140	00000
6101	94581	-137	07158	-6683	25000	-35144	37500	267660	06750	120281	00000
5567	25000	4769	40758	3865	08740	-35144	37500	32994	30750	-32962	37500
4467	80844	-740	44875	-5939	24000	1202821	00000	32994	30750	50750	81250
4467	80844	-740	44875	5939	25000	323145	18750	-39141	25000	-120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	4092	75191	-323145	18750	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-4092	75191	1421647	00000	1421647	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	4092	75191	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-4092	75191	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	-3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
4467	80844	-740	44875	3865	08740	1202821	00000	1202821	00000	120281	00000
44											



-3843.75977	-1617.30054	-8474.23828	-37603.91797	-998320.12800	-743357.18750
3848.75977	1617.30054	-8474.23828	37603.91797	-1298529.00000	888177.18750
-0704.73828	1495.30566	-3864.09740	888177.18750	544780.25000	891109.93750
0708.73828	-1495.30566	3865.09740	-888177.18750	-888474.93750	-869923.18750

288

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION			ROTATION		
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00023	0.00007	-0.00455	0.00056	0.00063	0.00001
2	-0.00040	0.00044	-0.05485	-0.00046	0.00268	0.00000
3	-0.00021	0.00009	-0.00325	0.00059	0.00045	0.00001
4	-0.00038	0.00042	-0.03958	-0.00038	0.00284	0.00002
5	-0.00019	0.00005	-0.00274	0.00061	0.00031	0.00001
6	-0.00038	0.00045	-0.03183	-0.00043	0.00159	0.00002
7	-0.00010	0.00004	-0.00129	0.00063	0.00018	0.00001
8	-0.00036	0.00043	-0.02161	-0.00046	0.00111	0.00002
9	-0.00016	0.00003	-0.00066	0.00065	0.00007	0.00000
10	-0.00041	0.00041	-0.01432	-0.00046	0.00075	0.00002
11	-0.00014	0.00003	-0.00021	0.00067	-0.00002	0.00000
12	-0.00037	0.00045	-0.01349	-0.00048	0.00061	0.00003
13	-0.00013	0.00002	-0.00077	0.00067	-0.00010	0.00000
14	-0.00127	0.00046	-0.14333	-0.00063	0.00020	0.00004
15	-0.00076	-0.00002	-0.00043	0.00027	-0.00005	-0.00000
16	-0.00001	-0.00013	-0.00763	-0.00032	0.00046	-0.00001
17	-0.00004	-0.00002	-0.00025	0.00016	0.00004	-0.00000
18	-0.00000	-0.00008	-0.01012	-0.00021	0.00009	-0.00000
19	-0.00003	-0.00002	-0.00082	0.00006	0.00012	-0.00000
20	0.00001	-0.00001	-0.01216	-0.00011	0.00068	-0.00000
21	-0.00001	-0.00002	-0.00128	-0.00005	0.00018	-0.00000
22	0.00002	0.00006	-0.01299	-0.00001	0.00072	0.00000
23	0.00001	-0.00001	-0.00163	-0.00016	0.00023	-0.00000
24	0.00001	0.00013	-0.01332	-0.00013	0.00071	0.00001
25	0.00001	-0.00001	-0.00186	-0.00026	0.00026	-0.00000
26	0.00005	0.00021	-0.01265	0.00018	0.00067	0.00001
27	0.00004	-0.00000	-0.00195	-0.00036	0.00028	-0.00000
28	0.00110	0.00797	-0.15005	-0.00035	0.00056	0.00010
29	0.00011	-0.00000	0.00142	-0.00065	-0.00014	-0.00000
30	0.00025	0.00043	0.00801	0.00017	-0.00031	0.00002
31	0.00012	-0.00001	0.00191	-0.00063	-0.00026	-0.00000
32	0.00024	0.00044	-0.01288	0.00019	-0.00077	0.00002
33	0.00014	-0.00001	0.00243	-0.00061	-0.00033	-0.00000
34	0.00023	0.00038	0.01765	0.00014	-0.00108	0.00002
35	0.00015	-0.00004	0.00309	-0.00058	-0.00042	-0.00000
36	0.00022	0.00033	0.02395	0.00011	-0.00144	0.00002
37	0.00017	-0.00003	0.00383	-0.00005	-0.00052	-0.00000
38	0.00022	0.00035	0.03115	0.00008	-0.00183	0.00002
39	0.00018	-0.00004	0.00448	-0.00053	-0.00063	-0.00001
40	0.00021	0.00033	0.03925	0.00001	-0.00232	0.00002
41	0.00020	-0.00005	0.00362	-0.00049	-0.00076	-0.00001

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	3865.09740	5762.44141	10031.25391	1108195.00000	-730427.18750	-1009123.00000
42	-3865.09740	-1495.30566	8808.73828	869823.18750	-888474.93750	-888177.18750

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	FORCE			MOMENT		
	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	0.00000	-82.74747	-371.44976	-0.00763	0.02476	-0.01381
3	-0.00000	-0.76749	-371.44976	0.02711	-0.01773	-0.00000





-0.83088	0.87661	-3.27470	-0.00670	0.00673	0.00507
-0.85758	0.74481	-3.56780	-0.00670	0.00673	0.00507
-0.89493	0.63077	-3.90417	-0.00649	0.00696	0.00491
-0.99043	0.41747	-3.24777	-0.00576	0.00754	0.00440
-0.87867	0.79441	-3.24777	-0.00476	0.00780	0.00440
-0.94997	0.56643	-3.11868	-0.00482	0.00828	0.00464
-0.86528	0.74820	-3.15485	-0.00546	0.00870	0.00427
-0.86638	-0.03111	-1.40413	-0.00514	0.00926	0.00417
-0.73280	-0.06374	-1.40403	-0.00514	0.00974	0.00352
-0.66800	-0.05123	-1.40403	-0.00493	0.00958	0.00350
-0.52568	0.02055	-1.04365	-0.00493	0.00923	0.00287
-0.44379	-0.05079	-0.71438	-0.00449	0.00784	0.00184
-0.33964	0.01430	-0.71438	-0.00382	0.00647	0.00121
-0.28419	0.06140	-0.43734	-0.00382	0.00674	0.00161
-0.19295	0.01423	-0.43734	-0.00382	0.00674	0.00161
-0.15256	-0.02645	-0.21441	-0.00288	0.00478	0.00106
-0.09299	0.01643	-0.21441	-0.00288	0.00444	0.00106
-0.05007	-0.01090	-0.06247	-0.00162	0.00307	0.00104
-0.01792	-0.01266	-0.06228	-0.00161	0.00244	0.00051
-0.00550	-0.01605	-0.00620	-0.00001	0.00076	0.00049

LOADING - 12      SUMA DE EFECTOS GRAV. 9CM Y SISMICOS EN X

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			TORSIONAL	MOMENT	
		AXIAL	FORC SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	1	5970.05859	1759.35034	-3772.95654	-923388.25000	-374304.66250	-822470.43750
1	2	-5970.05859	-1759.35034	3772.95654	923388.25000	424776.12500	848108.12500
1	3	3870.80811	-1294.28003	1744.56250	-577711.18750	-312527.31250	-923388.25000
1	4	-3870.80811	1294.28003	-1744.56250	577711.18750	674068.56250	873044.18750
1	5	5524.06250	1759.35034	-3605.25464	-871044.18750	-268288.18750	-692865.61750
1	6	-5524.06250	-1759.35034	3605.25464	871044.18750	673044.18750	173044.18750
1	7	3683.41089	-1388.58127	8308.58859	-252751.56250	-320816.01250	-718649.68750
1	8	-3683.41089	1388.58127	-8308.58859	252751.56250	549034.43750	821449.93750
1	9	5088.06250	1759.35034	-3437.55298	-821969.93750	-188102.62500	-575168.37500
1	10	-5088.06250	-1759.35034	3437.55298	821969.93750	281877.68750	600402.18750
1	11	3193.56226	-1195.38257	4867.56250	-45169.62500	-597947.00000	-821969.93750
1	12	-3193.56226	1195.38257	-4867.56250	45169.62500	415534.56250	777343.12500
1	13	4647.05859	1759.35034	-3269.85107	-777143.12500	-111631.93750	-495011.62500
1	14	-4647.05859	-1759.35034	3269.85107	777143.12500	139272.93750	377143.12500
1	15	3940.99409	940.04814	-4462.82150	-246427.37500	-457905.93750	-743236.12500
1	16	-3940.99409	-940.04814	4462.82150	246427.37500	298242.50000	386347.68750
1	17	4206.06250	1759.35034	-2102.14917	-743336.18750	-44182.22464	-904981.18750
1	18	-4206.06250	-1759.35034	2102.14917	743336.18750	89390.43750	743236.18750
1	19	3193.56226	-1195.38257	2934.44944	-114780.81250	-30950.58594	-344327.06250
1	20	-3193.56226	1195.38257	-2934.44944	114780.81250	34446.31250	339961.43750
1	21	3170.47827	-1063.58228	3544.56372	-192673.56250	-281949.31250	-514480.81250
1	22	-3170.47827	1063.58228	-3544.56372	192673.56250	281949.31250	514480.81250
1	23	3324.06421	-1719.35059	2706.74731	-673246.62500	-561177.81250	-233674.37500
1	24	-3324.06421	1719.35059	-2706.74731	673246.62500	157786.66444	208279.75000
1	25	1759.35059	-430.87158	2514.06396	-157786.66444	-229275.56250	-475246.37500
1	26	-1759.35059	430.87158	-2514.06396	157786.66444	229275.56250	241170.31250
1	27	1106.66119	-2678.86890	2111.00561	-221870.31250	-157786.66444	205246.12500
1	28	-1106.66119	2678.86890	-2111.00561	221870.31250	15007.64750	-180132.30000
1	29	190.71341	-678.86890	1493.66519	-116803.31250	-138077.31250	-217711.18750
1	30	-190.71341	678.86890	-1493.66519	116803.31250	190479.25000	127157.81250
1	31	1263.06343	-1759.35059	1945.29395	-127157.81250	-52006.83984	217781.50000
1	32	-1263.06343	1759.35059	-1945.29395	127157.81250	80479.81250	-127157.81250
1	33	72.40061	-3605.25464	1062.56353	-70635.87500	-229255.25000	-36638.00984
1	34	-72.40061	3605.25464	-1062.56353	70635.87500	1062.56353	217711.18750
1	35	823.06443	-1759.35079	1777.56277	-30618.08984	-106503.81250	-127711.18750
1	36	-823.06443	1759.35079	-1777.56277	30618.08984	132403.43750	192079.18750
1	37	164.44442	-2442.14307	601.56267	-46686.43359	-228571.81250	-36638.00984
1	38	-164.44442	2442.14307	-601.56267	46686.43359	230270.00000	51448.52109
1	39	381.06547	-1759.35059	1609.89136	-51448.52109	-149404.12500	-207115.37500
1	40	-381.06547	1759.35059	-1609.89136	51448.52109	149404.12500	207115.37500
1	41	119.40112	-3252.99796	1027.12109	-249410.31250	-249410.31250	-51448.52109
1	42	-119.40112	3252.99796	-1027.12109	249410.31250	249410.31250	51448.52109
1	43	19.93306	-1759.35069	-1462.18994	-13342.42500	-255201.93750	-135242.62500
1	44	-19.93306	1759.35069	1462.18994	13342.42500	-175891.18750	189488.18750
1	45	168.07568	-2192.01113	280.43384	-35710.00000	-196609.18750	-135242.62500
1	46	-168.07568	2192.01113	-280.43384	35710.00000	240815.25000	135242.62500

26  
27  
28  
29  
30  
31  
32  
33  
34  
35  
36  
37  
38  
39  
40  
41  
42

-400.43359	-1759.35059	-1274.48904	216001.56250	-189678.43750	-122794.11250
500.43359	-1759.35059	1374.48894	-216001.56250	189678.43750	-122794.11250
240.96894	-2110.83327	-731.44359	50380.97125	-308700.00000	-126664.66250
-240.96894	2110.83327	731.44359	-50380.97125	308700.00000	126664.66250
-941.93359	-1759.35059	-1106.78662	29388.75000	-180060.31250	109326.62500
941.93359	1759.35059	1106.78662	-29388.75000	180060.31250	-109326.62500
-779.91089	-1759.35059	-1751.93311	81869.93750	-119169.37500	617559.31250
779.91089	1759.35059	1751.93311	-81869.93750	119169.37500	-617559.31250
-2581.93237	-1759.35059	-453.03013	617599.31250	-118169.37500	83642.93750
2581.93237	1759.35059	453.03013	-617599.31250	118169.37500	-83642.93750
-1444.70027	-1069.68262	-7702.43164	30728.21000	-32247.66750	655201.31250
1444.70027	1069.68262	7702.43164	-30728.21000	32247.66750	-655201.31250
-3002.93115	-1759.35059	-385.33472	856201.31250	-186694.37500	124437.50000
3002.93115	1759.35059	385.33472	-856201.31250	186694.37500	-124437.50000
-1437.83034	-1049.76027	-3224.43213	66536.64750	-196808.93750	166201.37500
1437.83034	1049.76027	3224.43213	-66536.64750	196808.93750	-166201.37500
-3443.93164	-1759.35059	-117.63297	694745.12500	-315420.81250	694742.12500
3443.93164	1759.35059	117.63297	-694745.12500	315420.81250	-694742.12500
-1267.93579	-1220.16113	-3664.43091	71280.81250	-29407.37500	164745.12500
1267.93579	1220.16113	3664.43091	-71280.81250	29407.37500	-164745.12500
-3804.43513	-1759.35059	-50.06709	737884.25000	-333019.81250	252113.50000
3804.43513	1759.35059	50.06709	-737884.25000	333019.81250	-252113.50000
-1149.35254	-1338.76438	-4105.42069	89922.12500	-410355.00000	-737884.25000
1149.35254	1338.76438	4105.42069	-89922.12500	410355.00000	737884.25000
-4325.92969	-1759.35059	-217.76894	785216.00000	-458381.12500	32916.00000
4325.92969	1759.35059	217.76894	-785216.00000	458381.12500	-32916.00000
1030.77031	-1457.32568	-4544.42069	-110292.06250	539621.42500	-785216.00000
-1030.77031	1457.32568	4544.42069	110292.06250	-539621.42500	785216.00000
4766.92969	-1759.35059	-385.47241	103670.31250	-57839.00000	417241.00000
-4766.92969	1759.35059	385.47241	-103670.31250	57839.00000	-417241.00000
912.18799	-1575.80880	-4087.12069	132404.00000	-686197.93750	-35745.50000
-912.18799	1575.80880	4087.12069	-132404.00000	686197.93750	35745.50000
-5207.92969	-1759.35059	-553.17261	892457.25000	-703524.81250	518277.25000
5207.92969	1759.35059	553.17261	-892457.25000	703524.81250	-518277.25000

