

5120



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA



"COMPARACION ENTRE EL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y EL ANALISIS SISMICO DINAMICO PASO A PASO PARA UN EDIFICIO DE CATORCE NIVELES"

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
JORGE FERAT TOSCANO



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

INTRODUCCION.	1
1. - CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA	
1.1 Uso de la estructura.	3
1.2 Dimensiones de los elementos estructurales.	
1.2.1 Columnas.	3
1.2.2 Trabes.	3
1.3 Cargas muertas.	6
1.4 Cargas vivas.	9
1.5 Distribución de cargas en los marcos.	10
2. - ANALISIS SISMICO ESTATICO	
2.1 Introducción.	14
2.2 Diseño de los elementos estructurales.	16
2.2.1 Columnas.	16
2.2.2 Trabes.	17
2.3 Método sísmico estático.	18
2.3.1 Valuación de las fuerzas sísmicas.	20
2.4 Condiciones de regularidad.	24
2.5 Efectos de torsión.	25
2.6 Aplicación del método sísmico estático.	29
2.7 Rigideces de entrepiso.	33
2.8 Análisis por torsión.	55
2.9 Diseño de los elementos estructurales.	61
2.9.1 Trabes.	61
2.9.2 Columnas.	64
2.9.3 Diseño de columnas.	69

3. - ANALISIS SISMICO DINAMICO

3.1	Introducción.	83
3.2	Análisis dinámico.	84
3.2.1	Ecuación del movimiento.	84
3.2.2	Sistema de un grado de libertad	85
3.2.3	Sistema de varios grados de libertad	88
3.3	Análisis paso a paso.	90
3.3.1	Integración paso a paso.	91
3.4	Excitaciones por sismos.	94
3.4.1	Acelerogramas.	95
3.5	Aplicación del análisis dinámico	96

4. - COMPARACION ENTRE LOS METODOS

4.1	Resultados obtenidos.	118
4.2	Comparación de los desplazamientos.	118
4.3	Comparación de los elementos mecánicos.	119
4.3.1	Columnas.	119
4.3.2	Vigas.	121

5. - COMENTARIOS Y CONCLUSIONES 126

BIBLIOGRAFIA 129

INTRODUCCION

En el presente trabajo, relacionado a un edificio de 14 niveles y 2 crujeas, para oficinas, se aplicará el Reglamento de Construcciones, año de 1987, para el Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo

Del Proyecto Estructural del Edificio se excluirá en su exposición la parte correspondiente a la subestructura (cimentación), estudiándose la relativa al análisis de la superestructura.

El tema basicamente estriba en una comparación entre los métodos: de análisis sísmico estático y de análisis sísmico dinámico (paso a paso) y en concreto a la obtención de las diferencias entre los valores de los elementos mecánicos (en vigas y columnas) y desplazamientos (nudos del entramado) que resulten de la aplicación de aquellos

En ambos métodos se empleará, como auxiliar en el cálculo, el paquete de computadora *Quin-2d*, que está elaborado en el lenguaje Fortran y se encuentra implementado en la macrocomputadora Burroughs y en las computadoras personales.

Obvio es pues la importancia que reviste el tema designado, el cual en un modesto afán de perfeccionar su estudio, se ha procurado subordinarlo a un orden sistemático, dividiéndolo en cinco capítulos.

El primer capítulo se inicia con un esquema general del edificio para establecer los datos para su diseño: dimensiones, nomenclaturas y selección de ejes de vigas principales y secundarias, coeficientes de aplicación según el RCDF-87, etc..

En el segundo capítulo se explica el método de análisis sísmico estático, paso por paso, al edificio que se va a calcular.

En el tercer capítulo se muestra en forma general la teoría que utiliza el programa de computadora *DRUM-2D* para resolver el análisis sísmico dinámico (paso a paso); se calculan los elementos mecánicos (en vigas y columnas), bajo las condiciones más desfavorables, ya que éstos son básicos para la aplicación de aquél en la resolución del método.

En el capítulo cuarto se concentran, de la ejecución del programa, los resultados que se utilizarán para la elaboración de las gráficas que servirán para la comparación entre los dos métodos, de los elementos mecánicos y desplazamientos totales de la estructura.

En el quinto y último capítulo se presentan las conclusiones y comentarios con relación a las diferencias de los métodos utilizados anteriormente, así como el análisis que se debe emplear para el caso particular que se trate de resolver.

CAPITULO I CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

I.1 USO DE LA ESTRUCTURA

Se tiene la estructura de 14 niveles y 2 crujiás cuya elevación está representada en la figura 1.1, y se muestra en la figura 1.2 la vista en planta de la dicha estructura. Como se observa en la figura 1.1 la altura de entrepisos es de 3.0 m con excepción del primero que es de 4.2 m; esto se eligió, por efecto de estética del edificio pudiendo ser de 3m.

De acuerdo con el uso de oficinas del edificio, según el Título Sexto (Seguridad Estructural de las Construcciones), capítulo VIII (Diseño de Cimentaciones), Artículo 219 del RCDF-87 le corresponde la Zona III conforme el Capítulo I, Artículo 174 se ubica en:

II.-Grupo B.- Construcciones comunes destinadas a viviendas, y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales las que se subdividen en:

- a) Subgrupo B1: Construcciones de más de 30 m de altura o con más de 6000 m² de área total construida, ubicados en las zonas I y II según se definen en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m de altura ó 300 m² de área total construida, en zona III.

1.2 DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

1.2.1) COLUMNAS

Las secciones de las columnas varían cada 2 pisos y las dimensiones de éstas se muestran en la tabla 1.1

1.2.2) TRABES

Para todos los niveles del 1 al 14 serán de la misma escuadria ancho (b) de 30cm y peralte (h) de 65cm.

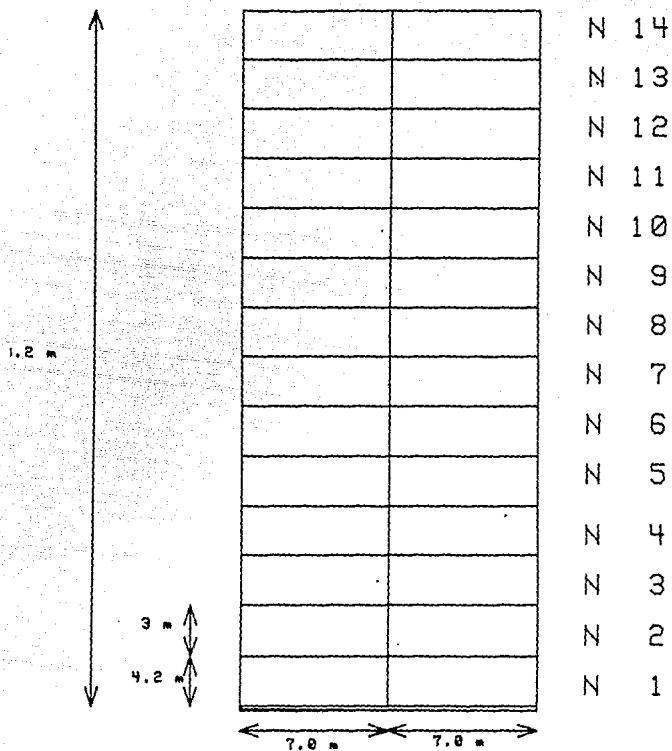


Figura 1.1 Estructura de 14 niveles y 2 crujiás. Dimensiones

Nivel i	Escuadria Cm x Cm
1	95 x 95
2	95 x 95
3	90 x 90
4	90 x 90
5	80 x 80
6	80 x 80
7	70 x 70
8	70 x 70
9	60 x 60
10	60 x 60
11	50 x 50
12	50 x 50
13	45 x 45
14	45 x 45

Tabla 1.1 Escuadria de Columnas

La losa tendrá un espesor de 10 cm.

En lo que respecta a la cimentación se propone con apoyos fijos; esto se debe a que cuando se estudie la parte del proyecto de la cimentación estos producirán efectos casi iguales a una cimentación piloteada.

Como se observa, las columnas muestran reducciones de secciones ; esto es con el fin de optimización de recursos de materiales de construcción.

Todas las dimensiones que se muestran son aceptadas por el Reglamento de Construcciones, haciendo notar que para llegar a dichos valores se propusieron secciones, realizando sus análisis y diseños respectivos hasta llegar a los prácticos. Posteriormente se explicarán las etapas a seguir para obtener dichas dimensiones.

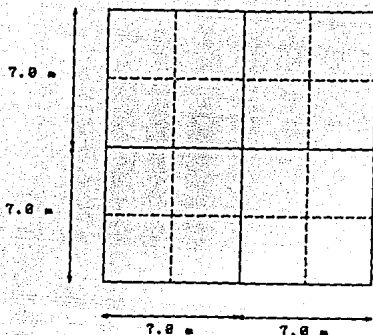


Figura 1.2 Vista en planta de la estructura. Dimensiones

1.3 CARGAS MUERTAS.

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción; incluye el peso de la estructura y el de los elementos no estructurales, como los muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que graviten en forma constante sobre la estructura. La carga muerta es, por lo tanto, la principal acción permanente.

La valuación de la carga muerta es en general sencilla, pues solo se requiere el cálculo de los volúmenes de los distintos componentes de la construcción y su multiplicación por los pesos volumétricos de sus materiales constitutivos. En general, las cargas muertas se representan por medio de cargas uniformemente distribuidas sobre las áreas de la construcción, aunque hay casos de cargas que son lineales (muros lineales) y otras concentradas (equipos fijos).

Una fuente de diferencias en la carga muerta radica en la variación del peso volumétrico de los materiales, sea el contenido de humedad y con el procedimiento de fabricación. Estas variaciones son particularmente significativas cuando se trata de materiales de

fabricación no industrializados o de materiales naturales como los suelos.

El peso por unidad de área de losas de concreto es generalmente mayor que el que se calcula a partir de su espesor nominal especificado en los planos; esto se debe a que los espesores finales de las losas resultan casi siempre mayores a los señalados en los planos, consecuencia esto de las irregularidades y pequeños desniveles en las cimbras; se corrige emparejando la superficie superior de la losa. Algo semejante ocurre en los pisos y firmes que se colocan sobre ellas; pues, al quitar la cimbra la losa tiene flechas diferentes en distintos puntos y al colocar un firme de concreto para nivelar el lecho superior de la losa, se conserva el espesor especificado, en los sitios donde las flechas son mínimas y, en el centro de la losa, donde las flechas eran máximas, los espesores del firme son mayores a los nominales. Por lo anterior, según el RCDF-87 artículo 197 nos dice lo siguiente:

" El peso muerto calculado de losa de concreto de peso normal colado en el lugar se incrementará en 20 Kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos. Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura ".

Para la estructura considerada se incrementará en 40 kg/m^2 . En la figura 1.3 se muestra una vista en planta del edificio que se utiliza para el cálculo de la carga muerta por piso y cuyo procedimiento es el siguiente:

Peso volumétrico del concreto reforzado = 2400 kg/m^3

Peso losa = $2.4 \times 0.10 = 0.24 \text{ T/m}^2$

|-----> Espesor Losa

Peso de Losa = 0.240 T/m²

$$\text{Peso Viga Principal} = \frac{2.4 \times (0.3 \times 0.65) \times 14 \times 6}{14 \times 14} = 0.201 \text{ T/m}^2$$

↳ Sección
 ↳ Longitud
 ↳ Num. Vigas

$$\text{Peso Viga Secundaria} = \frac{2.4 \times 4 \times 0.201}{6} = 0.134 \text{ T/m}^2$$

Peso de Muros = 0.100 T/m²

Peso Adicional por Reglamento = 0.040 T/m²

Carga Muerta/ Piso = 0.715 T/m²

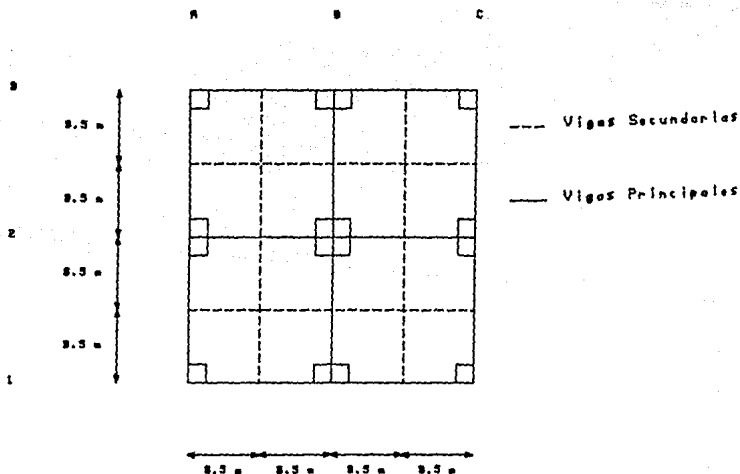


Figura 1.3 Vista en planta de elementos estructurales

1.4 CARGAS VIVAS.

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción, incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma, comprende los pesos debidas a muebles, mercancías, equipos y personas, pero excluye muebles, equipos u objetos fuera de lo comun, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, etc..

" Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las tres primeras disposiciones del artículo 199 del RCDF-87 que expresan lo siguiente:

- 1) La carga viva máxima (W_m) se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- 2) La carga instantánea (W_a) se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de cargas más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- 3) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para cálculo de flechas diferidas".