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	DISTORTION			TORSION	ROTATION	
	AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00013	0.00005	-0.00238	0.00051	0.00033	0.00001
2	-0.00023	0.00039	-0.03559	-0.00046	0.00175	0.00002
3	-0.00012	0.00004	-0.00173	0.00048	0.00025	0.00001
4	-0.00021	0.00033	-0.02931	-0.00035	0.00136	0.00007
5	-0.00021	0.00032	-0.02127	-0.00042	0.00018	0.00000
6	-0.00021	0.00032	-0.02127	-0.00038	0.00109	0.00002
7	-0.00010	0.00003	-0.00077	0.00043	0.00011	0.00000
8	-0.00020	0.00038	-0.02505	-0.00034	0.00078	0.00000
9	-0.00029	0.00002	-0.00036	0.00041	0.00006	0.00000
10	-0.00018	0.00025	-0.01028	-0.00031	0.00055	0.00001
11	-0.00008	0.00002	-0.00022	0.00002	0.00002	0.00000
12	-0.00019	0.00011	-0.00128	-0.00029	0.00041	0.00002
13	-0.00027	0.00001	-0.00026	0.00037	-0.00003	0.00000
14	-0.00016	-0.00011	0.00196	-0.00011	0.00028	0.00009
15	-0.00021	0.00004	-0.00012	0.00012	-0.00012	0.00000
16	-0.00021	0.00001	-0.00056	-0.00016	0.00033	-0.00000
17	-0.00003	-0.00001	-0.00037	0.00007	0.00006	-0.00000
18	0.00000	-0.00003	-0.00072	-0.00011	0.00043	0.00000
19	-0.00002	0.00001	-0.00070	0.00010	0.00010	-0.00000
20	0.00000	-0.00000	-0.00877	-0.00006	0.00049	0.00000
21	-0.00001	-0.00001	-0.00095	-0.00003	0.00013	-0.00000
22	0.00001	0.00001	0.00094	0.00003	0.00009	0.00000
23	-0.00001	-0.00001	-0.00111	-0.00008	0.00013	-0.00000
24	-0.00002	0.00006	-0.00958	0.00005	0.00052	0.00000
25	0.00001	-0.00001	-0.00119	-0.00012	0.00017	-0.00000
26	-0.00001	0.00000	-0.00002	0.00006	0.00044	0.00001
27	0.00002	-0.00001	-0.00117	-0.00016	0.00016	-0.00000
28	0.00022	-0.00329	-0.09359	-0.00099	0.00045	0.00005
29	0.00006	-0.00000	-0.00070	-0.00034	0.00010	-0.00004
30	0.00008	-0.00024	-0.00580	0.00004	-0.00024	0.00001
31	0.00007	-0.00001	0.00112	-0.00036	-0.00015	-0.00000
32	0.00008	-0.00026	0.00915	0.00009	-0.00054	0.00001
33	0.00008	-0.00001	0.00159	-0.00039	-0.00022	-0.00000
34	0.00007	-0.00025	0.01220	0.00010	0.00071	0.00001
35	0.00009	-0.00001	0.00214	-0.00041	-0.00029	-0.00000
36	0.00006	-0.00027	0.01639	0.00012	0.00058	0.00002
37	0.00010	-0.00002	-0.00178	-0.00044	-0.00038	-0.00000



0.00006	0.00027	0.02119	0.00015	-0.00125	0.00002
0.00011	-0.00002	0.02119	-0.00047	-0.00048	-0.00000
0.00005	0.00011	0.02661	0.00018	-0.00156	0.00002
0.00012	-0.00003	0.00420	-0.00050	-0.00059	-0.00000

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	3772.95554	1759.38034	5970.09859	822470.43750	-376304.06250	-923388.25000
42	443.17261	-1759.35059	5207.92069	490643.43750	-711584.62500	-892457.25000

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	-83.85077	-0.00000	-220.49980	-0.00454	0.01474	0.00052
3	-83.85077	0.00000	-220.49980	-0.00852	-0.01747	-0.00000
4	-83.85077	0.00000	-220.49980	-0.00037	0.01874	-0.00416
5	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00426	-0.00833	-0.00000
6	-83.85077	-0.00000	-220.49941	-0.00452	0.01583	0.00102
7	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00426	-0.00792	-0.00000
8	-83.85077	0.00000	-220.49980	0.00425	0.01756	-0.00480
9	-83.85077	-0.00000	-220.49980	-0.00751	-0.00000	-0.00000
10	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00140	0.01017	-0.00292
11	-83.85078	0.00000	-220.49980	-0.00425	-0.00711	-0.00000
12	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00752	0.01094	-0.00221
13	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00423	-0.00670	-0.00000
14	-326.87573	0.00000	-809.99976	-0.19487	0.00000	0.18913
15	-326.87549	0.00000	-809.99976	0.00524	-0.00512	0.00000
16	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00268	-0.00581	-0.00067
17	-83.85078	0.00000	-220.49991	0.00849	-0.00942	-0.00045
18	-83.85077	0.00000	-220.49991	-0.00187	-0.00408	-0.00000
19	-83.85078	0.00001	-220.49980	-0.00419	0.00431	-0.00000
20	-83.85078	-0.00000	-220.49980	-0.00123	-0.00235	-0.00085
21	-83.85078	0.00001	-220.49980	0.00421	-0.00390	0.00000
22	-83.85077	0.00000	-220.49991	-0.00011	-0.00054	-0.00187
23	-83.85078	0.00001	-220.49991	0.00002	0.00099	0.00016
24	-83.85078	-0.00000	-220.49980	0.00423	-0.00309	-0.00000
25	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00076	0.00214	0.00466
26	-83.85078	-0.00000	-220.49991	0.00076	-0.00260	-0.00000
27	-326.87573	0.00000	-809.99976	0.00423	0.00260	0.06819
28	-326.87549	0.00000	-809.99976	0.00001	-0.00110	0.00000
29	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00426	-0.00118	0.00785
30	-83.85078	0.00000	-220.49980	-0.00751	0.01138	0.00000
31	-83.85077	-0.00000	-220.49980	-0.00052	-0.01138	0.00751
32	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00022	-0.00028	-0.00000
33	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00426	-0.00028	0.00171
34	-83.85078	0.00000	-220.49991	-0.00646	0.01345	0.00000
35	-83.85077	0.00000	-220.49980	0.00426	0.00012	0.00000
36	-83.85077	-0.00000	-220.49991	-0.00742	0.01607	0.00152
37	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00426	-0.00053	0.00000
38	-83.85078	-0.00000	-220.49991	-0.00765	0.01491	0.00000
39	-83.85078	0.00000	-220.49980	0.00426	0.00093	0.00452
40	-83.85077	0.00000	-220.49991	-0.00705	0.01590	0.00440
41	-83.85078	0.00000	-220.49991	0.00852	0.00258	0.00000

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00238	0.00005	-0.00013	0.00001	0.00033	0.00051
3	-0.01191	0.01453	-0.04528	-0.00155	0.00127	0.00053
4	0.00874	0.01721	-0.04541	-0.00126	0.00172	0.00162
5	-0.01495	0.06273	-0.15172	-0.00210	0.00210	0.00104
6	0.01329	0.10355	-0.15183	-0.00280	0.00214	0.00149
7	-0.02718	0.14742	-0.31044	-0.00383	0.00297	0.00141
8	0.01524	0.19824	-0.31054	-0.00393	0.00330	0.00196
9	-0.03561	0.24876	-0.49879	-0.00462	0.00427	0.00237
10	0.01482	0.31608	-0.49879	-0.00462	0.00462	0.00316
11	-0.04236	0.37530	-0.70393	-0.00533	0.00533	0.00278
12	0.01924	0.45176	-0.70402	-0.00533	0.00533	0.00280
13	-0.03745	0.52113	-0.95995	-0.00578	0.00360	0.00317
14	0.02185	0.60540	-0.95995	-0.00578	0.00360	0.00317
15	-0.06135	0.60490	-1.13134	-0.00606	0.00349	0.00327
16	0.04623	0.69322	-1.13134	-0.00606	0.00349	0.00327
17	-0.06630	0.60965	-2.19000	-0.00572	0.00301	0.00334
18	0.05932	0.69291	-2.19011	-0.00571	0.00367	0.00342
19	-0.06768	0.60750	-2.39390	-0.00534	0.00370	0.00342
20	0.06572	0.60876	-2.39392	-0.00534	0.00400	0.00344
21	-0.07071	0.59588	-3.25466	-0.00495	0.00431	0.00344
22	0.06437	0.64800	-3.25467	-0.00495	0.00444	0.00341
23	-0.07201	0.57919	-3.25554	-0.00477	0.00490	0.00341
24	0.06579	0.64597	-3.25554	-0.00477	0.00496	0.00333
25	-0.07474	0.56270	-4.24344	-0.00423	0.00535	0.00333
26	0.06683	0.66832	-4.24343	-0.00423	0.00581	0.00331
27	-0.07824	0.53846	-5.24150	-0.00346	0.00541	0.00320
28	0.06479	0.92119	-2.18118	-0.00396	0.00660	0.00304
29	-0.06501	0.03204	-0.97007	-0.00337	0.00653	0.00294
30	0.06373	0.08489	-0.97007	-0.00337	0.00643	0.00265
31	-0.06704	0.04553	-0.72131	-0.00316	0.00616	0.00264
32	0.04110	0.00660	-0.72126	-0.00316	0.00596	0.00257
33	-0.03104	0.00395	-0.49543	-0.00283	0.00533	0.00187
34	0.02724	0.04518	-0.49536	-0.00283	0.00474	0.00186
35	-0.01506	0.03317	-0.30377	-0.00238	0.00445	0.00145
36	0.01390	0.00974	-0.14927	-0.00177	0.00367	0.00143
37	-0.00414	0.02595	-0.14913	-0.00177	0.00320	0.00099
38	0.00469	-0.00176	-0.04377	-0.00099	0.00230	0.00094
39	-0.01688	0.01262	-0.04366	-0.00099	0.00182	0.00051
40	0.00440	-0.00003	-0.00012	-0.00009	0.00059	0.00050
41	-0.00430					

LOADING - 13 SUMA DE EFECTOS GRAV. ECHC Y SISMICOS EN Y

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	FORCE			TORSIONAL	MOMENT	
		AXIAL	SHEAR Y	SHEAR Z		BENDING Y	BENDING Z
1	1	5809.24687	4519.98047	-2238.02979	-461701.25000	-419251.81270	-461171.18750
2	2	-2809.24687	-4519.98047	2238.02979	-461701.25000	421859.87900	429073.25000
3	3	4690.30469	1639.82837	-3648.76887	138182.91750	-76193.01750	-441701.35000
4	4	-4690.30469	-1639.82837	3648.76887	138182.91750	541479.75000	525486.18750
5	5	4448.30078	4352.27734	-2238.02979	-525486.18750	-293133.31250	-476015.62500
6	6	-4448.30078	-4352.27734	2238.02979	525486.18750	325741.43750	319428.37500
7	7	4652.53906	1257.82784	-2277.79687	-127475.56250	-42756.66250	-511770.18750
8	8	-4652.53906	-1257.82784	2277.79687	127475.56250	42756.66250	511770.18750
9	9	5007.24687	4184.57012	-2238.02979	-171770.18750	-199046.17500	-340177.68750
10	10	-5007.24687	-4184.57012	2238.02979	171770.18750	227659.17500	489746.87500
11	11	4306.22636	1532.33643	-2238.02979	-184822.50000	-184822.50000	-271170.18750
12	12	-4306.22636	-1532.33643	2238.02979	184822.50000	184822.50000	271170.18750
13	13	4466.24687	4016.37703	-2738.02979	-154568.43750	309790.25000	61792.25000
14	14	-4466.24687	-4016.37703	2738.02979	154568.43750	-101197.56250	-308035.41250
15	15	4339.25781	1271.85889	-2238.02979	-184822.50000	184822.50000	30622.12500
16	16	-4339.25781	-1271.85889	2238.02979	184822.50000	-184822.50000	-30622.12500
17	17	4124.30078	3849.17432	-2238.02979	-664270.18750	-664270.18750	664270.18750
18	18	-4124.30078	-3849.17432	2238.02979	664270.18750	664270.18750	-664270.18750



1	4523.08882	-1166.35303	-3804.80131	-503978.93750	-277328.18750	-664270.18750
2	3523.08882	-1681.47417	-2238.02979	-704690.68750	42197.14062	-242251.31250
3	3685.30054	-5681.47417	2238.02979	704690.68750	194790.05859	-295193.81250
4	3704.30054	-681.87953	-3463.80103	-196790.87500	-221170.96750	-704690.68750
5	4196.51193	-585.83260	-2238.02979	-727490.31250	85904.62500	727490.31250
6	3243.30176	3513.77246	-2238.02979	727490.31250	96184.06250	-921976.18750
7	-334.30176	-3513.77246	2238.02979	-727490.31250	-63353.67500	3243.30176
8	3186.80673	2860.02100	-2238.02979	313454.75000	-243203.67500	-727490.18750
9	1886.80673	-2860.02100	2238.02979	-313454.75000	206953.93750	313454.75000
10	1643.30322	2860.02100	-2238.02979	313454.75000	53553.93750	-206953.93750
11	-1643.30322	-2860.02100	2238.02979	-313454.75000	-53553.93750	206953.93750
12	389.47368	3545.51349	-1402.80355	-138754.87500	144887.75000	-188099.75000
13	-389.47368	-3545.51349	1402.80355	138754.87500	-144887.75000	188099.75000
14	1192.30347	2692.32080	-2238.02979	188099.75000	-4124.07081	-840453.81250
15	-1192.30347	-2692.32080	2238.02979	-188099.75000	4124.07081	840453.81250
16	389.47368	14.94067097	-1402.80355	188099.75000	36.751628000	-141131.31250
17	-389.47368	-14.94067097	1402.80355	-188099.75000	-36.751628000	141131.31250
18	26.94067	-3426.99097	961.80347	-87959.56250	173912.31250	66937.31250
19	-26.94067	3426.99097	-961.80347	87959.56250	-173912.31250	-66937.31250
20	74.30347	2524.61890	-2238.02979	66937.31250	-6077.71864	-39353.81250
21	-74.30347	-2524.61890	2238.02979	-66937.31250	6077.71864	39353.81250
22	75.47091	3310.80228	-520.80371	-64937.31250	93169.15000	-148181.50000
23	-75.47091	-3310.80228	520.80371	64937.31250	-93169.15000	148181.50000
24	300.30371	3356.91699	-2238.02979	2238.02979	-2238.02979	170164.37500
25	-300.30371	-3356.91699	2238.02979	-2238.02979	2238.02979	-170164.37500
26	37.76216	3189.69000	-79.80396	-5150.87891	188949.43750	52.73.46094
27	-37.76216	-3189.69000	79.80396	5150.87891	-188949.43750	-52.73.46094
28	140.69509	2189.21533	-2238.02979	167523.91750	-106926.68750	16160.81250
29	-140.69509	-2189.21533	2238.02979	-167523.91750	106926.68750	-16160.81250
30	24.02019	3072.70886	361.19580	-1020.09766	174217.75000	-97164.06500
31	-24.02019	-3072.70886	-361.19580	1020.09766	-174217.75000	97164.06500
32	2.29889	-1072.57886	-361.19580	18180.09766	-189660.12500	-167523.87500
33	-2.29889	1072.57886	361.19580	-18180.09766	189660.12500	167523.87500
34	38.169556	2021.51343	-2238.02979	28584.81250	-174.1750000	28058.81250
35	-38.169556	-2021.51343	2238.02979	-28584.81250	174.1750000	-28058.81250
36	39.22583	2927.67197	802.19556	-84748.37500	197818.31250	-57930.16797
37	-39.22583	-2927.67197	-802.19556	84748.37500	-197818.31250	57930.16797
38	43.22883	-2927.67187	802.19556	84748.37500	197818.31250	-28058.81250
39	-43.22883	2927.67187	-802.19556	-84748.37500	-197818.31250	28058.81250
40	132.69556	1853.81249	-2238.02979	38274.37500	-38484.50000	38484.50000
41	-132.69556	-1853.81249	2238.02979	-38274.37500	38484.50000	-38484.50000
42	2238.02979	525.93726	-1832.69507	-388552.12500	207964.91250	-116.73.44922
43	-2238.02979	-525.93726	1832.69507	388552.12500	-207964.91250	116.73.44922
44	2238.02979	525.93726	-1832.69507	-388552.12500	207964.91250	-388552.12500
45	-2238.02979	-525.93726	1832.69507	388552.12500	-207964.91250	388552.12500
46	264.29402	1200.06152	-2238.02979	66937.31250	-66937.31250	66937.31250
47	-264.29402	-1200.06152	2238.02979	-66937.31250	66937.31250	-66937.31250
48	5414.00991	653.46826	-2863.19434	-66937.31250	66937.31250	66937.31250
49	-5414.00991	-653.46826	2863.19434	66937.31250	-66937.31250	-66937.31250
50	3301.49369	1032.70947	-2238.02979	645938.31250	173940.12500	645938.31250
51	-3301.49369	-1032.70947	2238.02979	-645938.31250	-173940.12500	-645938.31250
52	116.89673	997.39722	3304.19482	-71193.56250	-141340.87500	-78860.88594
53	-116.89673	-997.39722	-3304.19482	71193.56250	141340.87500	78860.88594
54	324.69409	865.45742	-2238.02979	609237.43750	-237345.87500	-645938.31250
55	-324.69409	-865.45742	2238.02979	-609237.43750	237345.87500	645938.31250
56	1132.25708	1029.79370	3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
57	-1132.25708	-1029.79370	-3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
58	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
59	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
60	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
61	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
62	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
63	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
64	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
65	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
66	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
67	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
68	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
69	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
70	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
71	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
72	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
73	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
74	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
75	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
76	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
77	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
78	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
79	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
80	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
81	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
82	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
83	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
84	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
85	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
86	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
87	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
88	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
89	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
90	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
91	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
92	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
93	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
94	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
95	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
96	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
97	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
98	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000
99	-1132.25708	-1029.79370	3745.19360	47285.82812	191337.75000	124465.90000
100	1132.25708	1029.79370	-3745.19360	-47285.82812	-191337.75000	-124465.90000

MEMBER DISTORTIONS

MEMBER	AXIAL	DISTORTION SHEAR Y	SHEAR Z	TORSION	BENDING Y	BENDING Z
1	-0.00013	0.00004	-0.00261	0.00026	0.00036	0.00000
2	-0.00038	0.00021	-0.00271	-0.00021	0.00145	0.00001
3	-0.00012	0.00003	-0.00184	0.00029	0.00026	0.00000
4	-0.00036	0.00021	-0.00210	-0.00018	0.00110	0.00001
5	-0.00311	0.00073	-0.00125	0.00073	0.00018	0.00000
6	-0.00042	0.00014	-0.00172	-0.00024	0.00085	0.00001
7	-0.00010	0.00007	-0.00069	0.00034	0.00010	0.00000

8  
 11  
 12  
 13  
 14  
 15  
 16  
 17  
 18  
 19  
 20  
 21  
 22  
 23  
 24  
 25  
 26  
 27  
 28  
 29  
 30  
 31  
 32  
 33  
 34  
 35  
 36  
 37  
 38  
 39  
 40  
 41

0.00024	0.00024	-0.01171	-0.00024	0.00024	0.00024	0.00024	0.00024
-0.00009	0.00002	-0.00020	0.00002	0.00017	0.00017	0.00017	0.00017
-0.00023	0.00023	-0.00078	0.00023	0.00077	0.00077	0.00077	0.00077
-0.00008	0.00008	-0.00119	0.00008	0.00019	0.00019	0.00019	0.00019
-0.00015	0.00031	-0.00767	0.00015	0.00029	0.00029	0.00029	0.00029
-0.00007	0.00001	0.00052	0.00007	0.00004	0.00004	0.00004	0.00004
-0.00091	-0.00577	-0.09111	-0.00091	-0.00045	-0.00045	-0.00045	-0.00045
-0.00004	-0.00002	-0.00032	-0.00004	-0.00017	-0.00017	-0.00017	-0.00017
-0.00002	-0.00010	-0.00398	-0.00002	-0.00019	-0.00019	-0.00019	-0.00019
-0.00003	-0.00021	-0.00809	-0.00003	-0.00010	-0.00010	-0.00010	-0.00010
-0.00001	-0.00005	-0.00340	-0.00001	-0.00012	-0.00012	-0.00012	-0.00012
-0.00002	-0.00001	-0.00343	-0.00002	-0.00004	-0.00004	-0.00004	-0.00004
-0.00000	-0.00001	-0.00056	-0.00000	-0.00006	-0.00006	-0.00006	-0.00006
-0.00001	-0.00001	-0.00073	-0.00001	-0.00013	-0.00013	-0.00013	-0.00013
0.00000	0.00003	0.00103	0.00000	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
0.00000	-0.00001	-0.00092	0.00000	-0.00009	-0.00009	-0.00009	-0.00009
-0.00000	0.00008	-0.00171	-0.00000	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
0.00001	-0.00000	-0.00107	0.00001	-0.00016	-0.00016	-0.00016	-0.00016
0.00002	0.00012	0.00442	0.00002	0.00012	0.00012	0.00012	0.00012
0.00002	-0.00000	-0.00113	0.00002	-0.00017	-0.00017	-0.00017	-0.00017
0.00064	-0.00047	-0.09246	0.00064	-0.00039	-0.00039	-0.00039	-0.00039
0.00006	-0.00000	-0.00072	0.00006	-0.00009	-0.00009	-0.00009	-0.00009
0.00013	0.00025	0.00384	0.00013	0.00009	0.00009	0.00009	0.00009
0.00007	-0.00000	-0.00099	0.00007	-0.00013	-0.00013	-0.00013	-0.00013
0.00013	0.00025	0.00664	0.00013	0.00010	0.00010	0.00010	0.00010
0.00008	-0.00001	-0.00129	0.00008	-0.00014	-0.00014	-0.00014	-0.00014
0.00012	0.00021	0.00925	0.00012	0.00004	0.00004	0.00004	0.00004
0.00009	-0.00001	-0.00166	0.00009	-0.00012	-0.00012	-0.00012	-0.00012
0.00011	-0.00020	-0.01369	0.00011	-0.00004	-0.00004	-0.00004	-0.00004
0.00010	-0.00002	-0.00210	0.00010	-0.00010	-0.00010	-0.00010	-0.00010
0.00010	0.00018	0.01704	0.00010	0.00002	0.00002	0.00002	0.00002
0.00011	-0.00003	-0.00261	0.00011	-0.00027	-0.00027	-0.00027	-0.00027
0.00010	0.00017	0.00891	0.00010	0.00013	0.00013	0.00013	0.00013
0.00012	-0.00003	-0.00517	0.00012	-0.00024	-0.00024	-0.00024	-0.00024

RESULTANT JOINT LOADS - SUPPORTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
1	2230.02979	4519.98047	5889.29687	563217.18750	-419251.11250	-281701.25000
42	-2238.02979	-165.95083	5288.49141	520081.62500	-501892.37500	-288499.81250

RESULTANT JOINT LOADS - FREE JOINTS

JOINT	X FORCE	Y FORCE	Z FORCE	X MOMENT	Y MOMENT	Z MOMENT
2	0.00000	-83.85077	-220.49980	-0.00448	-0.01453	-0.01229
3	-0.00000	-83.85077	-220.49980	-0.02100	-0.01084	-0.00000
4	0.00000	-83.85078	-220.49991	-0.00016	-0.01846	-0.01856
5	-0.00000	-83.85078	-220.49980	0.01014	-0.00542	-0.00000
6	0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00444	-0.01586	-0.01459
7	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00973	-0.00542	-0.00300
8	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00894	0.01726	-0.00507
9	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00931	-0.00542	-0.00000
10	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00146	0.00997	-0.00944
11	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00840	-0.00542	-0.00000
12	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00886	0.01069	-0.00524
13	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00849	-0.00542	-0.00000
14	0.00000	-326.87573	-809.99076	-0.18861	-0.00000	0.17348
15	-0.00000	-326.87573	-809.99076	0.00691	-0.00542	0.00000
16	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00273	-0.00000	0.00000
17	-0.00000	-83.85077	-220.49991	0.01302	-0.01084	-0.00000
18	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00173	-0.00377	-0.00010
19	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00606	-0.00542	-0.00000
20	0.00000	-83.85078	-220.49991	-0.00106	-0.00000	0.00000
21	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00577	-0.00542	-0.00000
22	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00021	-0.00000	0.01042
23	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00556	-0.00542	-0.00000
24	0.00000	-83.85077	-220.49991	-0.00003	-0.00000	0.01159
25	-0.00000	-83.85077	-220.49980	0.00467	-0.00542	-0.00000

26	0.00000	-83.85077	-220.49991	0.00084	0.00238	0.00558
27	0.00000	-83.95077	-220.49980	0.00446	-0.00562	0.00000
28	0.00000	-326.87573	-808.49976	0.00001	0.07103	0.08218
29	0.00000	-326.87573	-808.49976	0.00281	-0.00292	0.00000
30	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00264	0.01222	0.00229
31	0.00000	-83.67598	-220.49980	0.00590	-0.01084	0.00000
32	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00083	0.01167	0.00195
33	0.00000	-83.67598	-220.49980	0.00210	-0.00542	-0.00000
34	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00677	0.01466	0.00333
35	0.00000	-83.67598	-220.49980	0.00487	-0.00942	0.00000
36	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00187	0.01636	0.00117
37	0.00000	-83.67598	-220.49980	0.00129	-0.00542	0.00000
38	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00779	0.01318	-0.00077
39	0.00000	-83.67598	-220.49980	0.00088	-0.00582	0.00000
40	0.00000	-83.67598	-220.49991	-0.00716	0.01625	-0.00059
41	0.00000	-83.67598	-220.49991	0.00095	-0.01084	0.00000

296

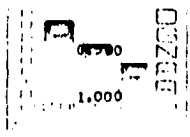
RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - SUPPORTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

RESULTANT JOINT DISPLACEMENTS - FREE JOINTS

JOINT	DISPLACEMENT			ROTATION		
	X DISP.	Y DISP.	Z DISP.	X ROT.	Y ROT.	Z ROT.
2	0.00261	0.00004	-0.00013	-0.00000	0.00036	0.00026
3	-0.00466	0.00717	-0.04019	-0.00116	0.00127	0.00027
4	0.01557	0.02499	-0.04011	-0.00116	0.00152	0.00056
5	0.00014	0.01802	-0.13112	-0.00209	0.00213	0.00057
6	0.03747	0.06848	-0.13124	-0.00209	0.00211	0.00089
7	0.00813	0.09156	-0.26499	-0.00286	0.00274	0.00090
8	0.04879	0.13329	-0.26510	-0.00286	0.00284	0.00124
9	0.01734	0.16503	-0.42212	-0.00346	0.00304	0.00126
10	0.06253	0.21608	-0.42154	-0.00394	0.00323	0.00164
11	0.02377	0.26678	-0.52261	-0.00394	0.00313	0.00163
12	0.07019	0.31447	-0.59162	-0.00394	0.00321	0.00203
13	0.00884	0.36497	-0.79734	-0.00439	0.00311	0.00205
14	0.05506	0.42083	-0.79792	-0.00439	0.00314	0.00245
15	-0.04333	0.42812	+0.10200	-0.00459	0.00269	0.00251
16	-0.36443	0.49492	-0.70203	-0.00458	0.00265	0.00268
17	-0.44943	0.44941	-0.74436	-0.00428	0.00249	0.00264
18	-0.39322	0.49019	-0.74436	-0.00428	0.00271	0.00279
19	-0.46301	0.42036	-0.79028	-0.00397	0.00285	0.00279
20	-0.42100	0.47822	-0.78030	-0.00397	0.00291	0.00283
21	-0.36091	0.49461	-0.03677	-0.00367	0.00314	0.00283
22	-0.44536	0.49014	-0.79727	-0.00367	0.00324	0.00280
23	-0.51538	0.38132	-0.79770	-0.00340	0.00353	0.00280
24	-0.45307	0.43488	-0.79770	-0.00340	0.00366	0.00271
25	-0.36091	0.49019	-0.79090	-0.00318	0.00399	0.00270
26	-0.47490	0.41363	-0.79099	-0.00318	0.00414	0.00255
27	-0.53793	0.34247	-0.74443	-0.00303	0.00449	0.00246
28	-0.47136	0.38744	-0.74440	-0.00303	0.00465	0.00232
29	-0.41139	0.38074	-0.79615	-0.00295	0.00507	0.00227
30	-0.39891	0.00042	-0.79607	-0.00295	0.00497	0.00190
31	-0.32369	-0.04416	-0.99400	-0.00286	0.00472	0.00188
32	-0.25877	-0.02025	-0.99403	-0.00286	0.00459	0.00152
33	-0.24592	-0.04055	-0.40049	-0.00263	0.00444	0.00151
34	-0.19448	-0.06420	-0.40051	-0.00263	0.00407	0.00117
35	-0.14563	-0.08149	-0.25164	-0.00226	0.00391	0.00116
36	-0.10646	-0.09118	-0.25155	-0.00226	0.00397	0.00094
37	-0.39364	-0.01353	-0.12353	-0.00171	0.00270	0.00083
38	-0.04513	-0.09081	-0.12373	-0.00171	0.00295	0.00052
39	-0.01991	-0.09081	-0.03637	-0.00097	0.00174	0.00052
40	-0.00924	0.00064	-0.03686	-0.00097	0.00139	0.00025
41	-0.00111	-0.00111	-0.00012	-0.00000	0.00043	0.00024





9	-12187.49	5	-5596.95	10	45.18	-267205.50	-45109.78	-188510.94
1	-195.51	11	55.84	9	5214.32	1685602.00	738008.69	1460099.00
9	-12187.49	5	-5596.95	10	45.18	-267205.50	-31675.07	-163899.62
1	-195.51	11	55.04	9	5214.32	1685602.00	775222.50	1489824.00
9	-12187.49	5	-5596.95	10	45.18	-267205.50	-18240.36	-139288.44
1		11		9				

MEMBER 4

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	-455.16	1701.22	-195.51	86004.19	1619866.00	1685601.00
	7 -6672.07	10 -2187.17	9 -11691.49	9 -443371.25	9 -110194.62	9 -267205.50
0.500	11 -455.16	9 1701.22	1 -195.51	86004.19	1404762.00	1667692.00
	7 -6672.07	10 -2187.17	9 -11691.49	9 -443371.25	9 -113791.69	9 -22695.19
1.000	11 -455.16	9 1701.22	1 -195.51	86004.19	1189658.00	1649784.00
	7 -6672.07	10 -2187.17	9 -11691.49	9 -443371.25	9 -117388.75	9 -186724.81
	11	9	1	1	9	9