Por tanto, tenemos que para oficinas

$$W = 100 \text{ kg/m}^2$$

$$W_a = 180 \text{ kg/m}^2$$

$$W_w = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\begin{aligned} W_t &= \text{Carga total} = \text{Carga viva total} + \text{Carga muerta total} \\ &= 0.715 + 0.180 = 0.895 \cong 0.90 \text{ T/m}^2 \end{aligned}$$

1.5 DISTRIBUCION DE CARGAS EN LOS MARCOS.

En la figura 1.4 se muestran el criterio de repartición de carga de losa a la viga de soporte y mostrando el procedimiento de cálculo:

Áreas Tributarias

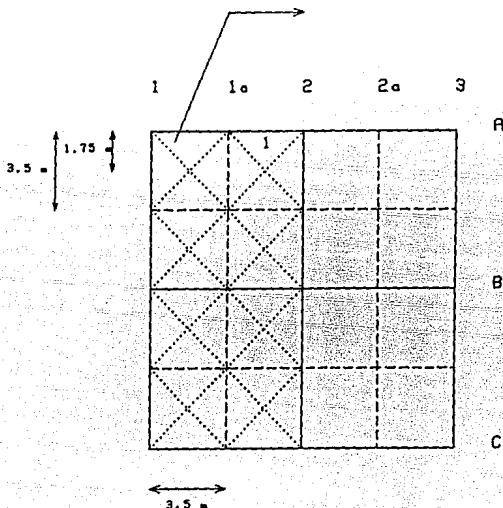


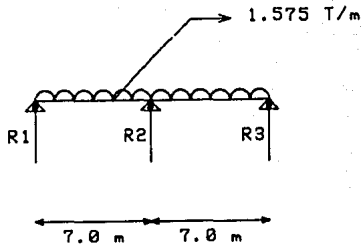
Figura 1.4 Área tributarias

$$\text{Carga por piso} = 0.90 \text{ T/m}^2$$

$$\text{Área } 1 = \frac{2 \times (b \times h)}{2} = 1.75 \times 1.75 = 3.06 \text{ m}^2$$

$$W \text{ Trabe } 1a = \frac{(3.06) \times (2) \times (0.90)}{3.5} = 1.575 \text{ T/m}$$

$$W \text{ Trabe } B = W \text{ Trabe } 1a = 1.575 \text{ T/m}$$



La viga hiperestática se resuelve por cualquier método de análisis de entre los cuales se citan los siguientes :

- Rigideces
- Flexibilidades
- Cross
- Tablas etc..

Se aplicarán los coeficientes de las tablas del Manual de Constructores de la Cia. de Fierro y Acero de Monterrey; por tanto las reacciones valen:

$$R_1 = 0.375 \times 1.575 \times 7 = 4.134 \text{ T}$$

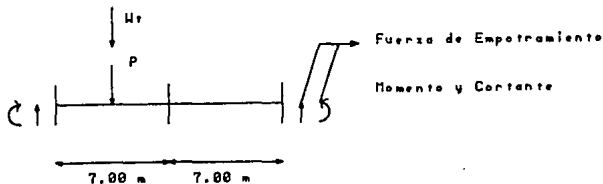
$$R_2 = 1.250 \times 1.575 \times 7 = 13.78 \text{ T}$$

$$R_3 = 0.375 \times 1.575 \times 7 = 4.134 \text{ T}$$

_____ Longitud

En la figura 1.5 se muestra el Marco B con su diagrama de cargas escogiendose éste debido a que se encuentran en condiciones de esfuerzos más desfavorable.

Una vez que se tiene la carga gravitacional actuando en el marco, se determinarán sus fuerzas de empotramiento; esto es porque el programa de computadora los requiere.



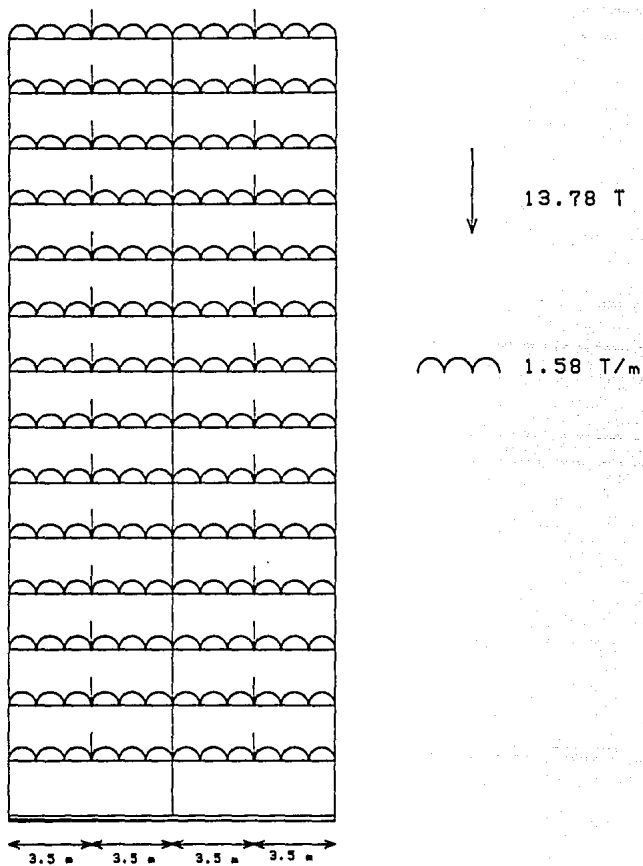
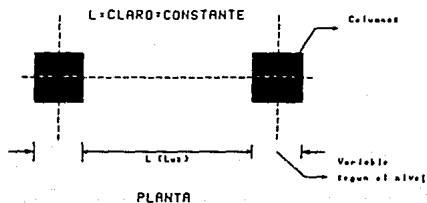


Figura 1.5 Marco B con sus cargas respectivas.

De la inspección de la tabla 1.1, las columnas, según los niveles, van variando la escuadría y consecuentemente la distancia de entre paños de columnas lo hace en razón inversa como se aclara en la siguiente figura:



El cálculo de las fuerzas de empotramiento será el siguiente:

$$Wt=1.58 \times 7=11.02 \text{ T}$$

$$P=13.78 \text{ T}$$

$$\text{Momento} = \frac{(Wt)(L)}{12} + \frac{(P)(L)}{8} \quad \text{Cortante} = \frac{(Wt+P)}{2}$$

$$\text{Cortante} = (11.025 + 13.78) \times 0.5 = 12.40 \text{ T}$$

Entrepiso Num.	L Cm.	W x L 12	P x L 8	Momento T - Cm
1-2	605	555.84	1042.21	1598.05
3-4	610	560.44	1050.82	1611.26
5-6	620	569.63	1068.05	1637.68
7-8	630	578.81	1085.27	1664.08
9-10	640	588.00	1102.50	1690.05
11-12	650	597.19	1119.73	1716.92
13-14	655	601.78	1128.34	1730.12

Tabla 1.2 Reacciones de la viga hiperestática

CAPITULO II ANALISIS SISMICO ESTATICO

2.1 INTRODUCCION

En la actualidad las especificaciones de los reglamentos no logran representar de manera satisfactoria las características de los temblores y las respuestas de las estructuras.

Al estudiar el problema del análisis sísmico de los edificios deben considerarse dos aspectos principales; el primero, se refiere a la proposición de las fuerzas laterales que se supone van a representar al sismo. El segundo, es acerca de los procedimientos para determinar los elementos mecánicos causados por dichas fuerzas laterales.

El criterio estático parte de conocer las resistencias laterales requeridas por edificios construidos de diversos materiales, para que su comportamiento satisfaga las limitaciones impuestas por daños y para sismos de diferentes intensidades y frecuencias. Esta determinación de resistencias laterales requeridas se ha hecho hasta el presente en su mayor parte observando el comportamiento de estructuras reales de características conocidas ante sismos también conocidos. De estos estudios pueden proponerse una distribución de fuerzas laterales tales, que su efecto en cada piso sea equivalente a la resistencia lateral requerida para que su comportamiento dinámico sea adecuado.

La magnitud equivalente es un tema que debería tener mayor atención para el Ingeniero que vaya a efectuar el análisis estático de un edificio. En efecto, debe tenerse en cuenta que dichas fuerzas, no tienen en general, relación directa con el comportamiento real de la estructura ante un temblor dado. Lo único que puede asegurarse cuando se aplica un método estático para el análisis sísmico es que dichas fuerzas especificadas tienen la particularidad de proporcionar al edificio una resistencia lateral de manera, que éste pueda permitir ciertas aceleraciones horizontales sin que ocurran daños en elementos importantes, ni deformaciones excesivas que causen pérdidas económicas de consideraciones por daños en elementos no estructurales.

Si se trata de edificios usuales, estos deben ser capaces de resistir las fuerzas laterales especificadas por el reglamento sin olvidar que se analizan estadísticamente, no determinísticamente. No debe pensarse que el proceder de esta forma es una garantía del comportamiento del edificio y de la ausencia de daños estructurales o no estructurales. Pero si el edificio se sale de las características para las cuales se han obtenido sus fuerzas estáticas especificadas, entonces es fundamental el revisar el proceso de obtención de las fuerzas.

El aplicar un criterio estático convencional, como el especificado, en la mayor parte de los reglamentos modernos de diseño sísmico, da lugar generalmente a diseños conservadores para edificios regulares sin discontinuidades importantes en sus miembros resistentes, ni en variaciones bruscas en sus distribución de masas o rigideces, ya que, la sobre simplificación de un problema, causa incertidumbres de las que es necesario protegerse, con normas que cubran las condiciones más desfavorables que pueden presentarse en los casos que, por especificación, sean aplicables. Pero sería inseguro pensar que este es siempre el caso; las normas no son tan generales que puedan cubrir todas las peculiaridades que es posible encontrar en la práctica, ni sería económico que trataran de hacerlo, porque esto implicaría elevar aun más el factor de seguridad de los edificios usuales. De ahí la importancia de determinar, antes de iniciar un diseño, la seguridad que nos permita los detalles que deberán revisarse por encima del hecho de que la estructura propuesta sea o no estable ante un sistema de fuerzas laterales especificadas en un reglamento.

Como se ha podido apreciar existen diversos métodos para determinar las fuerzas sísmicas de las estructuras, estas pueden ser englobadas en dos grupos:

- * Análisis de fuerzas estáticas equivalentes.
- * Análisis dinámico.

Dentro del primer grupo se han desarrollado métodos aproximados debido a las dificultades que implica llevar a cabo el

análisis dinámico con apoyo a la realidad. Los reglamentos de prácticas simples, incorporan grados de refinamiento variables; básicamente emplean una forma burda para determinar la fuerza horizontal "totales" (cortante en la base) y distribuida verticalmente por medio de una regla simple. En un edificio; esto generalmente consiste en cargas puntuales horizontales actuando en la mayoría de las veces concentradas en los niveles de entrepiso. Así, las fuerzas sísmicas y momentos en las estructuras se determinan empleando cualquier análisis estático apropiado y los resultados son adicionales a los correspondientes de cargas gravitacionales normales.

Para estructuras grandes o complejas, los métodos estáticos de análisis sísmicos no son suficientemente aproximados, por lo que se requieren análisis dinámicos especificados, para diferentes tipos y tamaños de estructuras. En la actualidad, se han desarrollado varios métodos de distinta complejidad cuya formulación se basa en la solución de las ecuaciones de movimiento, así como de las relaciones estáticas comunes de equilibrio y rigidez.

Las tres técnicas principales que se usan normalmente para el análisis dinámico son :

- Integración de las Ecuaciones de Movimiento por el procedimiento de " Paso a Paso ".
- Análisis Modal Normal.
- Técnicas de Espectros de Respuestas.

2.2 DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.2.1 COLUMNAS

Un prediseño de las columnas será es la proposición de la sección, después se diseñará en base a los elementos mecánicos obtenidos del análisis estructural; como se dijo anteriormente se realizaron varios análisis pues de las revisiones sucesivas se encontraban que quedaban sobradas y se obtuvieron las secciones siguientes como las últimas:

Entrepiso	Escuadría Cm X Cm	Area Cm2	Ix=Iy Cm2
1-2	95x95	9025	6785552
3-4	90x90	8100	5467500
5-6	80x80	6400	3413333
7-8	70x70	4900	2000833
9-10	60x60	3600	1080000
11-12	50x50	2500	520833
13-14	45x45	2025	341719

Tabla 2.1 Geometría de los elementos estructurales

Por ser una sección cuadrada $I_x = I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{b^4}{12}$

2.2.2 TRABES

Una forma común para obtener un prediseño en traveses sería proponer la relación h/b, que para este caso fué igual a 3:

$$\frac{h}{b} = 3 ; \quad h = \frac{L}{12}$$

donde

h: altura de la sección.

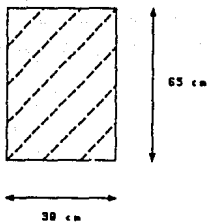
b: ancho de la sección.

L: longitud de la trabe.

por tanto, substituyendo queda

$$h = \frac{700}{12} = 58.33 \text{ cm} \quad \frac{h}{b} = 3 \quad b = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

De igual manera que en las columnas, se realizaron varios análisis llegando a las dimensiones que se muestran a continuación:



$$\text{Area} = 20 \times 65 = 1950 \text{ cm}^2$$

$$\text{Inercia} = \frac{30 \times 65^3}{12} = 686,562.50 \text{ cm}^4$$

El material que se utilizó para vigas y columnas fue un concreto :

$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E = 14000(250)^{0.5} = 221,359.43 \text{ Kg/cm}^2 = 221.4 \text{ T/cm}^2$$

2.3 METODO SISMICO ESTATICO

Este método es aplicable a estructuras no muy esbeltas y en problemas usuales se idealiza un fenómeno dinámico de la estructura, como son el amortiguamiento y su comportamiento inelástico al someterla a movimiento fuertes, ya que esta puede responder elásticamente hasta cierto límite, a partir del cual el comportamiento se vuelve inelástico y las deformaciones no son proporcionales a las fuerzas aplicadas.