MEMBER 5

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	-195.51	5 55.34	1 5108.27	1649784.00	492935.00	1174153.00
	9 -11195.50	5 -5431.45	1 45.18	9 -186724.81	9 -25784.79	9 -144567.19
0.500	11 -195.51	5 55.84	1 5108.27	1649784.00	520148.81	1203907.00
	9 -11195.50	5 -5431.45	1 45.18	9 -186724.81	9 -16919.21	9 -121563.44
1.000	11 -195.51	5 55.84	1 5108.27	1649784.00	557362.44	1233661.00
	9 -11195.50	5 -5431.45	1 45.18	9 -186724.81	9 -15990.08	9 -98559.75
	11	5	1	9	9	9

MEMBER 6

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	-448.42	10 1469.79	9 -195.51	56847.18	1275241.00	1649783.00
	7 -6533.76	10 -2081.23	9 -10699.49	9 -454239.44	9 -82085.87	9 -186724.81
0.500	11 -448.42	9 1469.79	1 -195.51	56847.18	1074715.00	1633917.00
	7 -6533.76	10 -2001.23	9 -10699.49	9 -454239.44	9 -84750.12	9 -147719.19
1.000	11 -448.42	9 1469.79	1 -195.51	56847.18	874189.37	1618051.00
	7 -6533.76	10 -2081.23	9 -10699.49	9 -454239.44	9 -89414.37	9 -108713.56
	11	9	1	1	9	9

MEMBER 7

DISTANCE FROM START  
 0.0  
 0.500  
 1.000

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	-195.51	55.84	5108.27	1618051.00	279175.75	944775.94
	1	-10203.49	-5265.96	45.18	-108713.56	-21073.36	-103818.50
0.500	FR	-195.51	55.84	5108.27	1618051.00	316389.56	974529.75
	1	-10203.49	-5265.96	45.18	-108713.56	-20749.22	-82442.25
1.000	FR	-195.51	55.84	5108.27	1618051.00	353603.31	1004283.50
	1	-10203.49	-5265.96	45.18	-108713.56	-20415.09	-61046.11

MEMBER 8

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	-434.88	1137.34	-195.51	29854.19	950966.44	1618051.00
	1	-6513.04	-2006.26	-9707.49	-478835.44	-57027.46	-108713.56
0.500	FR	-434.88	1137.34	-195.51	29854.19	775894.62	1607293.00
	1	-6513.04	-2006.26	-9707.49	-478835.44	-60533.45	-72531.19
1.000	FR	-434.88	1137.34	-195.51	29854.19	600823.00	1596535.00
	1	-6513.04	-2006.26	-9707.49	-478835.44	-64079.43	-36348.87

MEMBER 9

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	-195.51	55.84	5108.27	1596535.00	101208.31	761596.00
	1	-9211.50	-5100.46	45.18	-36348.87	-25498.39	-65933.81
0.500	FR	-195.51	55.84	5108.27	1596535.00	138422.06	791349.75
	1	-9211.50	-5100.46	45.18	-36348.87	-25129.25	-50823.97
1.000	FR	-195.51	55.84	5108.27	1596535.00	175635.81	821103.56
	1	-9211.50	-5100.46	45.18	-36348.87	-24840.11	-51030.79

MEMBER 10

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	-434.39	1018.27	-195.51	27519.25	695341.56	1296535.00
	1	-6513.52	-1848.88	-8715.49	-470700.44	-45021.35	-36348.86
0.500	FR	-434.39	1018.27	-195.51	27519.25	544321.87	1586289.00
	1	-6513.52	-1848.88	-8715.49	-470700.44	-65216.20	-4335.55
1.000	FR	-434.39	1018.27	-195.51	27519.25	393302.37	1570044.00
	1	-6513.52	-1848.88	-8715.49	-470700.44	-85411.00	-27717.77

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR						
	9	-195.51	55.84	5108.27	1576044.00	12296.50	611931.75
	1	-8219.49	-4934.96	45.18	2777.77	-53984.56	-79001.87
0.500	FR						
	9	-195.51	55.84	5108.27	1576044.00	22431.29	641685.50
	1	-8219.49	-4934.96	45.18	2777.77	-36985.54	-79408.62
1.000	FR						
	9	-195.51	55.84	5108.27	1576044.00	43861.35	671439.31
	1	-8219.49	-4934.96	45.18	2777.77	-31454.56	-7985.50

## MEMBER 12

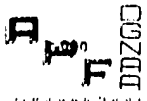
DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR						
	5	-446.66	1488.67	-173.46	26963.30	536612.44	1576044.00
	1	-6407.84	-1492.37	-7723.49	-405126.56	-81427.00	2777.75
0.500	FR						
	5	-446.66	1488.67	-173.46	26963.30	385606.44	1550472.00
	1	-6407.84	-1492.37	-7723.49	-405126.56	-84054.06	27808.83
1.000	FR						
	5	-446.66	1488.67	-173.46	26963.30	234800.31	1524902.00
	1	-6407.84	-1492.37	-7723.49	-405126.56	-88201.12	14623.43

## MEMBER 13

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR						
	5	322.53	55.84	5108.27	1524902.00	18761.44	439734.31
	1	-7227.50	-4769.47	45.18	14623.43	-160911.31	-85019.44
0.500	FR						
	5	322.53	55.84	5108.27	1524902.00	24162.32	469508.37
	1	-7227.50	-4769.47	45.18	14623.43	-123672.06	-85426.50
1.000	FR						
	5	322.53	55.84	5108.27	1524902.00	29563.19	499202.62
	1	-7227.50	-4769.47	45.18	14623.43	-89798.62	-85833.62

## MEMBER 14

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT	
						Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR						
	5	55.84	5108.27	322.53	29563.19	499282.19	1524901.00
	1	-4444.99	45.18	-5261.50	-89798.62	-85833.56	14623.41
0.500	FR						
	5	55.84	5108.27	322.53	29563.19	49920.52	1052386.00


  
 BOZOC

5	-4466.90	1	45.18	5	-5261.50	-89798.62	-90940.00	-14122.00
11	55.84	0	5108.27	1	462.91	29563.19	-487.96	579972.12
5	-4466.90	1	45.18	3	-5261.50	-89798.62	-74093.87	-42867.43
11	55.84	0	5108.27	1	462.91	29563.19	-487.96	579972.12

MEMBER 15

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	462.91	55.84	5108.27	579972.12	29563.18	-487.95
	-3295.50	-4124.32	-119.34	-42867.43	-89798.62	-474093.87
0.500	462.91	55.84	5108.27	574872.12	28693.80	6756.23
	-3295.50	-4124.32	-119.34	-42867.43	-61841.50	-444340.12
1.000	462.91	55.84	5108.27	579972.12	27824.43	17063.41
	-3295.50	-4124.32	-119.34	-42867.43	-33484.34	-414586.50

MEMBER 16

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	724.09	186.02	2799.50	17869.07	294667.75	42867.42
	-890.49	-6500.09	-462.91	-301645.94	-35145.91	-579871.94
0.500	724.09	186.02	2799.50	17869.07	334156.25	47717.65
	-890.49	-6500.09	-462.91	-301645.94	-31689.72	-464965.44
1.000	724.09	186.02	2799.50	17869.07	383644.94	56578.64
	-890.49	-6500.09	-462.91	-301645.94	-28233.54	-350058.94

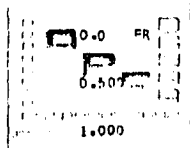
MEMBER 17

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	462.91	55.84	5108.27	350058.94	88176.75	12175.63
	-2303.50	-4084.25	-340.00	-56578.64	-27752.62	-484573.81
0.500	462.91	55.84	5108.27	350058.94	103781.62	20875.32
	-2303.50	-4084.25	-340.00	-56578.64	-27423.48	-454820.00
1.000	462.91	55.84	5108.27	350058.94	132409.69	29575.02
	-2303.50	-4084.25	-340.00	-56578.64	-27094.34	-425066.25

MEMBER 18

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
---------------------	-------	---------------	---------	---------	-----------	-----------





	1	724.09	342.05	1807.50	14022.10	394195.00	56578.63
	9	-734.46	-6500.09	-462.91	-206939.31	-40071.29	-350058.94
	1	724.09	342.05	1807.50	14022.10	426147.31	65439.62
	9	-734.46	-6500.09	-462.91	-206939.31	-36615.11	-235152.37
	1	724.09	342.05	1807.50	14022.10	458049.62	74300.56
	9	-734.46	-6500.09	-462.91	-206939.31	-33158.93	-120246.00

MEMBER 19

DISTANCE FROM START	FORCE			MOMENT		
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	462.91	55.84	5108.27	120246.00	177597.00	24687.23
	-1311.50	-4084.25	-560.66	-74300.56	-22206.56	-470253.56
0.500	462.91	55.84	5108.27	120246.00	214810.75	31779.39
	-1311.50	-4084.25	-560.66	-74300.56	-21877.42	-440499.75
1.000	462.91	55.84	5108.27	120246.00	252024.56	38811.57
	-1311.50	-4084.25	-560.66	-74300.56	-21548.28	-410746.12

MEMBER 20

DISTANCE FROM START	FORCE			MOMENT		
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	851.38	489.15	837.96	13084.61	466359.44	74300.50
	-565.72	-6484.65	-462.91	-121399.12	-42474.93	-120246.00
0.500	851.38	489.15	837.96	13084.61	481066.50	83133.56
	-565.72	-6484.65	-462.91	-121399.12	-38948.95	-64814.60
1.000	851.38	489.15	837.96	13084.61	495773.81	113691.25
	-565.72	-6484.65	-462.91	-121399.12	-35422.96	-56727.79

MEMBER 21

DISTANCE FROM START	FORCE			MOMENT		
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	462.91	55.84	5108.27	56722.79	273227.37	33983.77
	-541.97	-4084.25	-781.32	-113651.25	-16464.99	-431133.50
0.500	462.91	55.84	5108.27	56722.79	310466.75	39472.20
	-541.97	-4084.25	-781.32	-113651.25	-16135.62	-401359.25
1.000	462.91	55.84	5108.27	56722.79	347706.06	44960.62
	-541.97	-4084.25	-781.32	-113651.25	-15806.26	-371585.12

MEMBER 22

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	1 851.38	8 642.09	4 541.97	21453.62	508186.94	113651.25
	8 -619.58	1 -6484.65	3 -462.91	-26852.61	-42556.28	-56722.77
0.500	1 851.38	8 642.09	4 541.97	21453.62	505003.87	230599.75
	8 -619.58	1 -6484.65	3 -462.91	-26852.61	-39030.30	-44630.97
1.000	1 851.38	8 642.09	4 541.97	21453.62	501820.56	34758.44
	8 -619.58	1 -6484.65	3 -462.91	-26852.61	-35504.31	-40539.17

MEMBER 23

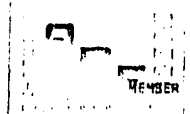
DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	763.25	55.84	5108.27	40539.17	343116.94	40072.84
	5 -541.97	8 -4084.25	1 -1001.98	-347548.44	-12924.59	-367172.50
0.500	763.25	55.84	5108.27	40539.17	380305.12	43947.32
	5 -541.97	8 -4084.25	1 -1001.98	-347548.44	-10394.06	-337439.19
1.000	763.25	55.84	5108.27	40539.17	417493.37	47821.81
	5 -541.97	8 -4084.25	1 -1001.98	-347548.44	-10065.15	-307705.94

MEMBER 24

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	560.53	838.86	541.97	97282.25	509430.94	347548.44
	5 -731.20	8 -6523.12	4 -1259.25	-10303.66	-41928.11	-40539.16
0.500	560.53	838.86	541.97	97282.25	487932.31	467563.19
	5 -731.20	8 -6523.12	4 -1259.25	-10303.66	-38331.01	-32669.78
1.000	560.53	838.86	541.97	97282.25	466433.87	587570.00
	5 -731.20	8 -6523.12	4 -1259.25	-10303.66	-34733.93	-47472.79

MEMBER 25

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	1755.25	55.84	5108.27	47472.79	388280.75	42543.00
	5 -541.97	8 -4084.25	1 -1222.64	-587578.00	-9853.64	-276156.37
0.500	1755.25	55.84	5108.27	47472.79	425519.94	44814.21
	5 -541.97	8 -4084.25	1 -1222.64	-587578.00	-4848.00	-246302.06
1.000	1755.25	55.84	5108.27	47472.79	462759.25	47085.41



6	-541.97	5	-4084.25	1	-1222.64	8	-587578.00	4	-4518.64	9	-216608.00
4		1		8		6		9		1	

MEMBER 26

DISTANCE FROM START	FORCE		TORSION		MOMENT	
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	1220.50	892.84	541.97	136698.31	492319.87	587578.00
	1 -990.33	8 -6425.41	4 -2251.25	8 -26884.79	9 -34073.55	1 -47472.73
0.500	1220.50	892.84	541.97	136698.31	452482.12	706056.87
	1 -990.33	8 -6425.41	4 -2251.25	8 -26884.79	9 -30468.50	1 -63935.97
1.000	1220.50	892.84	541.97	136698.31	412644.50	824535.56
	1 -990.33	8 -6425.41	4 -2251.25	8 -26884.79	9 -26883.46	1 -80399.19

MEMBER 27

DISTANCE FROM START	FORCE		TORSION		MOMENT	
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	2747.29	55.84	5108.27	80399.19	402265.25	42393.14
	6 -541.97	5 -4084.25	1 -1443.30	8 -824535.56	9 -7735.01	1 -164756.06
0.500	2747.25	55.84	5108.27	80399.19	439479.00	43055.28
	6 -541.97	5 -4084.25	1 -1443.30	8 -824535.56	9 -2184.03	1 -139350.94
1.000	2747.25	55.84	5108.27	80399.19	476692.81	43717.41
	6 -541.97	5 -4084.25	1 -1443.30	8 -824535.56	9 -3357.98	1 -117218.19

MEMBER 28

DISTANCE FROM START	FORCE		TORSION		MOMENT	
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	5108.27	339.21	541.97	43717.41	476692.31	824535.44
	1 -1873.40	9 -4084.25	4 -4622.50	10 -117218.19	1 -3357.97	8 -80389.19
0.500	5108.27	339.21	541.97	43717.41	102177.81	1200286.00
	1 -1873.40	9 -4084.25	7 -4622.50	10 -117218.19	1 -34152.79	8 -83472.19
1.000	5108.27	339.21	541.97	43717.41	91978.06	1576037.00
	1 -1873.40	9 -4084.25	7 -4622.50	10 -117218.19	1 -373847.50	8 -86545.31

MEMBER 29

DISTANCE FROM START	FORCE		TORSION		MOMENT	
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0 FR	6589.50	740.31	5108.27	86545.31	91927.94	43717.41
	1 -312.27	9 -4084.25	1 -2303.50	8 -1576037.00	1 -373847.50	10 -117218.19

0.500  
1.000

0.000  
0.500  
1.000

7	6588.50	1	769.31	8	5108.27	86545.31	92364.75	3813.00
1	-312.27	11	-4084.25	8	-2303.50	-1576037.00	-336633.69	-95085.44
7	6588.50	1	769.31	8	5108.27	86545.31	92801.62	32508.59
1	-312.27	11	-4084.25	8	-2303.50	-1576037.00	-299420.12	-72952.62