El método estático se basa principalmente en las siguientes hipótesis :

- a) Masas concentradas en los diferentes pisos de la estructura.
- b) Una distribución lineal de aceleraciones que es aceptada por el RCDF-87.
- c) La segunda ley de Newton.

a) La figura es un esquema del edificio en que las franjas gruesas representan las masas (W_i) y la altura (h_i) sobre el desplante

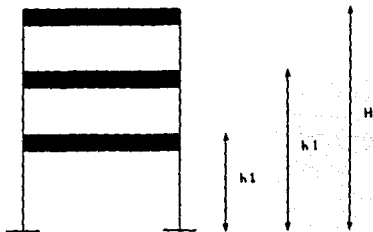


Figura 2.1 Marco con masas concentradas

b) Una distribución lineal de aceleraciones que es aceptada por el RCDF-87.

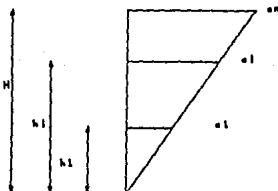


Figura 2.2 Distribución lineal de aceleraciones

c) Por la segunda ley de Newton se obtienen las fuerzas sísmicas horizontales en el nivel que se considera.

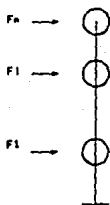


Figura 2.3 Segunda ley de Newton

2.3.1 VALUACION DE LAS FUERZAS SISMICAS

El reglamento del Distrito Federal admite dos opciones:

a) Sin estimar el periodo fundamental de vibración del edificio. De las figuras 2.2 y 2.3 la fuerza horizontal que actúa en el nivel "i" es :

$$F_i = W_i \times a_i \quad (2.1)$$

donde a_i se deduce por triángulos semejantes de la figura 2.2

$$\frac{a_n}{H} = \frac{a_i}{h_i} \quad ; \quad a_i = \frac{a_n \times h_i}{H}$$

y que substituida en la fórmula 2.1 queda

$$F_i = \frac{W_i \times a_n \times h_i}{H} \quad (2.2)$$

Pero el cortante que es igual a la suma de fuerzas horizontales

$$V = \sum F_i$$

supliendo F_i por su valor en 2.2, se encuentra:

$$V = \sum F_i = \frac{a_n}{H} \sum W_i \times h_i \quad (2.3)$$

se despeja $\frac{a_n}{H}$ de la ecuación 2.3 y se substituye en 2.2

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times V \quad (2.4)$$

donde V es la fuerza cortante basal y se determina de:

$$V = C_s \times W_t \quad (2.5)$$

en que W_t es el peso total de la estructura. C_s es el coeficiente de cortante basal cuyo valor debe tomarse igual a la ordenada máxima, c , del espectro dividido entre el factor de comportamiento sísmico Q o sea que :

$$C_s = \frac{c}{Q} \quad (2.6)$$

substituyendo esta expresión en la 2.5, se tiene

$$V = \frac{c}{Q} \times W_t \quad (2.7)$$

y ésta, reemplazada en 2.4, permite llegar a la expresión de la fuerza sísmica F_i :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} \times W_t \times \frac{c}{Q} \quad (2.8)$$

El factor de comportamiento sísmico se obtiene en la sección 5 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo. El coeficiente sísmico c se obtiene, según el artículo 206 del RCDF-87 :

"El coeficiente sísmico, c, para las construcciones clasificadas como del grupo B en el artículo 174 se tomará igual a 0.16 en la zona I, 0.32 en la zona II, y 0.4 en la zona III, a menos que se emplee el método simplificado de análisis, en cuyo caso se aplicarán los coeficientes que fijen las Normas Técnicas Complementarias, y a excepción de las zonas especiales en las que dichas normas especifiquen otros valores de c. Para la estructuras del grupo A se incrementará el coeficiente sísmico en un 50 por ciento"

b) Según la sección 8.2, las NTC permiten usarse fuerzas cortantes menores que las calculadas según lo descrito en el inciso a. Para esto se requiere calcular el periodo fundamental de vibración, T, del edificio, en forma aproximada con la expresión:

$$T = 6.3 \times \left(\frac{\sum W_i X_i}{g \sum P_i X_i} \right)^{0.5}$$

en donde W_i es el peso de la masa i; " P_i " la fuerza horizontal (F_i en este trabajo) que actúa sobre ella de acuerdo con el procedimiento desarrollado en el inciso a; x_i el desplazamiento correspondiente en la dirección de la fuerza " P_i " y " g " la aceleración de la gravedad.

De acuerdo con el valor resultante de T, se aplica una de las 2 opciones siguientes:

1) Si T es menor o igual que T_b se procederá como en el inciso a, pero de tal manera que la relación V/W sea igual a a/g ; para el cálculo de la ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico a, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, se emplean las siguientes expresiones:

$$a = \frac{(1+3T/T_a)}{4} \times (c) \quad \text{si } T \text{ es menor que } T_a$$

$$a = c \quad \text{si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b$$

$$a = qc \quad \text{si } T \text{ excede de } T_b$$

$$q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

T, es el periodo natural de interés

Ta, Tb, Periodos característicos de los espectros de diseño

T, Ta, Tb están expresada en segundos, c es el coeficiente sísmico, y r un exponente que depende de la zona en que se halla la estructura. Ta, Tb y r se consignan en la siguiente tabla :

Zona	Ta	Tb	r
I	0.20	0.60	1/2
II	0.30	1.50	2/3
III	0.60	3.90	1

Tabla 2.2 Coeficientes de periodos naturales

Para la obtención de Q' se calculará de la siguiente manera:

Q'=0 Si se desconoce T o si éste es mayor o igual que Ta.

Q'=1+(T/Ta)(Q-1) Si T es menor que Ta.

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración cuando se emplee el método estático; e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el método de análisis modal. Ta, es un periodo característico del espectro de diseño.

En el diseño sísmico de la estructura que no satisfaga las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de las N.T.C. se multiplicará por 0.8 el valor de Q'

2) Si T es mayor que Tb, la fuerza lateral en la masa i es igual a

$$P_i = \frac{W_i (k_1 h_i + k_2 h_i^2)}{Q} \times c$$

siendo

$$k_1 = \frac{q(1-r(1-q))\sum W_i}{(\sum W_i h_i)}$$

$$k_2 = \frac{1.5rq(1-q)W_i}{(\sum W_i h_i^2)}$$

h_i es nuevamente la altura de la masa i sobre el nivel de desplante y r se obtiene de la tabla 2.2

2.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Para sismo, según la sección de las 6 NTC-87, para que una estructura pueda considerarse regular, debe satisfacer los siguientes requisitos:

- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a los 2 ejes ortogonales (x,y) por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensiones exceda de 20 % de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera de la entrante y saliente.
- 5) En cada nivel existe un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techos o piso cuya dimensión exceda de 20 % de la dimensión en planta medida paralelamente a la dimensión que se considere de la abertura, las áreas huecas no

ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 % del área de la planta.

7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que el del piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 % de dicho peso.

8) Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que la del piso inmediato inferior ni menor que le 70 % de ésta. Se exime de este requisito únicamente al último piso de la construcción.

9) Todas las columnas están restringidas en todas los pisos en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10) La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 100 % a la del entrepiso inmediato inferior.

11) En ningún entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_t , excede del 10 % de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

2.5 EFECTOS DE TORSION

Con lo anterior se resuelve el problema a nivel bidimensional. La estructura es, sin embargo, tridimensional y debe ubicarse la posición de las fuerzas sísmicas en la planta de cada nivel.

A continuación se describirá el procedimiento para distribuir las fuerzas sísmicas que actúan en los pisos de un edificio entre los diferentes elementos resistentes verticales (marcos y/o contravientos)

En la figura 2.4 se muestra en planta, un entrepiso de un edificio en el cual se identifican, con subíndices x, y , los sistemas que resisten fuerzas paralelas a la dirección X, Y respectivamente. La rigidez de entrepiso de cada elemento se designa por R_{jx} o R_{jy} . Se supone que éstas son conocidas. En general es posible usar valores aproximados para fines de una distribución preliminar y refinarlos teniendo en cuenta el sistema de fuerzas laterales obtenidas en cada elemento mediante la primera estimación de rigideces.

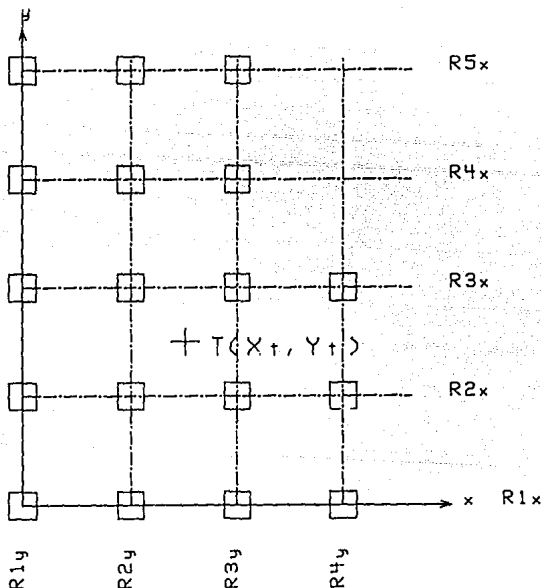


Figura 2.4 Elementos resistentes y centro de torsión

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

1) La fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i se calcula como se describió en la sección 2.3.1.

2) Se obtiene por equilibrio estático la línea de acción de la cortante sísmica en cada entrepiso para las 2 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.

4) Se determina la posición del centro de torsión en 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 2 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:

$$X_t = \frac{\sum (R_j y X_i)}{\sum R_j y} \quad (2.9) \quad Y_t = \frac{\sum (R_j x Y_i)}{\sum R_j x} \quad (2.10)$$

X_i, 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 2 efectos: a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de torsión y al momento torsionante del piso. Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje x se obtiene las cortantes siguientes: En los elementos resistentes ' x ' por efectos de la fuerza cortante aplicada en el centro de torsión :

$$\frac{V_x R_j x}{\sum R_j x} \quad (2.11)$$

En los elementos resistentes x, por efecto de la torsión :

$$\frac{M_t R_j \times Y_j t}{(\sum R_j \times Y_j t^2 + \sum R_j \times X_j t^2)} \quad (2.12)$$

En los elementos resistentes y, por efecto de la torsión:

$$\frac{M_t R_j \times X_j t}{(\sum R_j \times Y_j t^2 + \sum R_j \times X_j t^2)} \quad (2.13)$$

En las expresiones anteriores

V_x, V_y Fuerzas cortantes sísmicas en los entrepisos considerando en la dirección X e Y, respectivamente.

$X_j t, Y_j t$ Distancias de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

M_t Momento torsionante en el entrepiso considerando, que es igual al producto de la fuerza cortante en el entrepiso por la más desfavorable de las siguientes excentricidades

$$e_1 = 1.5e_s + 0.1b \quad (2.14)$$

$$e_2 = e_s - 0.1b \quad (2.15)$$

donde e_s 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 la planta del entrepiso medida perpendicularmente a la dirección del sismo. En la ecuación 2.14 a la excentricidad calculada amplificada se le suma, en el mismo sentido, la excentricidad accidental 0.1b. En la ecuación 2.15, al contrario, a la excentricidad

calculada se le resta, en sentido contrario; la excentricidad accidental; puede ocurrir en este caso que la excentricidad sea de signo opuesto a la calculada. Para cada sistema plano deberá investigarse cual de las 2 excentricidades dadas por las ecuaciones 2.14 y 2.15 tenga efectos más desfavorables.

6) Para cada sistema plano deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma de 100 % de los efectos debido al sismo actuando en la dirección Y y viceversa. Rige el mayor de los resultados.

7) Conocido, el sistema de cargas que actúan en cada elemento resistente de éste se analiza de acuerdo con el programa de computadora.

2.6 APLICACION DEL METODO SISMICO ESTATICO

Para calcular las fuerzas sismicas se seguirán los siguientes pasos:

a) Condiciones de regularidad.

$$\frac{\text{Altura}}{\text{Distancia Menor de la base}} = \frac{43.2}{14} = 3.09$$

el valor obtenido anteriormente de 3.09 es mayor que 2.5 por tanto se aplicará 0.8 al coeficiente de comportamiento sísmico Q.

b) Ubicación del edificio

La estructura se encuentra ubicada en la zona III y está clasificada en el grupo B tipo 2 o sea B2. Por consiguiente los coeficientes que marca el Reglamento con las características anteriores son:

Factor de comportamiento sismico $Q=4$
Coeficiente sismico $c=0.4$

c) Cálculo de las fuerzas laterales

De la ecuación 2.4

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} (V)$$

donde

$$V = C_s W_t$$

$$C_s = \frac{c}{Q} W_t$$

entonces

$$V = \frac{c}{Q} W_t$$

$$W_t = (0.9) \times (14 \times 14) = 176.4 \text{ T}$$

|-----> Area del piso
|-----> Peso por piso

$$W_t = 14 \times 176.4 \text{ T} = 2469.6 \text{ T}$$

|-----> Número de pisos

Recordando que el factor de comportamiento sismico se multiplica por 0.8

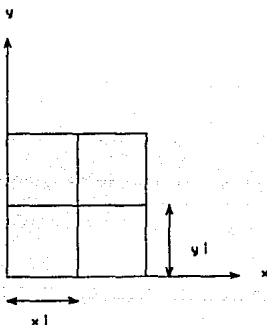
$$V = \frac{0.4}{0.8(4)} (2469.60) = 308.70 \text{ T}$$

$$P_i = \frac{308.7 W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Como la estructura es simétrica es igual calcular las fuerzas sísmicas en la dirección X o Y.

De igual manera se tiene 3 marcos en ambas direcciones, de manera que, las fuerzas sísmicas se repartirá proporcionalmente, o sea que se dividirá entre los 3.

En las tablas 2.3 y 2.4 se muestran las fuerzas laterales calculadas, así como las posición del cortante en cada entrepiso; la posición del cortante es calculada por la siguiente expresión:



Para la dirección X:

$$Y_i = \frac{\sum P_i \times Y_i}{V_{i,x}}$$

DIRECCION X

NIVEL	Wl	Hi	WiHi	Pix	Vix	Pix/3	Yi	PixYi	PixYi	Yy
14	176,4	43,2	7620,48	40,19240	40,19240	13,39746	7,00	281,3468	281,3468	7,00
13	176,4	40,2	7091,28	37,40126	37,40126	12,46709	7,00	261,8098	261,8098	7,00
12	176,4	37,2	6562,08	34,61012	34,61012	11,53670	7,00	242,2708	242,2708	7,00
11	176,4	34,2	6032,88	31,81898	31,81898	10,60632	7,00	222,7329	222,7329	7,00
10	176,4	31,2	5503,68	29,02784	29,02784	9,675949	7,00	203,1949	203,1949	7,00
9	176,4	28,2	4974,48	26,23670	26,23670	8,745569	7,00	183,6569	183,6569	7,00
8	176,4	25,2	4445,28	23,44556	23,44556	7,815189	7,00	164,1189	164,1189	7,00
7	176,4	22,2	3916,08	20,65443	20,65443	6,884810	7,00	144,5810	144,5810	7,00
6	176,4	19,2	3386,88	17,86329	17,86329	5,954430	7,00	125,0430	125,0430	7,00
5	176,4	16,2	2857,68	15,07215	15,07215	5,024050	7,00	105,5050	105,5050	7,00
4	176,4	13,2	2328,48	12,28101	12,28101	4,093670	7,00	85,96709	85,96709	7,00
3	176,4	10,2	1799,28	9,489873	9,489873	3,163291	7,00	66,42911	66,42911	7,00
2	176,4	7,2	1270,08	6,688734	6,688734	2,232911	7,00	46,89113	46,89113	7,00
1	176,4	4,2	740,88	3,907594	3,907594	1,302531	7,00	27,35316	27,35316	7,00

SUMA = 2469,6 58529,52

Tabla 2.3 Fuerza sísmica y cortante y posición del cortante

DIRECCION Y

NIVEL	Wi	Hi	WiHi	Piy	Viy	Piy/3	Ii	PiyIi	PiyIi	Iv
14	176,4	43,2	7620,48	40,19240	40,19240	13,39746	7,00	281,3468	281,3468	7,00
13	176,4	40,2	7091,28	37,40126	37,40126	12,46709	7,00	261,8098	261,8098	7,00
12	176,4	37,2	6562,08	34,61012	34,61012	11,53670	7,00	242,2708	242,2708	7,00
11	176,4	34,2	6032,88	31,81898	31,81898	10,60632	7,00	222,7329	222,7329	7,00
10	176,4	31,2	5503,68	29,02784	29,02784	9,675949	7,00	203,1949	203,1949	7,00
9	176,4	28,2	4974,48	26,23670	26,23670	8,745569	7,00	183,6569	183,6569	7,00
8	176,4	25,2	4445,28	23,44556	23,44556	7,815189	7,00	164,1189	164,1189	7,00
7	176,4	22,2	3916,08	20,65443	20,65443	6,884810	7,00	144,5810	144,5810	7,00
6	176,4	19,2	3386,88	17,86329	17,86329	5,954430	7,00	125,0430	125,0430	7,00
5	176,4	16,2	2857,68	15,07215	15,07215	5,024050	7,00	105,5050	105,5050	7,00
4	176,4	13,2	2328,48	12,28101	12,28101	4,093670	7,00	85,96709	85,96709	7,00
3	176,4	10,2	1799,28	9,489873	9,489873	3,163291	7,00	66,42911	66,42911	7,00
2	176,4	7,2	1270,08	6,688734	6,688734	2,232911	7,00	46,89113	46,89113	7,00
1	176,4	4,2	740,88	3,907594	3,907594	1,302531	7,00	27,35316	27,35316	7,00

SUMA = 2469,6 58529,52

Tabla 2.4 Fuerza sísmica y cortante y posición del cortante

donde

Y_i ; Es el centroide

Para la dirección Y:

$$X_i = \frac{\sum P_i y X_i}{V_i y}$$

donde

X_i ; Es el centroide

2.7 RIGIDECES DE ENTREPISO

Para obtener las rigideces de entrepiso, se optó por someter los diferentes marcos en sentido X y Y a fuerzas proporcionales resultantes del método estático en los diferentes niveles. Así de la definición de rigidez de entrepiso $R=V/\Delta x$, necesitamos conocer la cortante actuante en los diferentes entrepisos, así como los desplazamientos relativos entre niveles provocados por estas fuerzas

Para obtener los desplazamientos de los diferentes niveles se utilizó el sistema de computadora *DRASH 2D* (Dynamic response analysis of plane inelastic), para análisis estructural mismo que se utilizará para análisis sísmico dinámico.

En las figuras 2.5 y 2.6 se muestran la idealización de la estructura para la utilización del programa de computadora, donde se muestran sus cargas actuantes que son: cargas gravitacionales y cargas accidentales (fuerzas sísmicas); se hace hincapié que se realizará un único análisis debido que el marco es simétrico. Como se mencionó anteriormente las cargas gravitacionales mostradas en la figura 2.6 no son admitidas por el programa, sino sus fuerzas equivalentes mostradas en la tabla 1.2.

Con lo anterior se puede hacer el análisis elástico lineal de marcos planos sujetos a sollicitaciones estáticas del tipo de cargas en

las juntas, cargas en las barras, desplazamientos en los apoyos, así como combinaciones de las anteriores. Del mismo modo, el programa supone que todos los miembros de la estructura por analizar son barras rectas que mantienen constante su sección transversal a lo largo de las mismas.

El programa proporciona los resultados siguientes:

- Desplazamientos en las juntas de la estructura (absolutos)
- Valores de los elementos mecánicos en los extremos de las barras.
- Reacciones de la estructura en los apoyos.

En las páginas sucesivas se muestra un archivo de datos para el análisis estructural por carga gravitacional y carga sísmica para la estructura que tenemos; para mayor información sobre lo anterior se recomienda consultar la referencia (1).

Los desplazamientos obtenidos anteriormente mediante el análisis estructural se muestran en la tabla 2.5, así como la obtención de las rigideces se muestran en la tabla 2.6.

Conseguidas las rigideces se procederá al cálculo por torsión; en la figura 2.7 se muestran como ejemplo la distribución de rigideces para nivel 14 .

Se considerarán iguales para todos los marcos las rigideces, ya que las calculadas para el marco B (eje de rigideces 2X) son idénticas al eje 2 (eje de rigideces 2Y), y como éstas son las más desfavorables sería congruente nuestra suposición, aunque realmente estaríamos sobrados para los marcos no mencionados anteriormente.

Se aclara que el edificio en estudio cumple con los requisitos de estado límite por desplazamientos horizontales relativos que marca el RCDF-87 Artículo 209 (0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes), siendo éste de 1.8 cm, mismo que es mayor que los obtenidos en ambos sentidos. O sea (0.006x300), donde 300 es la altura.

START MARCO SERIE 2. ANALISIS ELASTICO CON CIMENTACION.. 1.1CS-1.1CV

45	9	3	1	14	0	2	0
1	0.0		0.				
2	700.		0.				
3	1400.		0.				
4	0.		420.				
5	700.		420.				
6	1400.		420.				
43	0.		4320.				
44	700.		4320.				
45	1400.		4320.				

4	43	12	3				
5	44	12	3				
6	45	12	3				
1	1	1	0	3	1		
1	3	4	5	6			
1	3	7	8	9			
1	3	10	11	12			
1	3	13	14	15			
1	3	16	17	18			
1	3	19	20	21			
1	3	22	23	24			
1	3	25	26	27			
1	3	28	29	30			
1	3	31	32	33			
1	3	34	35	36			
1	3	37	38	39			
1	3	40	41	42			
1	3	43	44	45			
1	14	0	0.02				

4	-1.72
7	-2.94
10	-4.16
13	-5.39
16	-6.58
19	-7.84
22	-9.02
25	-10.30
28	-11.48
31	-12.75
34	-13.94
37	-15.16
40	-16.39
43	-17.61

0 0 NO HAY SISMO
 0.0 0.0 0.0 0.0 0 0

0	0	0	0	0	0	0	0
2	42	7	1	1	0	0	0
1	221.4			9025.	6787552.	4.0	4.0 2.0
2	221.4			8100.	5467500.	4.0	4.0 2.0
3	221.4			6400.	3413333.	4.	4. 2.
4	221.4			4900.	2000833.	4.	4. 2.
5	221.4			3600.	1080000.	4.	4. 2.
6	221.4			2500.	520833.	4.	4. 2.
7	221.4			2025.	341719.	4.	4. 2.

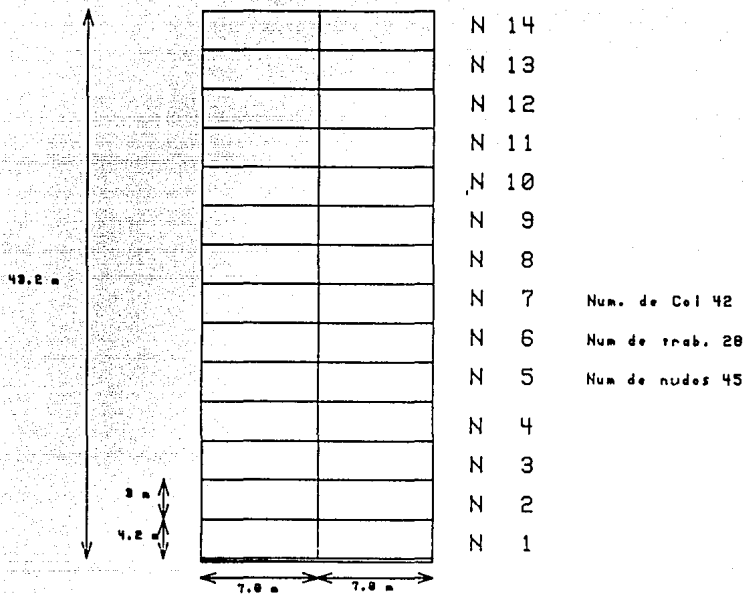


Figura 2.5 Idealización de la Estructura (Marco B)

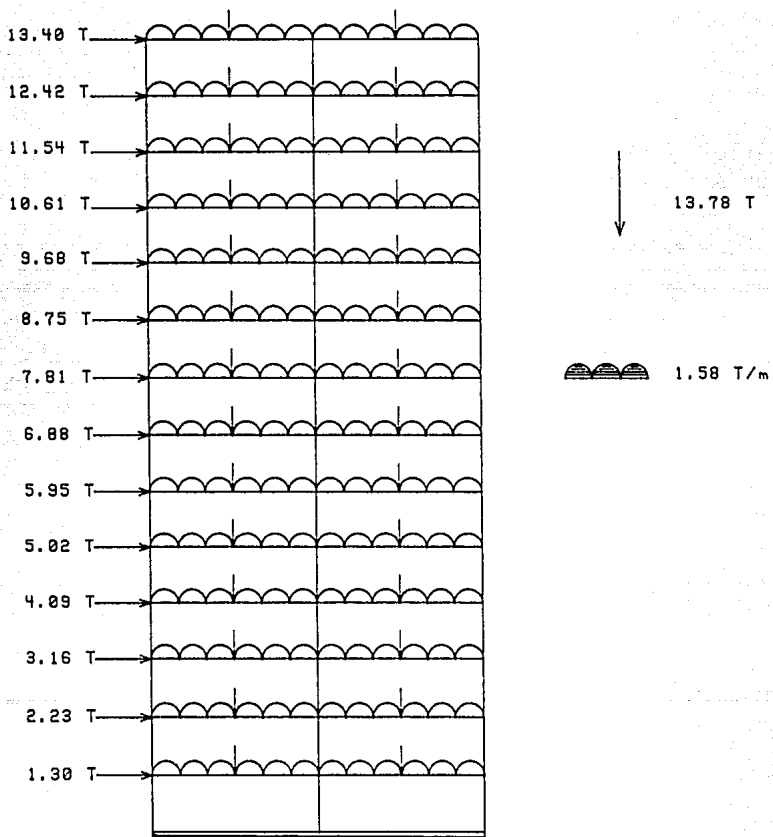


Figura 2.6 Cargas actuantes sobre el marco B

NUDO	CORTANTE	DESP. X	DES. RELAT
1	0.00	0	
4	102.20	0.8149	0.8149
7	101.59	1.7175	0.9060
10	99.36	2.7495	1.0320
13	96.20	3.8389	1.0894
16	92.11	4.9673	1.1284
19	87.09	6.0892	1.1218
22	81.14	7.2082	1.1190
25	74.26	8.2745	1.0663
28	66.45	9.3133	1.0388
31	57.70	10.2536	0.9402
34	48.02	11.1498	0.8964
37	37.41	11.8816	0.7318
40	25.87	12.4655	0.5829
43	13.40	12.8255	0.3610