MEMBER 30

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING		
0.0 FR	6531.39	771.33	301.78	164736.44	81450.50	1576037.00		
1	-1826.31	11	-1578.69	8	-7034.50	-50875.21	-254178.00	-86545.19
0.500	6531.39	771.33	301.78	164736.44	78131.87	1569875.00		
1	-1826.31	11	-1578.69	8	-7034.50	-50875.21	-381237.94	-50030.33
1.000	6531.39	771.33	301.78	164736.44	74813.25	1563714.00		
1	-1826.31	11	-1578.69	8	-7034.50	-50875.21	-508297.94	-43019.28

MEMBER 31

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING		
0.0 FR	7480.50	989.51	5108.27	43019.28	87840.87	37200.85		
1	-301.78	11	-4084.25	8	-2524.16	-1563714.00	-489351.56	-214568.81
0.500	7480.50	989.51	5108.27	43019.28	80277.62	29952.26		
1	-301.78	11	-4084.25	8	-2524.16	-1563714.00	-452137.75	-184815.06
1.000	7480.50	989.51	5108.27	43019.28	88714.50	22783.67		
1	-301.78	11	-4084.25	8	-2524.16	-1563714.00	-414924.00	-155861.31

MEMBER 32

DISTANCE FROM START	AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	MOMENT Y BENDING	Z BENDING		
0.0 FR	6467.46	1315.21	301.78	199104.81	76428.37	1563712.00		
1	-1814.40	11	-1910.39	8	-7926.50	-50136.87	-349600.56	-43019.29
0.500	6467.46	1315.21	301.78	199104.81	54796.89	154504.00		
1	-1814.40	11	-1910.39	8	-7926.50	-50136.87	-541515.31	-57374.32
1.000	6467.46	1315.21	301.78	199104.81	53930.50	152786.00		
1	-1814.40	11	-1910.39	8	-7926.50	-50136.87	-687350.06	-71729.37

MEMBER 33

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.500	FR	8372.50	1209.71	5108.27	71729.37	59321.25	28062.47
	1	-301.78	-4084.25	-2744.82	-1527896.00	-613086.50	-369076.75
	8	8372.50	1209.71	5108.27	71729.37	59758.08	19249.75
1.000	1	-301.79	-4084.25	-2744.82	-1527896.00	-575872.69	-339323.12
	8	9372.50	1209.71	5108.27	71729.37	60194.91	10437.02
	1	-301.78	-4084.25	-2744.82	-1527896.00	-538658.94	-309569.31

MEMBER 34

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	6500.09	1266.96	301.78	161990.87	42544.12	1527896.00
	1	-2042.51	-1995.27	-8818.50	-43624.16	-599789.12	-71729.31
	8	6500.09	1266.96	301.78	161990.87	46000.31	1315096.00
0.500	1	-2042.51	-1995.27	-8818.50	-43624.16	-755678.56	-88791.62
	8	6500.09	1266.96	301.78	161990.87	49486.50	1502296.00
	1	-2042.51	-1995.27	-8818.50	-43624.16	-911569.19	-10584.00

MEMBER 35

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	9264.50	1429.91	5108.27	105834.00	54617.24	15324.80
	1	-301.78	-4084.25	-2965.48	-1502296.00	-739121.56	-530031.81
	8	9264.50	1429.91	5108.27	105834.00	54946.38	4908.10
0.500	1	-301.78	-4084.25	-2965.43	-1502296.00	-721908.44	-500278.50
	8	9264.50	1429.91	5108.27	105834.00	55275.51	-5508.61
	1	-301.78	-4084.25	-2965.48	-1502296.00	-684695.25	-470525.31

MEMBER 36

DISTANCE FROM START		AXIAL	FORCE Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING
0.0	FR	6500.09	1383.74	301.78	151441.00	35190.50	1502295.00
	1	-2198.54	-2151.30	-9710.50	-42980.87	-816864.44	-105854.00
	8	6500.09	1383.74	301.78	151441.00	38646.69	1489495.00
0.500	1	-2198.54	-2151.30	-9710.50	-42980.87	-788523.44	-125668.94
	8	6500.09	1383.74	301.78	151441.00	42102.87	1474694.00
	1	-2198.54	-2151.30	-9710.50	-42980.87	-1160192.00	-145483.81

MEMBER 37  
 DISTANCE FROM START  
 0.0 FR

DISTANCE FROM START		FORCE				MOMENT	
AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING		
0.0	FR	10156.50	1650.11	5108.27	145483.81	60163.29	-620.84
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3186.14	-1476694.00	-927427.69	-713287.81
0.500		10156.50	1650.11	5108.27	145483.81	60492.43	-12641.93
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3186.14	-1476694.00	-890243.75	-683533.87
1.000		10156.50	1650.11	5108.27	145483.81	60821.57	-19801.88
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3186.14	-1476694.00	-853029.81	-653780.06

MEMBER 38

DISTANCE FROM START		FORCE				MOMENT	
AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING		
0.0	FR	6500.09	1500.52	301.78	155526.62	25567.69	1476644.00
		1	11	8	10	9	10
		-2354.57	-2307.34	10602.50	-60446.77	-1065475.00	-145483.75
0.500		6500.09	1500.52	301.78	155526.62	29024.07	1463894.00
		1	11	8	10	9	10
		-2354.57	-2307.34	10602.50	-60446.77	-1252901.00	-168031.00
1.000		6500.09	1500.52	301.78	155526.62	32480.26	1451044.00
		1	11	8	10	9	10
		-2354.57	-2307.34	10602.50	-60446.77	-1440310.00	-190618.31

MEMBER 39

DISTANCE FROM START		FORCE				MOMENT	
AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING		
0.0	FR	11048.50	1870.31	5108.27	190618.31	65709.31	-15491.89
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3406.80	-1451094.00	-1118092.00	-918842.62
0.500		11048.50	1870.31	5108.27	190618.31	66038.69	-15695.39
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3406.80	-1451094.00	-1080852.00	-889068.25
1.000		11048.50	1870.31	5108.27	190618.31	66368.06	-15938.90
		1	9	1	1	1	1
		-301.78	-4084.25	-3406.80	-1451094.00	-1043612.94	-859993.81

MEMBER 40

DISTANCE FROM START		FORCE				MOMENT	
AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING		
0.0	FR	6500.09	1617.30	301.78	173691.75	13663.77	1451094.00
		1	11	8	10	9	10
		-2510.60	-2463.36	-11494.50	-80194.81	-134555.70	-190618.31
0.500		6500.09	1617.30	301.78	173691.75	17119.95	1438294.00
		1	11	8	10	9	10
		-2510.60	-2463.36	-11494.50	-80194.81	-1548753.00	-215938.19

1.000

MEMBER

9	6500.09	9	1617.30	1	301.78	9	173691.75	1	20576.14	9	1425494.00
1	-2510.60	11	-2463.36	8	-11494.50	10	-80194.81	9	-1751950.00	8	-241258.12
8		8		1		9		1		9	

41

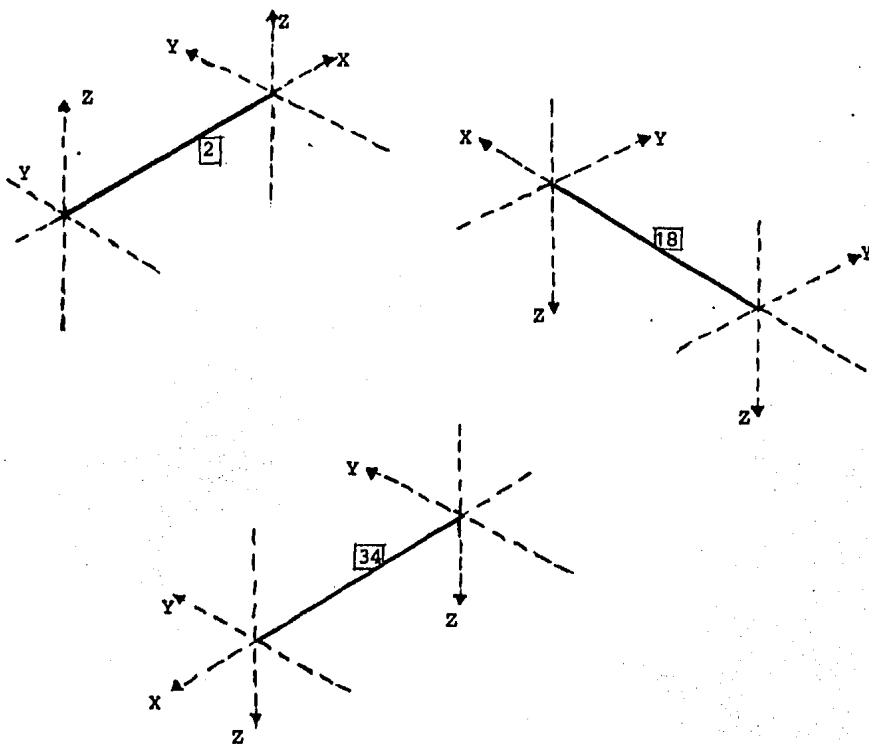
308

DISTANCE FROM START	FORCE			MOMENT								
	AXIAL	Y SHEAR	Z SHEAR	TORSION	Y BENDING	Z BENDING						
0.0 FR	1	11940.50	9	2090.51	1	5108.27	9	241258.12	9	71255.81	8	-8394.48
	8	-301.78	9	-4084.25	1	-3627.46	9	-1425494.00	9	-1330974.00	8	-1146656.00
0.500	1	11940.50	9	2090.51	1	5108.27	9	241258.12	9	71585.00	8	-8637.81
	8	-301.78	9	-4084.25	1	-3627.46	9	-1425494.00	9	-1293760.00	8	-1116902.00
1.000	1	11940.50	9	2090.51	1	5109.27	9	241258.12	9	71914.12	8	-8881.15
	8	-301.78	9	-4084.25	1	-3627.46	9	-1425494.00	9	-1256567.00	8	-1087148.00

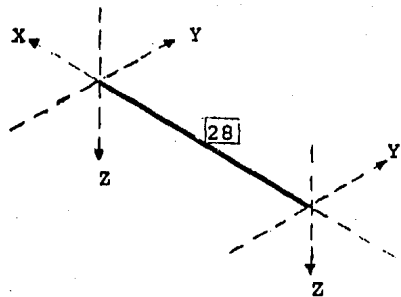
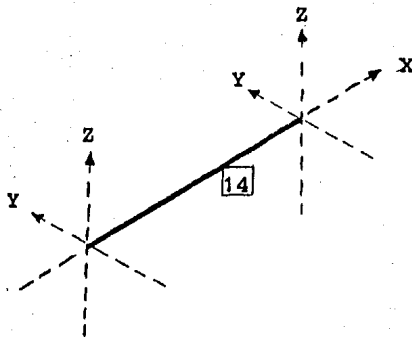
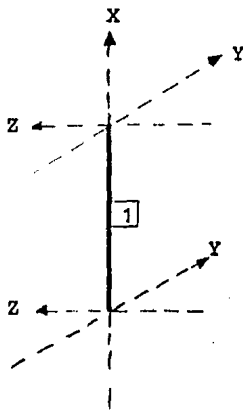
#### V.4 INTERPRETACION DE RESULTADOS

Como se puede observar en el listado de computadora -- anexo, los resultados se presentan en forma tabulada, para cada condición de carga, con títulos que identifican claramente los datos o resultados correspondientes, antes mencionados.

Para una fácil interpretación de resultados es conveniente construir un sistema local de coordenadas en los --- extremos de cada barra de la manera descrita anteriormente, por ejemplo, para las barras indicadas se tiene:







## V.5 DISEÑO DE LA ESCALERA HELICOIDAL

### Generalidades.

Una vez analizada la estructura de la manera en que se detalló anteriormente se procederá a su diseño, para lo -- cual se utilizará la teoría de Matock en la que se basa el procedimiento del Reglamento del A.C.I.

Se ha decidido utilizar esta metodología para el diseño por torsión, principalmente, en virtud de que el R.C.D. F. adolece de un soporte teórico adecuado para el diseño de miembros sujetos a los efectos de torsión, flexión y -- cortante combinados.

A continuación se resumirá la metodología utilizada, que desde luego cumple con los requisitos del Reglamento - del A.C.I.

Una vez definidos los elementos mecánicos últimos del análisis ( $T_u$ ,  $M_u$ , y  $V_u$ ) en todas sus direcciones, se procederá como sigue:

- A) - Se verifica si se pueden despreciar los efectos de torsión para lo cual se debe cumplir:

$$T_u \leq \phi(0.13\sqrt{F_c'} \Sigma X^2Y)$$

de lo contrario, hay que proporcionar refuerzo - para este efecto.

- B) - Se procede a calcular el momento torsionante que resiste el concreto ( $T_c$ ) en base a sus características geométricas y a la calidad del material que lo compone. Si sucede:

$$\phi T_c < T_u$$

hay que proporcionar refuerzo para resistir la diferencia.

- C) - Los requisitos de refuerzo por cortante se suman a los requisitos de torsión para determinar las dimensiones y separación de estribos.
- D) - De manera semejante, se añaden varillas longitudinales a las de flexión y fuerza axial.

En el caso particular que nos ocupa el refuerzo estará formado por anillos en ambos sentidos. Lo anterior se hará dadas las características geométricas del elemento, y para garantizar una adecuada transmisión de esfuerzos ---- entre las barras.

A continuación se detallará la metodología del diseño para las barras 1, 2 y 14, cuyas propiedades se indican -- posteriormente.

Se entiende que estas barras son las que están sometidas a los elementos mecánicos más desfavorables. El resto de las barras se armará en forma similar para evitar exceso de detalles de armado. Al final se presenta el armado - de la escalera.

Diseño de la Escalera Helicoidal.

====> BARRA 1 <====

Para la barra 1, primer peralte, se consideran las --  
siguientes figuras:

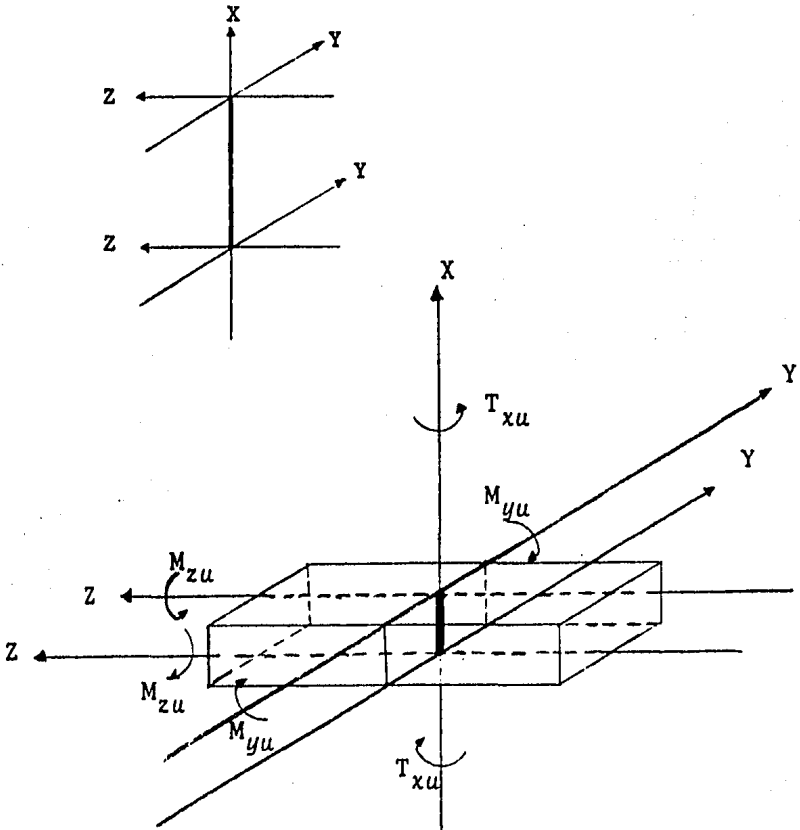


Fig. 22 Orientación de la barra 1, y dirección de sus elementos mecánicos.