Tabla 2.5 Desplazamientos en los nudos

NUDO	CORTANTE	DESP. X	DES. RELAT	RIGIDEZ
1	0.00	0		
4	102.20	0.8149	0.8149	125.940
7	101.59	1.7175	0.9060	112.125
10	99.36	2.7495	1.0320	96.277
13	96.20	3.8389	1.0894	88.303
16	92.11	4.9673	1.1284	81.630
19	87.09	6.0892	1.1218	77.631
22	81.14	7.2082	1.1190	72.513
25	74.26	8.2745	1.0663	69.640
28	66.45	9.3133	1.0388	63.967
31	57.70	10.2536	0.9402	61.367
34	48.02	11.1498	0.8964	53.579
37	37.41	11.8816	0.7318	51.120
40	25.87	12.4655	0.5829	44.383
43	13.40	12.8255	0.3610	37.116

Tabla 2.6 Cálculo de rigideces

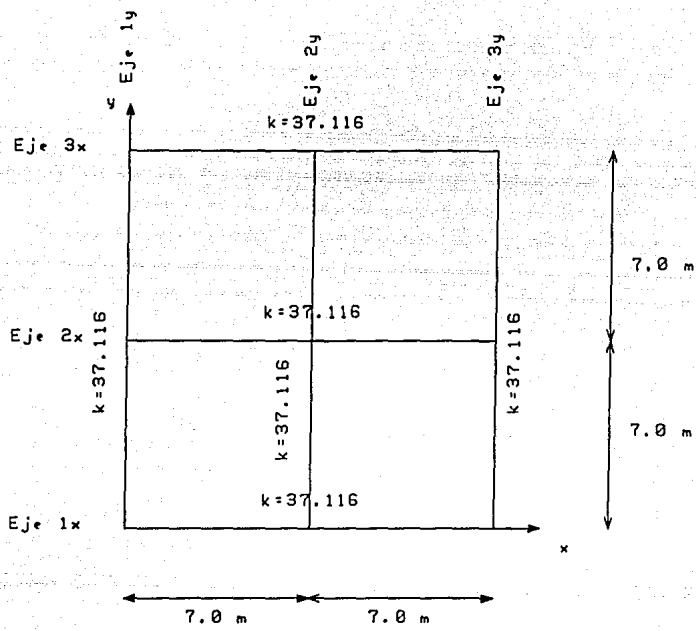


Figura 2.7 Distribución de rigideces para el entrespado 14

ENTREPISO 1

SENTIDO	V	POSTI. DEL COR.	POSTI. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	308.70	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	432.18	-432.18
Y	308.70	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	432.18	-432.18

EJE	R _{ix}	V _j	(R _{ix})(V _j)	V _{jt}	(R _{ix})(V _{jt})	R _{ix} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _x TOTAL	EFE DE TORSION	V _x +0.3V _y	0.3V _y +V _x
1x	127.00	0.00	0.00	-7.00	-889.00	6223.00	102.90	-15.44	87.47	15.44	92.10	41.67
2x	127.00	7.00	889.00	0.00	0.00	0.00	102.90	0.00	102.90	0.00	102.90	30.87
3x	127.00	14.00	1778.00	7.00	889.00	6223.00	102.90	15.44	118.34	15.44	122.97	50.94
SUMA	381.00		2667.00			12446.00						

EJE	R _{iy}	X _j	(R _{iy})(X _j)	X _{jt}	(R _{iy})(X _{jt})	R _{iy} (X _{jt})(X _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE TORSION	V _y +0.3V _x	0.3V _x +V _y
1y	127.00	0.00	0.00	-7.00	-889.00	6223.00	102.90	-15.44	87.47	15.44	92.10	41.67
2y	127.00	7.00	889.00	0.00	0.00	0.00	102.90	0.00	102.90	0.00	102.90	30.87
3y	127.00	14.00	1778.00	7.00	889.00	6223.00	102.90	15.44	118.34	15.44	122.97	50.94
SUMA	381.00		2667.00			12446.00						

Tabla 2.7a DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 2

SENTIDO	V	POSTI. DEL CORT.	POSTI. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	304.80	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	426.72	-426.72
Y	304.80	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	426.72	-426.72

42

EJE	R _{ix}	V _j	(R _{ix})(V _j)	V _{jt}	(R _{ix})(V _{jt})	R _{ix} (V _{jt})(V _{jt})	EFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _h TOTAL	EFE DE V _h TORSION	V _h 0.3V _j	0.3V _h V _j
1x	112.00	0.00	0.00	-7.00	-784.00	5488.00	101.60	-15.24	86.36	15.24	90.93	41.15
2x	112.00	7.00	784.00	0.00	0.00	0.00	101.60	0.00	101.60	0.00	101.60	30.48
3x	112.00	14.00	1568.00	7.00	784.00	5488.00	101.60	15.24	116.84	15.24	121.41	50.29
SUMA	336.00		2352.00			10976.00						

EJE	R _{iy}	K _j	(R _{iy})(K _j)	K _{jt}	(R _{iy})(K _{jt})	R _{iy} (K _{jt})(K _{jt})	EFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE V _y TORSION	V _y 0.3V _h	0.3V _y V _h
1x	112.00	0.00	0.00	-7.00	-784.00	5488.00	101.60	-15.24	86.36	15.24	90.93	41.15
2x	112.00	7.00	784.00	0.00	0.00	0.00	101.60	0.00	101.60	0.00	101.60	30.48
3x	112.00	14.00	1568.00	7.00	784.00	5488.00	101.60	15.24	116.84	15.24	121.41	50.29
SUMA	336.00		2352.00			10976.00						

Tabla 2.7b DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 3

SENTIDO	V	POSI. DEL CORT.	POSI. CENT. TORS.	es	b	$e1=1.5es+0.1b$	$e2=es-0.1b$	$M11=V_e1$	$M12=V_e2$
X	298.10	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	417.34	-417.34
Y	298.10	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	417.34	-417.34

EJE	R_{jx}	V_j	$(R_{jx})(V_j)$	V_{jt}	$(R_{jx})(V_{jt})$	$R_{jx}(V_{jt})(V_{jt})$	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V_x TOTAL	EFE DE V_y TORSION	$V_x+0.3V_y$	$0.3V_x$
1x	97.00	0.00	0.00	-7.00	-679.00	4753.00	99.37	-14.91	84.46	14.91	88.93	40
2x	97.00	7.00	679.00	0.00	0.00	0.00	99.37	0.00	99.37	14.91	103.84	44
3x	97.00	14.00	1358.00	7.00	679.00	4753.00	99.37	14.91	114.27	14.91	118.74	49
SUMA	291.00		2037.00			9506.00						

EJE	R_{jy}	X_j	$(R_{jy})(X_j)$	X_{jt}	$(R_{jy})(X_{jt})$	$R_{jy}(X_{jt})(X_{jt})$	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V_y TOTAL	EFE DE V_x TORSION	$V_y+0.3V_x$	$0.3V_y$
1y	97.00	0.00	0.00	-7.00	-679.00	4753.00	99.37	-14.91	84.46	14.91	88.93	40
2y	97.00	7.00	679.00	0.00	0.00	0.00	99.37	0.00	99.37	14.91	103.84	44
3y	97.00	14.00	1358.00	7.00	679.00	4753.00	99.37	14.91	114.27	14.91	118.74	49
SUMA	291.00		2037.00			9506.00						

Tabla 2.7c: DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 4

SENTIDO	V	POSTI. DEL CORT.	POSTI. CENT. TORS.	es	b	$e1=1.5es+0.1b$	$e2=es-0.1b$	$M1=V\cdot e1$	$M2=V\cdot e2$
X	288.60	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	404.04	-404.04
Y	288.60	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	404.04	-404.04

EJE	R_{jm}	V_j	$(R_{jm})(V_j)$	V_{jt}	$(R_{jm})(V_{jt})$	$R_{jm}(V_{jt})(V_{jt})$	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V_m TOTAL	EFE DE V_m TORSION	$V_m \cdot 0.3V_y$	$0.3V_m$
1m	89.00	0.00	0.00	-7.00	-623.00	4361.00	96.20	-14.43	81.77	14.43	86.10	38.
2m	89.00	7.00	623.00	0.00	0.00	0.00	96.20	0.00	96.20	0.00	96.20	28.
3m	89.00	14.00	1246.00	7.00	623.00	4361.00	96.20	14.43	110.63	14.43	114.96	47.
SUMA	267.00		1869.00			8722.00						

EJE	R_{jy}	X_j	$R_{jy}X_j$	X_{jt}	$R_{jy}X_{jt}$	$R_{jy}(X_{jt})(X_{jt})$	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V_y TOTAL	EFE DE V_m TORSION	$V_y \cdot 0.3V_x$	$0.3V_y$
1y	89.00	0.00	0.00	-7.00	-623.00	4361.00	96.20	-14.43	81.77	14.43	86.10	38.
2y	89.00	7.00	623.00	0.00	0.00	0.00	96.20	0.00	96.20	0.00	96.20	28.
3y	89.00	14.00	1246.00	7.00	623.00	4361.00	96.20	14.43	110.63	14.43	114.96	47.
SUMA	267.00		1869.00			8722.00						

Tabla 2.7d DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 5

SENTIDO	V	POSI. DEL CORT.	POSI. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	276.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	386.82	-386.82
Y	276.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	386.82	-386.82

EJE	R _{jx}	V _j	(R _{jx})(V _j)	V _{jt}	(R _{jx})(V _{jt})	R _{jx} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _x TOTAL	EFE DE V _y TORSION	V _y +0.3V _x	0.3V _x +V _y
1x	82.00	0.00	0.00	-7.00	-574.00	4018.00	92.10	-13.82	78.29	13.82	82.43	37.30
2x	82.00	7.00	574.00	0.00	0.00	0.00	92.10	0.00	92.10	0.00	92.10	27.63
3x	82.00	14.00	1148.00	7.00	574.00	4018.00	92.10	13.82	105.92	13.82	110.06	45.59
SUMA	246.00		1722.00			8036.00						

EJE	R _{xy}	X _j	(R _{xy})(X _j)	X _{jt}	(R _{xy})(X _{jt})	R _{xy} (X _{jt})(X _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE V _x TORSION	V _x +0.3V _y	0.3V _y +V _x
1y	82.00	0.00	0.00	-7.00	-574.00	4018.00	92.10	-13.82	78.29	13.82	82.43	37.30
2y	82.00	7.00	574.00	0.00	0.00	0.00	92.10	0.00	92.10	0.00	92.10	27.63
3y	82.00	14.00	1148.00	7.00	574.00	4018.00	92.10	13.82	105.92	13.82	110.06	45.59
SUMA	246.00		1722.00			8036.00						

Tabla 2.7e DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 6

SENTIDO	V	POSI. DEL CORT.	POSI. CENT. TOPS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	261.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	365.82	-365.82
Y	261.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	365.82	-365.82

EJE	R _{jk}	V _j	(R _{jk})(V _j)	V _{jt}	(R _{jk})(V _{jt})	R _{jk} (V _{jt})(V _{jt})	EFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _k TOTAL	EFE DE TORSION	V _{jt} (0.3V _j)	0.3V _{jt} (V _{jt})
1x	78.00	0.00	0.00	-7.00	-546.00	3822.00	87.10	-13.07	74.04	13.07	77.95	35.
2x	78.00	7.00	546.00	0.00	0.00	0.00	87.10	0.00	87.10	0.00	87.10	26.
3x	78.00	14.00	1092.00	7.00	546.00	3822.00	87.10	13.07	100.17	13.07	104.08	43.
SUMA	234.00		1638.00			7644.00						

EJE	R _{jy}	X _j	(R _{jy})(X _j)	X _{jt}	(R _{jy})(X _{jt})	R _{jy} (X _{jt})(X _{jt})	EFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _j TOTAL	EFE DE TORSION	V _{jt} (0.3V _x)	0.3V _{jt} (V _{jt})
1y	78.00	0.00	0.00	-7.00	-546.00	3822.00	87.10	-13.07	74.04	13.07	77.95	35.
2y	78.00	7.00	546.00	0.00	0.00	0.00	87.10	0.00	87.10	0.00	87.10	26.
3y	78.00	14.00	1092.00	7.00	546.00	3822.00	87.10	13.07	100.17	13.07	104.08	43.
SUMA	234.00		1638.00			7644.00						

Tabla 2.71 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 7

SENTIDO	V	POSI. DEL CORT.	POSI. CENT. TORS.	es	b	e1=1,5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	243.40	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	340.76	-340.76
Y	243.40	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	340.76	-340.76

47

EJE	Rjx	Vj	(Rjx)(Vj)	Vjt	(Rjx)(Vjt)	Rjx(Vjt)(Vjt)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	Vx TOTAL	EFE DE Vx TORSION	Vx+0.3Vy	0.3Vx+Vy
1x	73.00	0.00	0.00	-7.00	-511.00	3577.00	81.13	-12.17	68.96	12.17	72.61	32.86
2x	73.00	7.00	511.00	0.00	0.00	0.00	81.13	0.00	81.13	0.00	81.13	24.34
3x	73.00	14.00	1022.00	7.00	511.00	3577.00	81.13	12.17	93.30	12.17	96.95	40.16
SUMA	219.00		1533.00			7154.00						

EJE	Rjy	Xj	(Rjy)(Xj)	Xjt	(Rjy)(Xjt)	Rjy(Xjt)(Xjt)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	Vy TOTAL	EFE DE Vy TORSION	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vx
1y	73.00	0.00	0.00	-7.00	-511.00	3577.00	81.13	-12.17	68.96	12.17	72.61	32.86
2y	73.00	7.00	511.00	0.00	0.00	0.00	81.13	0.00	81.13	0.00	81.13	24.34
3y	73.00	14.00	1022.00	7.00	511.00	3577.00	81.13	12.17	93.30	12.17	96.95	40.16
SUMA	219.00		1533.00			7154.00						

Tabla 2.8q DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO II

SENTIDO	V	POSIC. DEL CORTE.	POSIC. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	222.80	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	311.92	-311.92
Y	222.80	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	311.92	-311.92

EJE	R _{jx}	V _j	(R _{jx})(V _j)	V _{jt}	(R _{jx})(V _{jt})	R _{jx} (V _{jt} +V _j)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _x TOTAL	EFE DE TORSION V _x +0.3V _y	0.3V _x +V _y	
1x	70.00	0.00	0.00	-7.00	-490.00	3430.00	74.27	-11.14	63.13	11.14	66.47	30.08
2x	70.00	7.00	490.00	0.00	0.00	0.00	74.27	0.00	74.27	0.00	74.27	22.28
3x	70.00	14.00	980.00	7.00	490.00	3430.00	74.27	11.14	85.41	11.14	88.75	36.76
SUMA	210.00		1470.00			6860.00						

EJE	R _{yy}	V _j	(R _{yy})(V _j)	V _{jt}	(R _{yy})(V _{jt})	R _{yy} (V _{jt} +V _j)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE TORSION V _y +0.3V _x	0.3V _y +V _x	
1y	70.00	0.00	0.00	-7.00	-490.00	3430.00	74.27	-11.14	63.13	11.14	66.47	30.08
2y	70.00	7.00	490.00	0.00	0.00	0.00	74.27	0.00	74.27	0.00	74.27	22.28
3y	70.00	14.00	980.00	7.00	490.00	3430.00	74.27	11.14	85.41	11.14	88.75	36.76
SUMA	210.00		1470.00			6860.00						

Tabla 2.7h DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 9

SENTIDO	V	POSTI. DEL CRT.	POSTI. CENT.	TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Vx1	M2=Vx2
X	199.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	279.02	-279.02	
Y	199.30	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	279.02	-279.02	

64

EJE	R _{jk}	V _j	C _{Rjk} (C _{Vj})	V _{jt}	(R _{jk})(C _{Vjt})	R _{jk} (C _{Vj})(M _{Vjt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _k TOTAL	EFE DE V _k TORSION	V _{yt} +0.3V _x	0.3V _y +V _x
1x	66.00	0.00	0.00	-7.00	-462.00	3234.00	66.43	-9.97	56.47	9.97	59.46	26.91
2x	66.00	7.00	462.00	0.00	0.00	0.00	66.43	0.00	66.43	0.00	66.43	19.93
3x	66.00	14.00	924.00	7.00	462.00	3234.00	66.43	9.97	76.40	9.97	79.39	32.88
SUMA	198.00		1386.00			6468.00						

EJE	R _{ky}	V _k	C _{Rky} (C _{Vk})	V _{kt}	(R _{ky})(C _{Vkt})	R _{ky} (C _{Vk})(M _{Vkt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE V _k TORSION	V _{yt} +0.3V _x	0.3V _y +V _x
1y	66.00	0.00	0.00	-7.00	-462.00	3234.00	66.00	-9.97	56.04	0.00	56.04	16.81
2y	66.00	7.00	462.00	0.00	0.00	0.00	66.43	0.00	66.43	0.00	66.43	19.93
3y	66.00	14.00	924.00	7.00	462.00	3234.00	66.43	9.97	76.40	9.97	79.39	32.88
SUMA	198.00		1386.00			6468.00						

Tabla 2.71 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 10

SENTIDO	V	POSI. DEL CRT.	POSI. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	173.10	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	242.34	-242.34
Y	173.10	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	242.34	-242.34

OS

EJE	R _{jm}	V _j	(R _{jm})(V _j)	V _{jt}	(R _{jm})(V _{jt})	R _{jm} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _m TOTAL	EFE DE V _y TORSION	V _y +0.3V _x	0.3V _x +V _y
1x	60.00	0.00	0.00	-7.00	-420.00	2940.00	57.70	-8.66	49.05	8.66	51.64	23.37
2x	60.00	7.00	420.00	0.00	0.00	0.00	57.70	0.00	57.70	0.00	57.70	17.31
3x	60.00	14.00	840.00	7.00	420.00	2940.00	57.70	8.66	66.35	8.66	68.95	29.56
SUMA	180.00		1260.00			5880.00						

EJE	R _{jm}	V _j	(R _{jm})(V _j)	V _{jt}	(R _{jm})(V _{jt})	R _{jm} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _m TOTAL	EFE DE V _x TORSION	V _x +0.3V _y	0.3V _y +V _x
1x	60.00	0.00	0.00	-7.00	-420.00	2940.00	60.00	-8.66	51.35	0.00	51.35	15.40
2x	60.00	7.00	420.00	0.00	0.00	0.00	57.70	0.00	57.70	0.00	57.70	17.31
3x	60.00	14.00	840.00	7.00	420.00	2940.00	57.70	8.66	66.35	8.66	68.95	29.56
SUMA	180.00		1260.00			5880.00						

Tabla 2.7] DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 11

SENTIDO	V	POSI. DEL CORT.	POSI. CENT.	TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Ve1	M2=Ve2
X	144.00	7.00	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	201.60	-201.60
Y	144.00	7.00	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	201.60	-201.60

EJE	Rjx	Vj	(Rjx)(Vj)	Vjt	(Rjx)(Vjt)	Rjx(Vjt)(Vjt)	EFFECTOS DE DIRECTOS	DE TORSION	Vh TOTAL	EFE DE Vh TORSION	Vh+0.3Vy	0.3Vh+Vy
1x	54.00	0.00	0.00	-7.00	-378.00	2646.00	48.00	-7.20	40.80	7.20	42.96	19.44
2x	54.00	7.00	378.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00	48.00	0.00	48.00	14.40
3x	54.00	14.00	756.00	7.00	378.00	2646.00	48.00	7.20	55.20	7.20	57.36	23.76
SUMA	162.00		1134.00			5292.00						

EJE	Rjy	Xj	(Rjy)(Xj)	Xjt	(Rjy)(Xjt)	Rjy(Xjt)(Xjt)	EFFECTOS DE DIRECTOS	DE TORSION	Vy TOTAL	EFE DE Vh TORSION	Vy+0.3Vx	0.3Vy+Vh
1y	54.00	0.00	0.00	-7.00	-378.00	2646.00	48.00	-7.20	40.80	7.20	42.96	19.44
2y	54.00	7.00	378.00	0.00	0.00	0.00	48.00	0.00	48.00	0.00	48.00	14.40
3y	54.00	14.00	756.00	7.00	378.00	2646.00	48.00	7.20	55.20	7.20	57.36	23.76
	162.00		1134.00			5292.00						

Tabla 2.7k DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 12

SENTIDO	V	POST. DEL CRT.	POST. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=Vx1	M2=Vx2
X	112.20	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	157.08	-157.08
Y	112.20	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	157.08	-157.08

52

EJE	R _{jx}	V _j	(R _{jx})(V _j)	V _{jt}	(R _{jx})(V _{jt})	R _{jx} (V _j)(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _x TOTAL	EFE DE TORSION V _y	V _y 10.3V _x	0.3V _x 1V _y
1x	52.00	0.00	0.00	-7.00	-364.00	2548.00	37.40	-5.61	31.79	5.61	33.47	15.15
2x	52.00	7.00	364.00	0.00	0.00	0.00	37.40	0.00	37.40	0.00	37.40	11.22
3x	52.00	14.00	728.00	7.00	364.00	2548.00	37.40	5.61	43.01	5.61	44.69	18.51
SUMA	156.00		1092.00			5096.00						

EJE	R _{iy}	X _j	(R _{iy})(X _j)	X _{jt}	(R _{iy})(X _{jt})	R _{iy} (X _j)(X _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE TORSION V _x	V _x 10.3V _y	0.3V _y 1V _x
1y	52.00	0.00	0.00	-7.00	-364.00	2548.00	37.40	-5.61	31.79	5.61	33.47	15.15
2y	52.00	7.00	364.00	0.00	0.00	0.00	37.40	0.00	37.40	0.00	37.40	11.22
3y	52.00	14.00	728.00	7.00	364.00	2548.00	37.40	5.61	43.01	5.61	44.69	18.51
	156.00		1092.00			5096.00						

Tabla 2.71 DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 13

SENTIDO	V	POST. DEL CORT.	POST. CENT. TORS.	es	b	e1=1.5es+0.1b	e2=es-0.1b	M1=V/e1	M2=V/e2
X	77.60	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.4	108.64	-108.64
Y	77.60	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.4	108.64	-108.64

60

EJE	R _{jk}	V _j	(R _{jk})(V _j)	V _{jt}	(R _{jk})(V _{jt})	R _{jk} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _k TOTAL	EFE DE V _j TORSION	V _k +0.3V _y	0.3V _k +V _y
1x	45.00	0.00	0.00	-7.00	-315	2205.00	25.87	-3.88	21.98666	3.88	23.150666	10.476
2x	45.00	7.00	315.00	0.00	0	0.00	25.87	0	25.86666	0	25.866666	7.76
3x	45.00	14.00	630.00	7.00	315	2205.00	25.87	3.88	29.74666	3.88	30.910666	12.804
SUMA	135.00		945.00			4410.00						

EJE	R _{ky}	V _j	(R _{ky})(V _j)	V _{jt}	(R _{ky})(V _{jt})	R _{ky} (V _{jt})(V _{jt})	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _k TOTAL	EFE DE V _k TORSION	V _k +0.3V _x	0.3V _k +V _x
1y	45.00	0.00	0.00	-7.00	-315	2205.00	25.87	-3.88	21.98666	3.88	23.150666	10.476
2y	45.00	7.00	315.00	0.00	0	0.00	25.87	0	25.86666	0	25.866666	7.76
3y	45.00	14.00	630.00	7.00	315	2205.00	25.87	3.88	29.74666	3.88	30.910666	12.804
	135.00		945.00			4410.00						

Tabla 2.7a DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

ENTREPISO 14

SENTIDO	V	POSI. DEL COR.	POST. CENT. TORS.	a _s	b	e ₁ =1.5e _s +0.1b	e ₂ =e _s -0.1b	M ₁ =V _e 1	M ₂ =V _e 2
X	40.19	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	56.27	-56.27
Y	40.19	7.00	7.00	0.00	14.00	1.40	-1.40	56.27	-56.27

25

EJE	R _{jk}	V _j	(R _{jk})(V _j)	V _{jt}	(R _{jk})(V _{jt})	R _{jk} (V _{jt} +V _j)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _k TOTAL	EFE DE V _k TORSION	V _k +0.3V _y	0.3V _k +V _y
1x	38.00	0.00	0.00	-7.00	-266.00	1862.00	13.40	-2.01	11.39	2.01	11.99	5.43
2x	38.00	7.00	266.00	0.00	0.00	0.00	13.40	0.00	13.40	0.00	13.40	4.02
3x	38.00	14.00	532.00	7.00	266.00	1862.00	13.40	2.01	15.41	2.01	16.01	6.63
SUMA	114.00		798.00			3724.00						

EJE	R _{ky}	X _j	(R _{ky})(X _j)	X _{jt}	(R _{ky})(X _{jt})	R _{ky} (X _{jt} +X _j)	EFFECTOS DIRECTOS	DE TORSION	V _y TOTAL	EFE DE V _k TORSION	V _k +0.3V _x	0.3V _k +V _x
1x	38.00	0.00	0.00	-7.00	-266.00	1862.00	13.40	-2.01	11.39	2.01	11.99	5.43
2x	38.00	7.00	266.00	0.00	0.00	0.00	13.40	0.00	13.40	0.00	13.40	4.02
3x	38.00	14.00	532.00	7.00	266.00	1862.00	13.40	2.01	15.41	2.01	16.01	6.63
SUMA	114.00		798.00			3724.00						

Tabl. 2.7n DISTRIBUCION DE FUERZAS CORTANTES EN LOS ELEMENTOS RESISTENTES

2.8) ANALISIS POR TORSION.

Como siguiente paso, se realiza el análisis por torsión; para tal efecto se muestran en la tabla 2.7 los cálculos de las fuerzas cortantes para los diferentes entrepisos; tanto para la dirección X como para la dirección Y son iguales, esto se debe a la simetría que existe en la estructura.

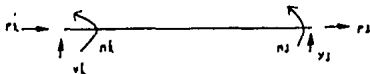
Teniendo las cortantes sísmicas para cada marco se procederá a obtener las fuerzas. Se considerará la mayor cortante sísmica actuando en los 3 marcos, que en este caso es la del eje de rigideces 3X y 3Y. En la tabla 2.8 se muestra la fuerza sísmica lateral.

Obtenidas ya las fuerzas sísmicas se realizará el análisis estructural definitivo, el cual será utilizado para el diseño de los elementos estructurales.