De los resultados del programa de computadora, que se anexaron anteriormente, hemos escogido los elementos mecánicos que se enlistan a continuación, que son, desde luego, los más desfavorables para la barra que se está diseñando para todas las condiciones de carga a que estuvo sujeta. - Es importante aclarar que estos resultados ya han sido -- afectados por los factores de carga que especifica el Reglamento del A.C.I.

--- Para la combinación de carga muerta más carga viva serán:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

--- Para la combinación de carga muerta más carga viva, más carga accidental (sismos), serán:

$$U = 0.75(1.4CM + 1.7CV + 1.87CS)$$

$$6 \quad U = 0.90CM + 1.43CS$$

Los resultados obtenidos del análisis son:

$$A_{xu} = 13.18 \quad t$$

$$V_{yu} = 5.76 \quad t$$

$$V_{zu} = 5.38 \quad t$$

$$T_{xu} = 17.09 \quad t\text{-m}$$

$$M_{yu} = 10.19 \quad t\text{-m}$$

$$M_{zu} = 17.13 \quad t\text{-m}$$

Con los datos anteriores procederemos a diseñar por torsión el elemento especificado considerando, por supuesto, la interacción del momento flexionante y la fuerza cortante.

I - Revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de torsión.

Se pueden despreciar si se cumple la siguiente expresión:

$$T_u \leq \phi(0.13 \sqrt{F_c} \Sigma X^2 Y) \quad \text{---- (1)}$$

donde:  $T_u$  = Momento torsional afectado por el factor de carga en la sección.

$\phi$  = Factor de reducción de resistencia, para este caso,  $\phi = 0.85$

$\Sigma X^2 Y$  = Propiedades de la sección torsional, donde "X" es la menor dimensión de la parte rectangular de una sección transversal y "Y" la mayor.

sustituyendo:

$$\Sigma X^2 Y = 25^2 \times 180 = 112,500 \text{ cm}^3$$

$$T_u = 17.09 \text{ t-m}$$

por lo tanto:

$$0.85(0.13 \sqrt{400} \times 112,500) = 2.48 \times 10^5 \text{ kg-cm} \\ = 2.48 \text{ t-m}$$

como:

17.09 > 2.48 se concluye que se debe de proporcionar refuerzo por torsión.

II - Cálculo del área requerida de estribos a torsión considerando el cortante actuando en "Z".

El Reglamento del A.C.I. nos pide tomar en cuenta la siguiente expresión para tomar en cuenta este efecto:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u - \phi T_c)}{\phi f_y \alpha t x_1 y_1} \quad \text{---- (2)}$$

donde:  $A_t$  = Área de una rama de un estribo cerrado que resiste la torsión en una distancia "s", en  $\text{cm}^2$

s = Separación del refuerzo por torsión o cortante en dirección paralela al refuerzo longitudinal en cm.

$T_c$  = Momento torsional resistente nominal proporcionado por el concreto.

$\alpha t$  = coeficiente que es función de  $(x_1/y_2)$ .

$x_1$  = la menor dimensión centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

$y_2$  = la mayor dimensión centro a centro de un estribo rectangular cerrado.

El momento torsional resistente del concreto,  $T_c$ , se calcula con la siguiente expresión:

$$T_c = \frac{0.2 \sqrt{f_c} \Sigma X^2 Y}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.4 V_u}{C_t T_u} \right)^2}} \quad \text{---- (3)}$$

donde:  $V_u$  = Fuerza cortante afectada por el factor de carga en la sección, para este caso  $V_{zu}$ .

$C_t$  = Factor que relaciona las propiedades de los --- esfuerzos torsionales y por cortante con la siguiente expresión:

$$C_t = \frac{b_w d}{\Sigma X^2 d} \quad \text{---- (4)}$$

donde:  $b_w$  = Ancho del alma de una sección rectangular.

$d$  = Distancia de la fibra extrema en compresión al refuerzo longitudinal en tensión.

sustituyendo:

$$C_t = \frac{25 \times 175}{25^2 \times 180} = 0.0389 \text{ 1/cm}$$

por lo tanto:

$$T_c = \frac{0.2 \sqrt{400} \times 112,500}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.40 \times 5380}{0.0389 \times 1709000} \right)^2}}$$

$$T_c = 449,764.4 \text{ kg-cm}$$

por otro lado, el Reglamento del A.C.I. especifica que:

$$T_u < \phi(5 T_c) \quad \text{---- (5)}$$

en este caso:

$$17.09 < 0.85(5 \times 449764.4)$$

$$17.09 < 19.10$$



por lo que se cumple la condición anterior.

Para valuar  $x_1$ ,  $y_1$ , y  $\alpha t$ , supondremos un recubrimiento de 5 cm y anillos con varillas del #4, obteniendo:

$$x_1 = 25 - 2(4.2 + 0.64) = 15.32 \text{ cm}$$

$$y_1 = 180 - 2(4.2 + 0.64) = 170.32 \text{ cm}$$

$$\alpha t = 0.66 + 0.33(170.32/15.32) = 4.32 \text{ cm}$$

(como  $\alpha t$  es mayor que 1.5, se tomará este último valor)

Sustituyendo en la expresión (2) tendremos:

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{1,709,000 - 0.85 \times 449,764.42}{0.85 \times 4000 \times 1.5 \times 15.32 \times 170.32} \\ &= 0.0997 \end{aligned}$$

### III - Cálculo del área requerida de estribos por cortante.

Según el Reglamento del A.C.I. se empleará la siguiente expresión para calcular la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto:

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{F_c'} b_w d}{\sqrt{1 + (2.5 C_t T_u / V_u)^2}} \quad \text{---- (6)}$$

sustituyendo:

$$V_c = \frac{0.53 \sqrt{400} \times 25 \times 175}{\sqrt{1 + (2.5 \times 0.0389 \times 1709000 / 5380)^2}}$$

$$V_c = 1,500.4 \text{ kg}$$

Sabiendo que el cortante último debe ser igual a:

$$V_u = \phi(V_c + V_s) \quad \text{---- (7)}$$

despejando:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad \text{---- (8)}$$

sustituyendo:

$$V_s = 5380 / 0.85 - 1500.4 = 4,829.0 \text{ kg}$$

por lo que el acero necesario será:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{V_s}{f_y d} \quad \text{---- (9)}$$

sustituyendo:

$$\frac{A_s}{s} = \frac{4829}{4000 \times 17.5} = 0.0069$$

IV - Requisitos para estribos de cortante y torsión combinados.

De los cálculos anteriores hemos obtenido la cuantía - por unidad de longitud de refuerzo necesario para resistir los efectos tanto de torsión como de cortante por lo que a continuación se obtendrá la separación de estribos para el elemento que estamos diseñando. La cuantía total será:

$$\frac{A_t}{s} + \frac{A_v}{2s} \quad \text{---- (10)}$$

sustituyendo:  $p = 0.0997 + 0.00345 = 0.104,$

si ocupamos varilla del #4, ( $A = 1.27 \text{ cm}^2$ )

$$s = 1.27/0.104 = 12.21 \text{ cm}$$

se dejaran del #4 @ 10 cm.

Es importante revisar que esta separación sea menor - que:

$$\begin{aligned} (x_1 + y_1)/4 &= (15.32 + 170.32)/4 = 46.41 \text{ cm} \\ d/2 &= 175.5/2 = 87.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

por lo tanto rige la separación de estribos del #4 @ 10 cm.

V - Verificar el área mínima de estribos.

Cuando el momento torsional factorizado ( $T_u$ ), es mayor que la expresión dada en el punto I y se requiere refuerzo en el alma, el área mínima de estribos se debe calcular con la siguiente expresión:

$$A_v + 2A_t = \frac{3.5 b_w s}{f_y} \quad \text{---- (11)}$$

sustituyendo:

$$3.5 \times 25 \times 10 / 4000 = 0.22 \text{ cm}^2 < 2 \times 1.27 \text{ cm}^2$$

por lo que se cumple este requisito.

VI - Cálculo del refuerzo longitudinal a torsión considerando el cortante en "Z".

Según el Reglamento, el área requerida de varillas -- longitudinales distribuidas alrededor del perímetro de los estribos cerrados  $A_t$  se calculará por medio de cualquiera de las dos expresiones siguientes:

$$A_\ell = 2 \left( \frac{A_t}{s} \right) (x_1 + y_1) \quad \text{---- (12)}$$

$$A_{\ell} = \left( \frac{28xs}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + V_u/3C_t} \right) - 2A_x \right) \frac{x_1 + y_1}{s} \quad \dots (13)$$

el que sea mayor de las anteriores. El valor calculado con la expresión (13) no debe exceder del obtenido al sustituir:

$$(3.5 b_w s/f_y) \quad \text{por} \quad (2A_x)$$

sustituyendo valores en la primera expresión:

$$A_{\ell} = 2(0.0997)(15.32 + 170.32)$$

$$A_{\ell} = 18.51 \quad \text{cm}^2$$

por otra parte:

$$(3.5 b_w s/f_y) = 0.22 < 2 \times 0.0997 \times 10 = 1.99$$

por lo que usaremos el valor de  $2A_x$ , sustituyendo en la segunda expresión:

$$A_{\ell} = \left( \frac{28 \times 25 \times 10}{4000} \left( \frac{1,709,000}{1709000 + 5380/3 \times 0.0389} \right) - 1.99 \right) (15.32 + 170.32)/10$$

$$A_{\ell} = -5.31 \quad \text{cm}^2$$

rige la primera expresión, por lo que el área de acero longitudinal por torsión será de  $18.51 \text{ cm}^2$

VII - Cálculo de refuerzo a flexión en "Y".

De los datos antes enlistados sabemos que  $M_{yu} = 10.19$  t-m, siguiendo el diseño elástico que indica el Reglamento del A.C.I. tendremos la siguiente relación:

$$\frac{M_u}{\phi f'_y b d^2} \quad \text{---- (14)}$$

sustituyendo:

$$(10.19 \times 10^5) / (0.9 \times 4000 \times 25 \times 177.2^2) = 0.0036$$

usando las ayudas de diseño del Reglamento A.C.I. (Diseño de Estructuras de Concreto Conforme al Reglamento A.C.I., tomo 1, pag. 182) tenemos el siguiente factor:

$$w = 0.0036$$

finalmente:

$$A_s = \rho b d = (w f'_c b d) / f_y \quad \text{---- (15)}$$

sustituyendo:

$$A_s = (0.0036 \times 4000 \times 25 \times 177.2) / 4000 = 1.6 \text{ cm}^2$$

por lo tanto,  $A_s = 1.6 \text{ cm}^2$  será el refuerzo por flexión en la dirección "Y",

### VIII - Cálculo del refuerzo a flexión en "Z".

De manera similar a la anterior se calculará el refuerzo necesario para flexión en "Z", donde  $M_{zu} = 17.13$  t-m, en esta dirección  $b = 180$  cm y  $d = 22.5$  cm, por lo que sustituyendo en la expresión (14) tendremos:

$$17.13 \times 10^5 / (0.9 \times 400 \times 180 \times 22.2^2) = 0.05$$

de las ayudas de diseño antes referidas se tiene  $w = 0.05$ , finalmente con la expresión (15) tenemos:

$$A_s = (0.05 \times 400 \times 180 \times 22.2) / 4000 = 20.30 \text{ cm}^2$$

convirtiendo a separación la cantidad de acero,  $A_s$ , con varilla del #5 tendremos:  $s = 200 / 20.3 = 10$  cm, por lo que se colocarán del #5 @ 10 cm.

El armado de la barra 1 finalmente se muestra en la figura siguiente:

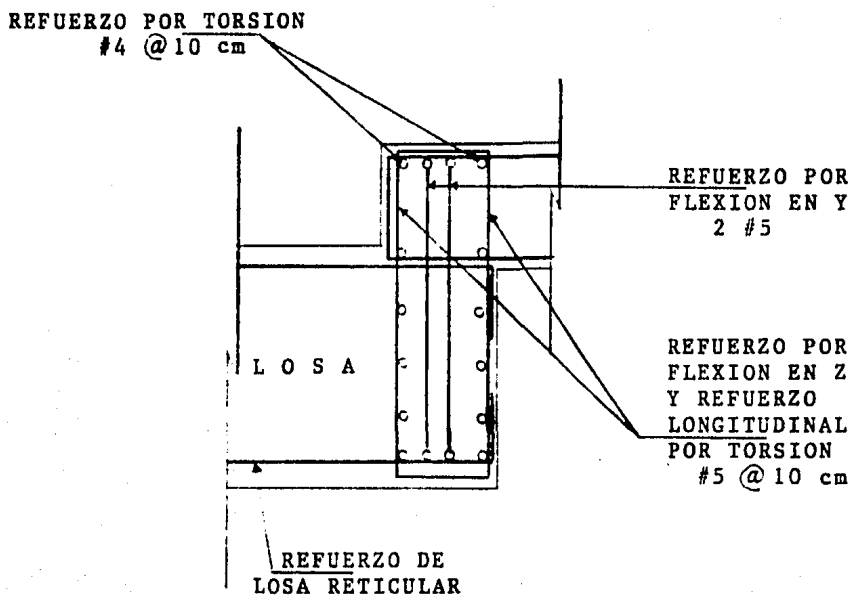


Fig. 23 Detalles de armado de la barra 1



====> BARRA 2 <====

Para la barra 2, primera huella, se consideran las --  
siguientes figuras:

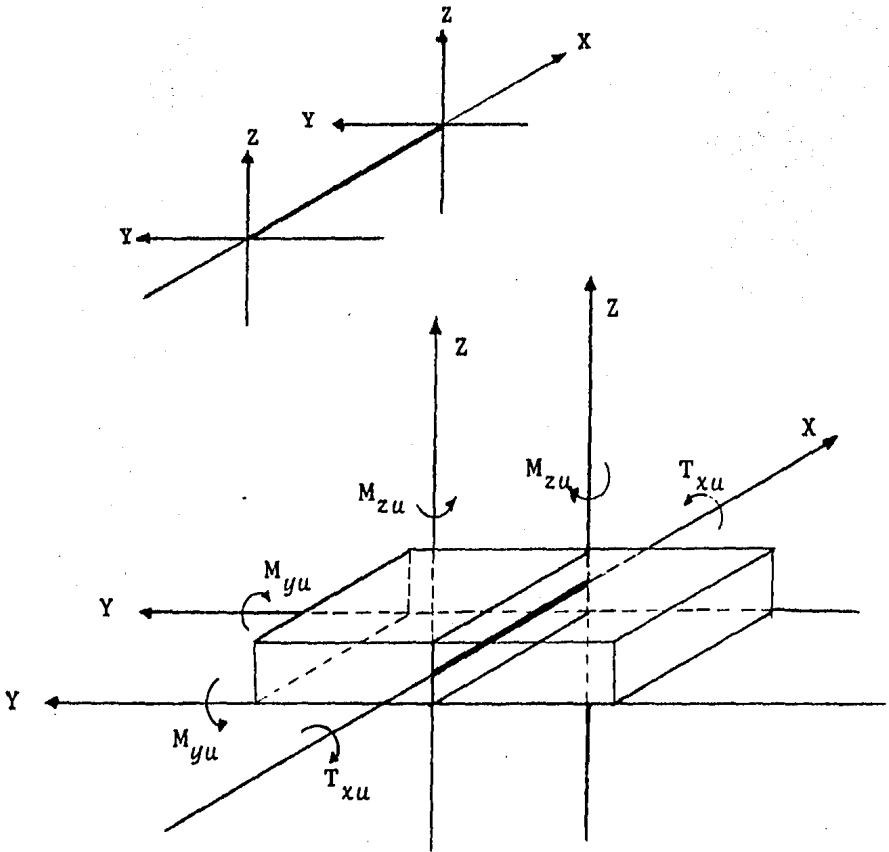


Fig. 24 Orientación de la barra 2, y dirección de sus elementos mecánicos.