Nada más que el Reglamento marca las siguientes combinaciones y regirá la mayor:

- 1) Carga Gravitacional x 1.4
 - 2) (Carga Gravitacional + Carga Sísmica) x 1.1
 - 3) (Carga Gravitacional - Carga Sísmica) x 1.1
- (el signo menos indica que va de regreso)

En las figuras 2.8 y 2.9 se muestran las cargas respectivas últimas aplicadas a la estructura (sin sismo y con sismo). La convención de signos que utiliza el programa de computadora se muestra en la siguiente figura



NIVEL ENTREPISO	V _i Ton.	P _i Ton.
14	16.01	16.01
13	30.91	14.09
12	44.69	13.78
11	57.36	12.78
10	68.95	11.59
9	79.39	10.44
8	88.75	9.36
7	96.95	8.20
6	104.08	7.13
5	110.06	5.98
4	114.96	4.90
3	118.74	3.78
2	121.41	2.67
1	122.97	1.56

Tabla 2.8 Fuerza cortante total en los diferentes entrepisos

Los resultados para los momentos, fuerzas axiales y cortantes se encuentran en toneladas-cm y toneladas. En la tabla 2.9 se muestran los valores de los desplazamientos totales, cuyos valores se tendrán que multiplicar por Q según marca el artículo del RCDF-87 que dice " Los desplazamientos calculados de acuerdo con cualquier método (estático y dinámico), empleando las fuerzas sísmicas reducidas, deben multiplicarse por el factor de comportamiento sísmico que marquen dichas normas; en nuestro caso se utilizó Q=4. En la tabla 2.10 a y b, se muestran los elementos mecánicos (columnas y vigas).

NUMERO DE NIVEL	NUMERO DE NUDO	DESPLA. X	DES. REL. ESTATICO	DES. TOTAL ESTATICO	DES. TOTAL POR Q=4
CIMENTACION		0.000	0.000	0.000	0.000
N1	4	1.067	1.067	1.067	4.270
N2	7	2.259	1.192	2.259	9.040
N3	10	3.617	1.358	3.617	14.470
N4	13	5.049	1.432	5.049	20.200
N5	16	6.534	1.485	6.534	26.140
N6	19	8.009	1.475	8.009	32.040
N7	22	9.481	1.472	9.481	37.920
N8	25	10.884	1.403	10.884	43.540
N9	28	12.250	1.368	12.250	49.000
N10	31	13.487	1.237	13.487	53.950
N11	34	14.666	1.179	14.666	58.660
N12	37	15.629	0.963	15.629	62.520
N13	40	16.396	0.767	16.396	65.580
N14	43	16.871	0.475	16.871	67.480

Tabla 2.9 Desplazamientos totales afectados por Q=4.

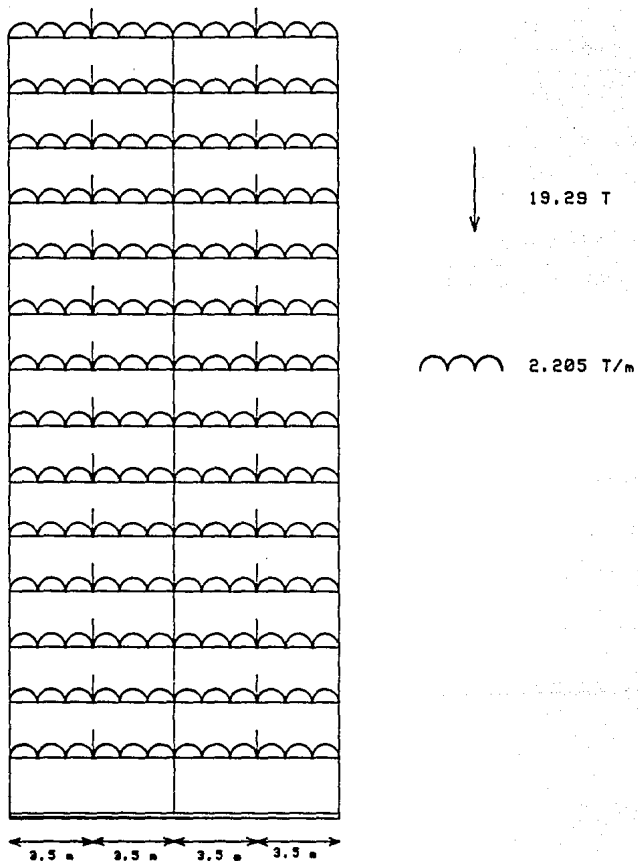


Figura 2.8 Marco B Carga Gravitacional x 1.4

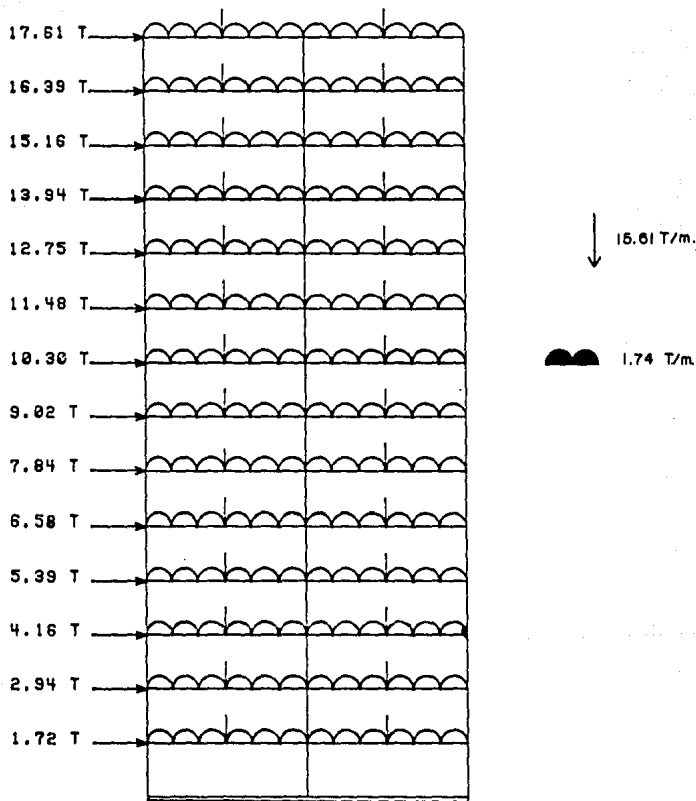


Figura 2.9 Marco B (Carga Gravitacional + Carga Sismica) x 1.1

2.9) DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

Obtenidas los elementos mecánicos se procede diseñarán tanto las columnas como las trabes.

Cabe mencionar que no se diseñarán todas las trabes sino solamente algunas para mostrar el procedimiento de cálculo a seguir.

2.9.1) TRABES.

Para vigas simplemente armadas rectangulares la secuela es :

- 1) Se calcula la cuantía de acero balanceada

$$\rho_b = \frac{f''}{f_y} \left(\frac{4800}{f_y + 6000} \right)$$

- 2) Se halla la cantidad máxima, para de zona sísmica es:

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b$$

- 3) Se determina el coeficiente q

$$q = \rho \frac{f_y}{f''_c}$$

- 4) Se encuentra el momento resistente

$$M_R = FR f''_c b d^2 q (1 - 0.5q)$$

- 5) Se compara el momento resistente con el momento deducido último, este resultado es obtenido por el análisis estructural haciendo notar que se debe tomar el momento crítico o sea el momento máximo.

6) Si el momento resistente es mayor que el momento deducido último no requiere refuerzo en compresión, en caso contrario la viga se proyectará doblemente armada.

Para vigas doblemente armadas se seguirá el siguiente procedimiento:

1) Se calcula el valor M_z

$$M_z = M_u - M_s$$

2) Se determina el área de acero para tomar M_z

$$A_s = \frac{M_z}{FR(f_y)(d-d')}$$

Se hace la observación que en el diseño de las trabes se requiere un refuerzo mínimo; por tanto, existirá un momento resistente mínimo, esto quiere decir, que si el momento deducido último llega a ser menor que el momento resistente mínimo, se tomará este último para los fines de proyecto. A continuación se presenta el cálculo para obtenerlo:

Datos

$$b = 30\text{cm.}$$

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

$$h = 65\text{cm.}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 65 - 5 = 60\text{cm.}$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7(f'_c)^{0.5}}{f_y} = \frac{0.7(250)^{0.5}}{4200} = 0.0026$$

$$f^*_c = 0.8f'_c = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Si } f^*_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{min} = \rho_{min} \frac{f_y}{f'_c} = 0.0026 \frac{4200}{170} = 0.064$$

$$M_R = FRbd^2 f'_c q (1 - 0.5q)$$

Para flexión FR = 0.9

$$M_R = 0.9(30)(60)^2(170)(0.064)(1 - 0.5(0.064)) = 1023694.8 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 10.237 \text{ T-m} \quad \text{Momento Resistente M\u00ednimo}$$

Entrepiso 1

Datos

Mu = 7663.57 T-cm ; Momento deducido \u00faltimo

b = 30 cm h = 65 cm

d = 65 - 5 = 60 cm

f'_c = 250 kg/cm²

f_y = 4200 kg/cm²

Constantes

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

$$\rho_b = \frac{170}{4200} \left(\frac{4800}{4200 + 6000} \right) = 0.019$$

$$\rho_{max} = 0.75(0.019)$$

$$\rho_{max} = 0.01425$$

$$q_{max} = 0.01425 \left(\frac{4200}{170} \right) = 0.352$$

$$M_R = 0.9(30)(60)^2(170)(0.352)(1 - 0.5(0.352))$$

$$M_R = 4792753.10 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 4792.7 \text{ T-cm}$$

$$M_R < M_u$$

por tanto se requiere acero de compresi\u00f3n.

$$M_2 = 7663.57 - 4792.7 = 2870.87 \text{ Tcm}$$

$$A_s = \frac{2870870}{0.9(4200)(60-5)} = 13.81 \text{ cm}^2$$

2.9.2) COLUMNAS.

En este caso si se calculan todas las columnas que intervienen para esta estructura, siendo 14 tipos diferentes, debido a que ciertos valores de los diagramas de interacción que se utilizaron para diseñarlas son requeridos por el programa de computadora Drain-2d.

El procedimiento es el siguiente:

1) Suponer una sección.

Se propuso la sección, después se realizó el análisis estructural y se encontraron las cargas últimas que se muestran en la tabla 2.11

2) Se calculan los parámetros K y R, donde:

$$K = \frac{P_u}{FRbh''f''_c} \quad R = \frac{M_u}{FRbh''^2f''_c}$$

Con los valores anteriores se entra a los diagramas de interacción y se obtiene el coeficiente q.

El factor de resistencia se supone igual a 0.6 cuando la falla es de compresión; también debe considerarse que el valor de Mu incluya el momento adicional debido a la excentricidad accidental que especifican las Normas Técnicas Complementarias de diseño para estructuras de concreto que se obtiene multiplicando por 1.07 a Mu.

3) Se determina la cuantía ρ .

$$\rho = q \frac{f''}{f_y}$$

4) Se calcula el área de acero.

Los parámetros K y R se obtiene para las tres condiciones de carga y en los tres diferentes ejes de columnas; para el caso presente se utilizarán los dos primeros con sus condiciones de carga respectivamente, debido a que, como es simétrico el marco, sus momentos últimos del eje 1 de columna al eje 3 de columnas son iguales en valor absoluto.

Las características adicionales que se calcularán para el programa de computadora se muestran en la siguiente figura:

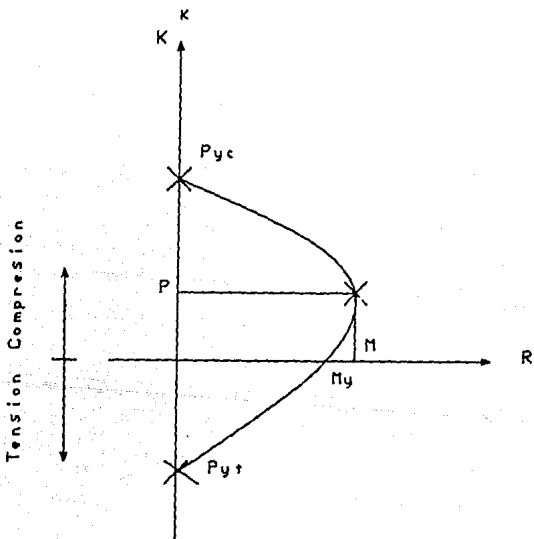


Diagrama de interacción de una columna

donde:

M_{y+} = Momento sin carga axial positiva.

M_{y-} = Momento sin carga axial negativa.

P_{y_c} = Carga axial de compresión.

P_{y_t} = Carga axial de tensión.

P = Coordenada de la falla balanceada como una proporción de M_{y_t} .

M = Coordenada de la falla balanceada como una proporción de P_{y_c} .

Se considera un diagrama simétrico o sea que la parte negativa como la positiva son iguales.

2.9.3) DISEÑO DE LAS COLUMNAS.

Así como en la viga se calculó su acero mínimo, también se calculará en la columna.

Datos

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

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f'_c = 170 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\text{Si } f'_c < 250 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$\frac{f_y}{f''_c} = \frac{4200}{170} = 2470$$

$$\rho_{mín} = 0.01$$

$$q_{mín} = \rho_{mín} \left(\frac{f_y}{f''_c} \right) = 0.01 \left(\frac{4200}{170} \right) = 0.25$$

donde:

M_{y+} = Momento sin carga axial positiva.

M_{y-} = Momento sin carga axial negativa.

P_{y_c} = Carga axial de compresión.

P_{y_t} = Carga axial de tensión.

P = Coordenada de la falla balanceada como una proporción de M_{y_t} .