Siguiendo la misma metodología que se utilizó para el primer peralte, barra 1, se procederá al diseño de la primera huella que es donde actúan los elementos mecánicos -- más desfavorables, obtenidos del análisis anteriormente de tallado, los cuales son:

$$A_{xu} = 6.72 \quad t$$

$$V_{yu} = 2.48 \quad t$$

$$V_{zu} = 12.68 \quad t$$

$$T_{xu} = 5.43 \quad t\text{-m}$$

$$M_{yu} = 19.90 \quad t\text{-m}$$

$$M_{zu} = 17.09 \quad t\text{-m}$$

--- Revisión para ver si se pueden despreciar los --- efectos de torsión.

Sustituyendo en la expresión (1):

$$0.85(0.13\sqrt{400} 25^2 180) \Rightarrow 2.48 \quad t\text{-m}$$

por otro lado:  $T_u = 5.43 > 2.48$

por lo que si se requiere refuerzo por torsión.

--- Cálculo del área requerida de estribos a torsión considerando el cortante actuando en "Z".

El momento torsional resistente del concreto se obtiene con la expresión (3), sustituyendo:

$$T_c = \frac{0.2 \times 20 \times 112500}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.4 \times 12680}{0.0388 \times 543000} \right)^2}}$$

$$T_c = 437,500.75 \text{ kg-cm}$$

donde:  $C_t = (25 \times 175) / (25^2 \times 180) = 0.0388$ ,

sustituyendo en la expresión (5) para cumplir con el Reglamento del A.C.I. se tiene:

$$0.85 \times 5 \times 4.37 = 18.6 > 5.43 \text{ t-m.},$$

cumpliendo esta condición. Suponiendo un recubrimiento de 5 cm con varillas del #4 tendremos los siguientes datos para sustituirlos en la expresión (2):

$$x_1 = 25 - 2(4.2 + 0.64) = 15.32 \text{ cm}$$

$$y_1 = 180 - 2(4.2 + 0.64) = 170.32 \text{ cm}$$

$$a_t = 0.66 + 0.33(170.32/15.32) = 4.32 \text{ cm}$$

sustituyendo:

$$\frac{A_t}{s} = \frac{543,000 - 0.85 \times 437,500.75}{0.85 \times 4000 \times 1.5 \times 15.32 \times 170.32} = 0.013$$

--- Cálculo del área requerida de estribos por cortante.

El cortante resistente del concreto se obtiene con (6):

$$V_c = \frac{0.53 \times 20 \times 25 \times 175}{\sqrt{1 + (2.5 \times 0.0388 \times 543000 / 12680)^2}}$$

$$V_c = 10,584.2 \text{ kg}$$

De la expresión (8) tenemos:

$$V_u = 12680/0.85 - 10854.2 = 4,063.45 \text{ kg ,}$$

por lo que acero requerido será de acuerdo a (9):

$$\frac{A_s}{s} = 4063.45/(4000 \times 175) = 0.0058$$

--- Cálculo de estribos de cortante y torsión combinados.

La cuantía total de acero será de acuerdo a (10):

$$p = 0.013 + 0.0058 = 0.016 ,$$

la separación, considerando varilla del #4 será de:

$$s = 1.27/0.016 = 79.38 \text{ cm}$$

la separación no debe ser menor que:

$$(15.32 + 170.32)/4 = 46.41 \text{ cm}$$

$$175/2 = 77.50 \text{ cm}$$

por lo tanto: se colocarán del #4 @ 10 cm para ser coherentes con el armado de la primera barra en este sentido.

--- Verificar el área mínima de estribos:

Se debe cumplir la condición indicada por la expresión (11), sustituyendo:

$$3.5 \times 25 \times 10 / 4000 = 0.53 < 2 \times 1.27 = 2.54$$

por lo tanto se cumple esta condición.

--- Cálculo del refuerzo longitudinal a torsión considerando el cortante en "Z".

Usando la expresión (12):

$$A_{\ell} = 2 \times 0.013 \times (15.32 + 170.32) = 2.41 \text{ cm}^2$$

o con la expresión (13) tenemos:

$$A_{\ell} = \left( \frac{28 \times 25 \times 10}{4000} \left( \frac{540,000}{540000 + 12680/3 \times 0.0327} \right) - 0.53 \right) (15.32 + 170.32) / 10$$

$$A_{\ell} = 16.37 \text{ cm}^2$$

rige, por lo tanto, la segunda condición.

--- Cálculo de refuerzo a flexión en "Y"

Empleando la expresión (14) tendremos:

$$(19.90 \times 10^5) / (0.9 \times 400 \times 180 \times 22.2^2) = 0.062$$

Con las ayudas de diseño, y el valor anterior tenemos que  $w = 0.06$ , sustituyendo en la expresión (15):

$$A_s = (0.06 \times 400 \times 180 \times 22.2) / 4000 = 23 \text{ cm}^2$$

convirtiendo esta cantidad de acero a separación de anillos del #5 tendremos:  $200/23 = 9.8 \text{ cm}$ , por lo que se colocafan a cada 10 cm.

--- Cálculo del refuerzo a flexión en "Z".

De manera análoga al paso anterior, sustituyendo en la expresión (14):

$$(17.09 \times 10^5) / (0.9 \times 400 \times 25 \times 177.2^2) = 0.0061$$

con este valor y las ayudas de diseño:  $w = 0.006$ , por lo -- que el refuerzo necesario será de acuerdo a (15) de:

$$A_s = (0.0061 \times 400 \times 25 \times 177.2) / 4000 = 2.7 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto el armado de la barra 2 quedará como se muestra en la figura 25.

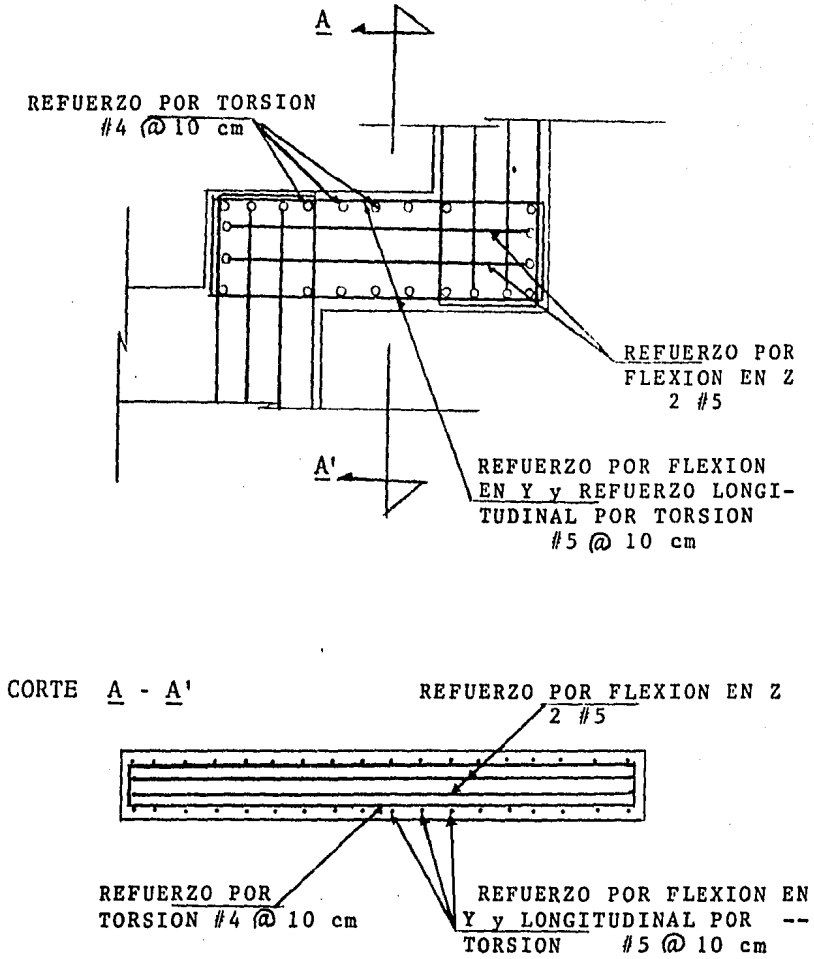


Fig. 25 Detalles de armado de la barra 2

====> BARRA 14 <====

Para la barra 14, primer descanso, se considera la figura 26:

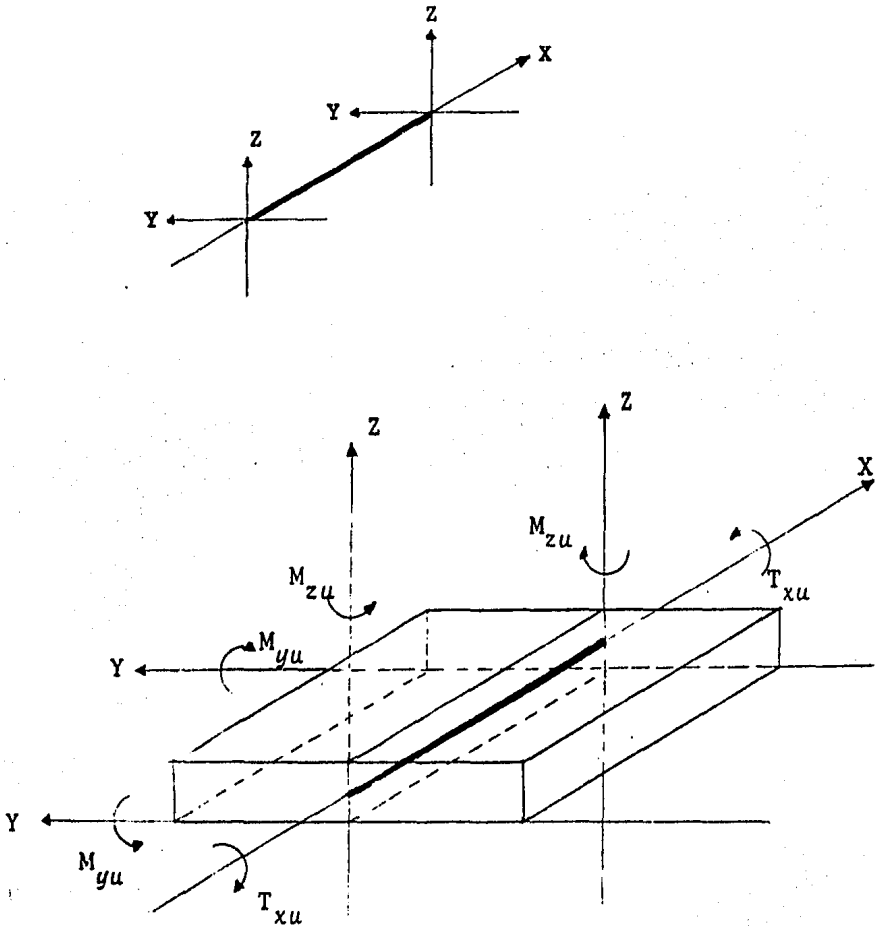


Fig. 26 Orientación de la barra 14, y dirección de sus elementos mecánicos.



Los elementos mecánicos más desfavorables para la barra 14, ya afectados por sus factores de carga son:

$$\begin{aligned} A_{xu} &= 4.40 \text{ t} \\ V_{yu} &= 5.11 \text{ t} \\ V_{zu} &= 5.26 \text{ t} \\ T_{xu} &= 0.89 \text{ t-m} \\ M_{yu} &= 4.99 \text{ t-m} \\ M_{zu} &= 15.25 \text{ t-m} \end{aligned}$$

Revisión para ver si se pueden despreciar los efectos de torsión usando la expresión (1):

$$0.85(0.13 \times 20 \times 18 \times 180) = 1.3 > 0.89$$

por lo tanto si se pueden despreciar los efectos de torsión, sin embargo se colocará un armado similar al de la barra 2 para lograr una uniformidad en el refuerzo total de la estructura, por lo que solo se diseñará por cortante y flexión.

El cortante resistente del concreto con (6) es:

$$V_c = \frac{0.53 \times 20 \times 18 \times 175}{\sqrt{1 + (2.5 \times 0.059 \times 890000 / 5260)^2}}$$

$$V_c = 13,390 \text{ kg} = 13.4 \text{ t} > V_{zu}$$

por lo tanto, no se requieren estribos de refuerzo, pero se colocará un armado mínimo de estribos del #3 a 15 cm para lograr una congruencia en el armado de la escalera.

Usando la expresión (14) se encuentra el refuerzo por flexión en "Y":

$$(4.99 \times 10^5) / (0.9 \times 400 \times 180 \times 15.2^2) = 0.033$$

con el valor anterior y las ayudas de diseño:  $w = 0.034$ , por lo que con (15) el área de acero necesario será de:

$$A_s = 0.034 \times 400 \times 180 \times 15.2 / 4000 = 9.3 \text{ cm}^2$$

Usando la expresión (14) el refuerzo por flexión en "Z":

$$(15.25 \times 10^5) / (0.9 \times 400 \times 18 \times 177.2^2) = 0.0075$$

de las ayudas de diseño:  $w = 0.007$ , con (15) el acero es:

$$A_s = 0.007 \times 400 \times 18 \times 177.2 / 4000 = 2.23 \text{ cm}^2$$

Finalmente el armado de la barra 14 se muestra en la fig. 27

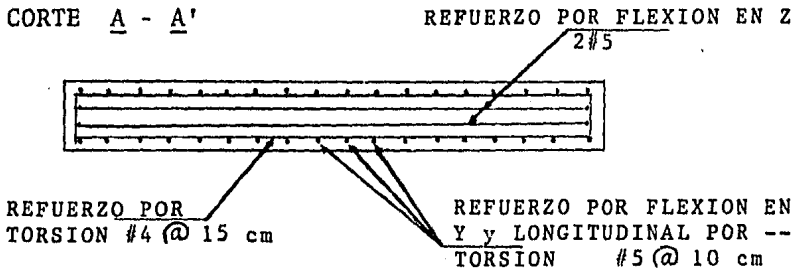
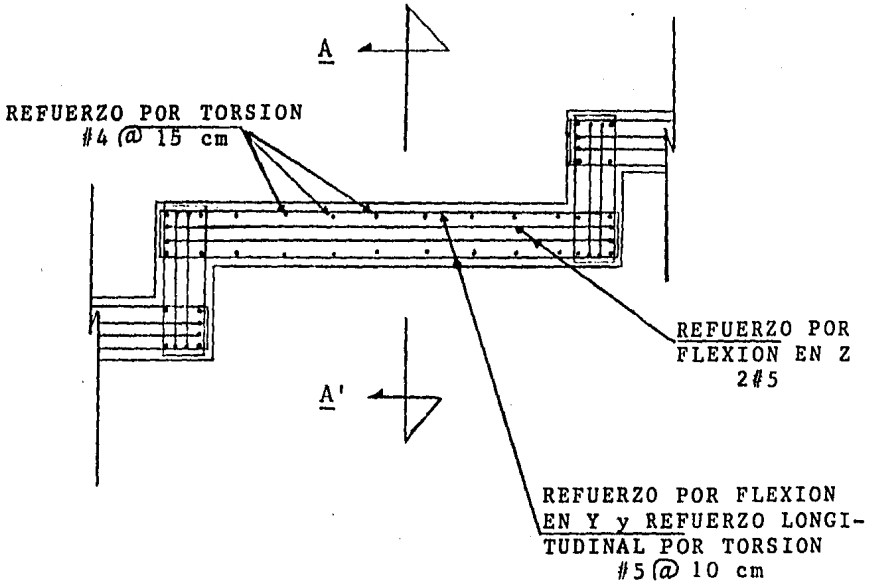
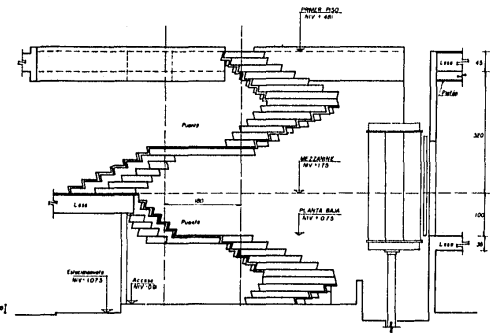
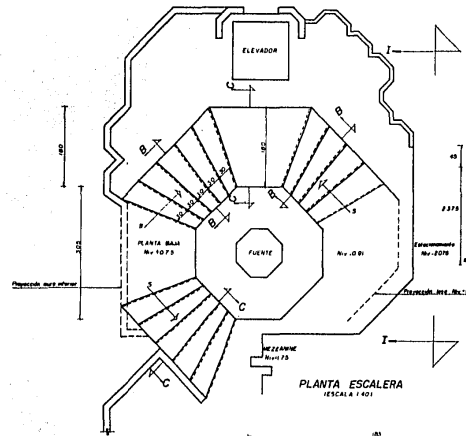
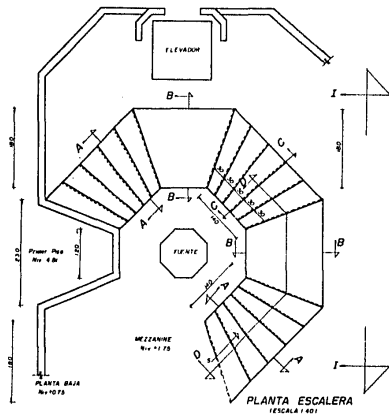


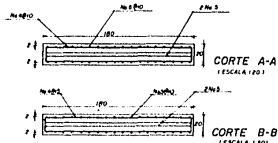
Fig. 27 Detalles de armado de la barra 14



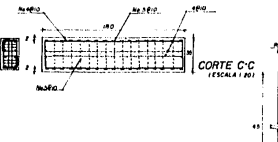
ELEVACION ESCALERA  
VISTA I-I (ESCALA 1:40)

NOTAS:

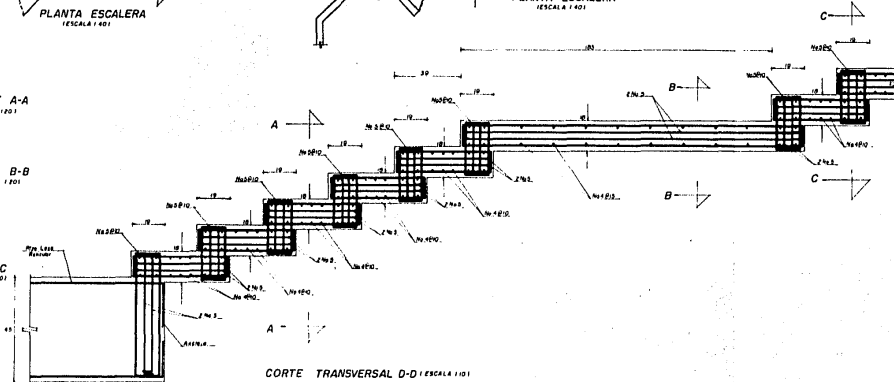
- 1° TODO EL CONCRETO SERA DE  $f_c = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- 2° TODO EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$
- 3° VERIFICAR CORTE Y RIVILES CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS
- 4° EL CONCRETO DEBERA VIBRARSE Y EVITAR DOWDADES EN SU ESTRUCTURA INTERNA.
- 5° PAUSA DE CAMA: UNA VEZ DECIMONADA LA ESTRUCTURA DEBERA CAMARAS DE VENTA DADO UNA CAMA UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA DE  $200 \text{ kg/m}^2$  EN TODA SU LONGITUD.
- 6° ACOTACIONES EN CENTIMETROS, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.



CORTE B-B (ESCALA 1:20)



CORTE TRANSVERSAL D-D (ESCALA 1:20)



CORTE TRANSVERSAL D-D (ESCALA 1:20)

<b>UNAM</b>	CARLOS FLORES ILESACA
	MOISE ANGEL RODRIGUEZ VERA
<b>ESCALERA HELICOIDAL</b>	
INGENIERIA TESIS PROFESIONAL	
CIVIL	
MEXICO, D.F. 1983	

## CONCLUSIONES GENERALES

### PRIMERA:

Respecto a la utilización de computadora creemos conveniente resaltar la importancia que tiene su uso en el análisis estructural de edificios, ya que así se obtienen, entre otras, las siguientes ventajas:

- Precisión en los resultados obtenidos.
- Posibilidad de variar datos y ajustarlos hasta obtener un análisis óptimo.
- Si los datos han sido correctamente obtenidos la posibilidad de cometer errores es prácticamente nula.
- Es posible obtener gran variedad de datos (desplazamiento, giros, etc.) información complementaria útil para comprobar resultados, comparar datos, etc.

Es opinión nuestra que el uso de los sistemas computarizados es prácticamente obligado en estos tiempos, tanto por las ventajas antes descritas como por la relativa facilidad de disponer de ellos.

### SEGUNDA:

Durante el desarrollo del trabajo se fué aclarando --- prácticamente paso a paso la metodología usada tanto para el análisis como para el diseño de todos los elementos constitutivos de la estructura resaltando los siguientes aspectos:

--- Análisis Estructural.

Al respecto es conveniente apuntar que los programas de computadora usados se basan y desde luego cumplen con -- las normas y especificaciones del "Reglamento de Construc-- ciones para el Distrito Federal", así como con las "Normas Técnicas Complementarias" del mismo ordenamiento y en el ca so del análisis y diseño de la escalera helicoidal en el Re glamento A.C.I.

Por otro lado para garantizar que tanto el programa de computadora como el sistema en su conjunto estén trabajando correctamente es conveniente comprobar, mediante los ----- conceptos de la estática elemental, el equilibrio en los nu dos de la estructura, así como que la suma algebraica de las reacciones en los apoyos de la misma, corresponda con los e- fectos que sobre ellos produce tanto la estructura en sí, - como los efectos que actúan sobre ella. Es fácil comprobar que en nuestro caso se cumple lo anterior, por lo que se --- puede concluir que los resultados son correctos.

TERCERA:

En lo que se refiere al tema escalera helicoidal es -- conveniente observar en los listado de computadora que se anexan los siguientes aspectos:

- La idealización de la estructura permite conocer los efectos actuales en la misma por elemento: torsión, momen-- tos flexionantes, fuerza cortante y carga axial para cada - barra, esto permite lograr un diseño muy preciso por elemen to en el que se tome en cuenta exactamente todos esos ele- mentos mecánicos,

- Así mismo podemos visualizar que de todos los elementos actuantes: carga axial, cortante, momentos flexionantes y momentos torsionantes, son estos últimos los que regirán - el diseño, considerandado desde luego su interacción con los demás elementos mecánicos.

También es importante resaltar el hecho de que los momentos torsionantes se deben fundamentalmente al efecto que tiene sobre la estructura la primera condición de carga --- (carga vertical 1), efectos gravitacionales.

Para los demás elementos mecánicos están influyendo -- principalmente los efectos de las combinaciones de carga -- gravitacional (carga vertical 1) con los efectos sísmicos - (carga sísmica 1 y 2).

Finalmente se nota que las barras que están sujetas a los mayores elementos mecánicos son las de arranque y las - finales de la escalera por lo que fueron éstas las que se - escogieron para ejemplificar el diseño.

#### CUARTA:

Es indispensable garantizar el adecuado comportamiento de la estructura como parte integral del edificio, al res-- pecto podemos concluir lo siguiente:

- Los desplazamientos máximos de los entresijos donde se apoya la escalera son de aproximadamente 1 cm. en ambas direcciones (X y Y) por lo que no la afectan, ya que en base a su configuración y diseño presenta un comportamiento - dúctil que absorbe estos pequeños desplazamientos.

- Por otro lado los desplazamientos máximos de la escalera en las direcciones "X" y "Y" son de aproximadamente 1 - cm. lo que tampoco representa ningún problema estructural ni de funcionamiento.

- El desplazamiento máximo de la escalera en la dirección "Z" es de aproximadamente 4 cm., y es debido a las condiciones de carga gravitacional y a las combinaciones de ésta con las fuerzas sísmicas en ambas direcciones. Ningún Reglamento especifica límites en los valores de los desplazamientos para este tipo de estructuras, por lo que éstos quedan al criterio del calculista.

En nuestra opinión esta deformación puede considerarse como permisible ya que la probabilidad de que se presente - el 100% de las condiciones que la están provocando es muy - baja. Por otro lado la misma estructura, por su configuración y uso, permite deformaciones sin que se afecte su ---- comportamiento de servicio.

#### QUINTA:

En lo que respecta al diseño como ya se mencionó se -- han tomado en cuenta los efectos actuantes más desfavorables y su interacción, habiendose proporcionado refuerzo para re sistir todos estos efectos; es conveniente resaltar a este respecto que:

- Debido a los grandes esfuerzos a que está sometido - este tipo de estructuras es conveniente usar concreto de -- gran resistencia (en este caso se usó concreto con  $f'_c = 400$  kg/cm<sup>2</sup>).



- El armado se estructuró a base de anillos ya que por ser elementos "cerrados", además de lograr que sea un esfuerzo continuo, se cubren todos los efectos actuantes en todas las direcciones.

#### SEXTA:

Finalmente es conveniente destacar que debido al auge que tienen estructuras cada vez más sofisticadas como la "Escalera Helicoidal" que aquí se estudió y en base a su gran aceptación en construcciones comerciales modernas así como en estructuras residenciales, obliga a tratar el análisis y diseño de este tipo de elementos con imaginación y creatividad, apoyándose en lo posible en los instrumentos de cálculo automatizados a los que se tiene cada vez más fácil acceso.

Este estudio muestra claramente como las ideas básicas del análisis y diseño estructural pueden ser aplicadas a un problema aparentemente con alto grado de dificultad, evitando el uso de metodologías demasiado complicadas.

Tratar de pensar sencilla y claramente es una herramienta poderosa en el diseño de estructuras económicas, lo que a nuestro juicio queda demostrado en este trabajo.

## B I B L I O G R A F I A

- ==> "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", 1982.
- ==> "Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", Libro 401 de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Publicación del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M., - México 1977.
- ==> "Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI-318-77) y Comentarios", Publicación del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- ==> "Diseño de Estructuras de Concreto Conforme al Reglamento ACI-318-77", Tomo II, Publicación del Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C.
- ==> "Manual de Diseño por Sismo", Libro 406 de las Series -- del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.
- ==> "Manual de Diseño de Obras Civiles, Estructuras, Diseño por Sismo", Publicación del Instituto de Investigaciones Eléctricas de la Comisión Federal de Electricidad.
- ==> "Manual de Diseño Sísmico de Edificios", Libro D-18, Publicación de Series del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

- ==> "Mecánica de Suelos", Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Limusa, México, 1978.
- ==> "Mecánica de Suelos", Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Limusa, México, 1979.
- ==> "Engineering Users's Manual, ICES STRUDL-II", Tomos I, II y III, publicación del Massachusetts Institute of Technology.
- ==> "Internal Forces in Uniformly Loaded Helicoidal Girders", A.C. Scordelis, Title No. 56-50, Journal of The American Concrete Institute, 1960.
- ==> "Helicoidal Staircases of Reinforced Concrete", Volume 20, No. 4, ACI Journal, Victor R. Bergman, p.p. 403-412.
- ==> "Slabless Tread-Riser Stairs", Luis P. Saenz and Ignacio Martin, Title No. 58-17, ACI Journal, October 1961.
- ==> "Slabless Tread-Riser Stairs" (Discussion of a paper by Luis P. Saenz and Ignacio Martin)", Bazaleel S. Benjamin, Ergin Citipitioglu, Bernardo Deschappelles, Jacob Feld, Marvin A. Larson, E. O. Pfrang, Franz Sauter, A. Siev, and Authors, ACI Journal, Part 2, June 1962.

- ==> "Mecánica de Suelos", Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Limusa, México, 1978.
  
- ==> "Mecánica de Suelos", Tomo II, Teoría y Aplicación de la Mecánica de Suelos, Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez, Limusa, México, 1979.
  
- ==> "Engineering Users's Manual, ICES STRUDL-II", Tomos I, II y III, publicación del Massachusetts Institute of Technology.
  
- ==> "Internal Forces in Uniformly Loaded Helicoidal Girders", A.C. Scordelis, Title No. 56-50, Journal of The American Concrete Institute, 1960.
  
- ==> "Helicoidal Staircases of Reinforced Concrete", Volume 20, No. 4, ACI Journal, Victor R. Bergman, p.p. 403-412.
  
- ==> "Slabless Tread-Riser Stairs", Luis P. Saenz and Ignacio Martin, Title No. 58-17, ACI Journal, October 1961.
  
- ==> "Slabless Tread-Riser Stairs" (Discussion of a paper by Luis P. Saenz and Ignacio Martin)", Bazaleel S. Benjamin, Ergin Citipitioglu, Bernardo Deschappelles, Jacob Feld, Marvin A. Larson, E. O. Pfrang, Franz Sauter, A. Siev, and Authors, ACI Journal, Part 2, June 1962.