M = Coordenada de la falla balanceada como una proporción de P_{y_c} .

Se considera un diagrama simétrico o sea que la parte negativa como la positiva son iguales.

2.9.3) DISEÑO DE LAS COLUMNAS.

Así como en la viga se calculó su acero mínimo, también se calculará en la columna.

Datos

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*_c = 0.8 f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 f^*_c = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Si } f^*_c (= 250 \text{ kg/cm}^2))$$

$$\frac{f_y}{f''_c} = \frac{4200}{170} = 2470$$

$$\rho_{min} = 0.01$$

$$\rho_{min} = \rho_{min} \left(\frac{f_y}{f''_c} \right) = 0.01 \left(\frac{4200}{170} \right) = 0.25$$

Proseguiremos a construir su diagrama de interacción que se muestra en la figura 2.11; para este caso y los posteriores se auxilió de la referencia (2).

En la tabla 2.11 se muestra los valores últimos de la carga axial y del momento flexionante obtenidos de la tabla 2.10 para posteriormente utilizarlos para calcular los parámetros K y R; se advierte que se hace el análisis respecto a los ejes 1 y 2, puesto que el valor al eje 1 es igual al del eje 3.

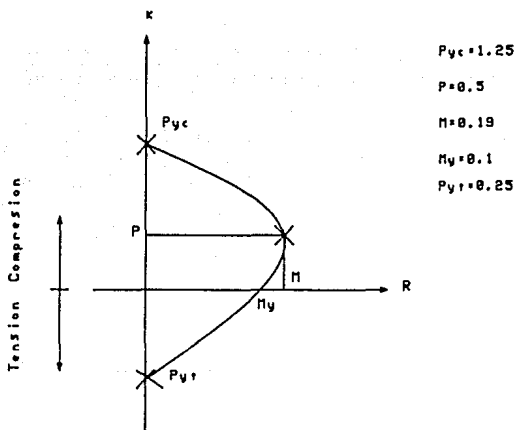


Figura 2.11 Diagrama de interacción para $q=0.25$

CONDICIONES DE CARGA							ENTREPISO
	1		2		3		
	(Ton)	(T-m)	(Ton)	(T-m)	(Ton)	(T-m)	
Eje 1	254.50	10.19	46.64	162.67	446.57	168.19	1
2	463.17	0	363.92	257.51	-----	-----	
Eje 1	238.99	18.28	40.89	80.24	413.31	108.97	2
2	428.00	0	336.86	103.93	-----	-----	
Eje 1	219.19	12.06	31.68	52.25	376.12	68.19	3
2	394.90	0	310.28	96.87	-----	-----	
Eje 1	201.27	14.07	20.98	34.88	337.25	56.95	4
2	361.31	0	283.89	80.61	-----	-----	
Eje 1	183.17	12.20	9.76	31.13	297.60	48.41	5
2	328.05	0	257.76	69.57	-----	-----	
Eje 1	164.98	14.37	0.33	23.86	258.93	41.62	6
2	295.0	0	231.78	71.49	-----	-----	
Eje 1	146.64	12.18	9.71	21.73	220.72	38.90	7
2	282.24	0	206.04	63.42	-----	-----	
Eje 1	128.25	14.62	16.97	20.86	184.56	43.83	8
2	229.59	0	180.39	63.79	-----	-----	
Eje 1	109.72	11.97	22.74	20.54	149.68	39.34	9
2	197.20	0	154.94	52.72	-----	-----	
Eje 1	91.23	14.67	25.80	14.20	117.57	37.25	10
2	164.73	0	129.43	50.0	-----	-----	
Eje 1	72.65	11.52	26.73	12.87	87.44	30.97	11
2	132.46	0	104.07	37.82	-----	-----	
Eje 1	54.31	13.80	24.56	6.70	60.79	28.40	12
2	99.70	0	78.34	31.73	-----	-----	
Eje 1	35.90	10.09	19.51	5.06	36.91	20.93	13
2	67.07	0	52.70	20.92	-----	-----	
Eje 1	17.52	17.71	10.98	9.32	16.55	21.33	14
2	34.39	0	27.02	12.72	-----	-----	

Tabla 2.11 Elementos mecánicos (marco b) de las columnas

ENTREPISO 1

Datos

$$b = h = 95\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 920.55 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 87452.25 / 1.07 = 81731.07 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.28	0.01	—
	2	0.05	0.20	0.50
	3	0.49	0.21	0.30
2	1	0.50	0	—
	2	0.40	0.31	0.62

$$P_{yc} = 1.70 (920.55) = 1564.94 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.62 (920.55) = 570.74 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.275 (81731.07) = 22476.03 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.45/1.70 = 0.26$$

$$M = 0.32/0.275 = 1.16$$

$$q = 0.62$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 2

Datos

$$b = h = 95\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 920.55 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 87452.25 / 1.07 = 81731.07 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.26	0.022	—
	2	0.04	0.098	0.2
	3	0.45	0.13	—
2	1	0.47	0	—
	2	0.36	0.13	—

$$P_{yc} = 1.25 (920.55) = 1150.7 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.25 (920.55) = 230.10 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.1 (81731.07) = 8173.1 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.25 = 0.4$$

$$M = 0.19/0.1 = 1.9$$

$$q = 0.25 \text{ Minimo}$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 3

Datos

$$b = h = 90\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 826.2 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 74358 / 1.07 = 69493.46 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.27	0.02	—
	2	0.04	0.08	0.15
	3	0.46	0.10	—
2	1	0.48	0	—
	2	0.38	0.14	—

$$P_{yc} = 1.25 (826.2) = 1032.75 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.25 (826.2) = 206.55 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.1 (69493.46) = 6949.35 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.25 = 0.4$$

$$M = 0.19/0.1 = 1.9$$

$$q = 0.25 \text{ Minimo}$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 4

Datos

$$b = h = 90\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_R b h f''c = 826.2 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''c = 74358 / 1.07 = 69493.46 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.24	0.02	—
	2	0.03	0.05	—
	3	0.41	0.08	—
2	1	0.44	0	—
	2	0.35	0.12	—

$$P_{yc} = 1.25 (826.20) = 1032.75 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.25 (826.20) = 206.55 \text{ T}$$

$$M_{y*} = 0.1 (69493.46) = 6949.35 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.25 = 0.4$$

$$M = 0.19/0.1 = 1.9$$

$$q = 0.25 \text{ M\u00ednimo}$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 5

Datos

$$b = h = 80\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 652.80 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 52224.0 / 1.07 = 48807.48 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.28	0.02	—
	2	0.03	0.06	—
	3	0.46	0.10	—
2	1	0.50	—	—
	2	0.39	0.14	—

$$P_{yc} = 1.25 (652.8) = 816 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.25 (652.8) = 163.2 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.1 (48807.48) = 4880.75 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.25 = 0.4$$

$$M = 0.19/0.1 = 1.9$$

$$q = 0.25 \text{ Minimo}$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 6

Datos

$$b = h = 80\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 652.8 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 52240 / 1.07 = 48807.48 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.25	0.03	—
	2	0	0.05	0.10
	3	0.4	0.09	—
2	1	0.45	—	—
	2	0.36	0.15	0.12

$$P_{yc} = 1.25 (652.8) = 816.0 \text{ T}$$

$$P_{yl} = 0.25 (652.8) = 163.2 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.1 (48807.48) = 4880.75 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.25 = 0.4$$

$$M = 0.19/0.1 = 1.9$$

$$q = 0.25 \text{ Minimo}$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 7

Datos

$$b = h = 70\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 499.80 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 34986 / 1.07 = 32697.2 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.29	0.04	—
	2	0.02	0.07	0.15
	3	0.44	0.12	—
2	1	0.52	—	—
	2	0.41	0.19	0.27

$$P_{yc} = 1.27 (499.8) = 634.75 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.27 (499.8) = 134.95 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.13 (32697.2) = 4250.64 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.27 = 0.39$$

$$M = 0.22/0.13 = 1.69$$

$$q = 0.27$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 8

Datos

$$b = h = 70\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R \cdot b \cdot h \cdot f''_c = 499.8 \text{ Ton.}$$

$$F_R \cdot b \cdot h^2 \cdot f''_c = 34986 / 1.07 = 32697.2 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.26	0.04	—
	2	0.03	0.06	—
	3	0.37	0.13	—
2	1	0.46	—	—
	2	0.36	0.20	0.35

$$P_{yc} = 1.35 (499.8) = 674.73 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.35 (499.8) = 174.93 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.145 (32697.2) = 4741.09 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.35 = 0.37$$

$$M = 0.22/0.145 = 1.52$$

$$q = 0.35$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 9

Datos

$$b = h = 60\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 367.2 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 22032 / 1.07 = 20590.65 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.30	0.06	—
	2	0.05	0.10	0.20
	3	0.41	0.20	0.30
2	1	0.53	—	—
	2	0.42	0.26	0.60

$$P_{yc} = 1.6 (367.2) = 587.52 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.6 (367.2) = 220.32 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.225 (20590.65) = 4632.90 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.45/1.6 = 0.28$$

$$M = 0.28/0.225 = 1.24$$

$$q = 0.60$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 10

Datos

$$b = h = 60\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 367.2 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 22032 / 1.07 = 20590.65 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.25	0.07	—
	2	0.07	0.07	—
	3	0.32	0.18	0.25
2	1	0.45	—	—
	2	0.35	0.24	0.45

$$P_{yc} = 1.45 (367.2) = 532.44 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.45 (367.2) = 165.24 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.175 (20590.65) = 3603.36 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.4/1.45 = 0.28$$

$$M = 0.23/0.175 = 1.31$$

$$q = 0.45$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 11

Datos

$$b = h = 50\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 255 \text{ T}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 12750 \text{ Ton-cm} / 1.07 = 11915.89 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.28	0.10	—
	2	0.10	0.11	0.19
	3	0.34	0.26	—
2	1	0.52	—	—
	2	0.41	0.32	0.70

$$P_{yc} = 1.70 (255) = 433.5 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.70 (255) = 178.5 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.30 (11915.89) = 3455.97 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.45/1.70 = 0.26$$

$$M = 0.39/0.30 = 1.30$$

$$q = 0.70$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 12

Datos

$$b = h = 50\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 255 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 12750 / 1.07 = 11915.89 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.21	0.12	—
	2	0.10	0.06	—
	3	0.24	0.24	0.45
2	1	0.39	—	—
	2	0.31	0.27	0.55

$$P_{yc} = 1.55 (255) = 420.75 \text{ T}$$

$$P_{yl} = 0.55 (255) = 165.75 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.275 (11915.89) = 3276.87 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.42/1.55 = 0.27$$

$$M = 0.32/0.275 = 1.16$$

$$q = 0.55$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 13

Datos

$$b = h = 45\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

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

$$F_R b h f''_c = 206 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''_c = 9294.75 / 1.07 = 8688.68 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.17	0.12	0.12
	2	0.09	0.06	0.10
	3	0.18	0.24	0.50
2	1	0.32	—	—
	2	0.26	0.24	0.45

$$P_{vc} = 1.50 (206.55) = 309.83 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.50 (206.55) = 92.45 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.18 (8688.68) = 1563.96 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.41/1.50 = 0.27$$

$$M = 0.225/0.18 = 1.25$$

$$q = 0.50$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

ENTREPISO 14

Datos

$$b = h = 45\text{cm}$$

$$F_R = 0.6$$

$$f''c = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_R b h f''c = 206.55 \text{ Ton.}$$

$$F_R b h^2 f''c = 9294.75 / 1.07 = 8686.68 \text{ Ton-cm}$$

Eje	C. de carga	K	R	q
1	1	0.08	0.20	0.41
	2	0.05	0.11	0.20
	3	0.08	0.25	0.55
2	1	0.17	—	—
	2	0.13	0.15	0.25

$$P_{yc} = 1.55 (206.55) = 320.15 \text{ T}$$

$$P_{yt} = 0.55 (206.55) = 113.6 \text{ T}$$

$$M_{y+} = 0.2 (8686.68) = 1737.3 \text{ T-cm}$$

$$P = 0.5/1.55 = 0.32$$

$$M = 0.265 / 0.2 = 1.33$$

$$q = 0.55$$

El coef. 1.07 corresponde al factor de excentricidad accidental.

CAPITULO III ANALISIS SISMICO DINAMICO

3.1) INTRODUCCION

De acuerdo la sección 9 de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo se menciona como procedimientos de análisis dinámico el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas a temblores específicos. Aplicándose en el estudio del edificio el segundo método, estipulándose que podrán emplearse para este fin acelerogramas de temblores reales o de movimientos simulados, o combinaciones de éstos, siempre que se usen no menos de cuatro movimientos representativos independientes entre si, cuyas intensidades sean compatibles con los demás criterios que consigna el reglamento, y que se tenga en cuenta el comportamiento no lineal de la estructura y las incertidumbres que haya en cuanto a sus parámetros.

Generalmente se está de acuerdo que es inevitable el comportamiento inelástico en muchas estructuras sujetas a sismos fuertes. Los procedimientos de diseño deberían, por ello, intentar estimar la cantidad de comportamiento inelástico que haya que esperar. Los métodos de análisis de respuesta dinámica basados en suposiciones lineales elásticas pueden efectuarse rápida y económicamente, ayudando ampliamente en la producción de diseños seguros. Tales métodos no pueden, sin embargo, dar información directa del comportamiento inelástico de la estructura, por lo que hay necesidad de programas computarizados prácticos y eficientes que evalúen dicho comportamiento. Los principales análisis de la respuesta dinámica de estructuras inelásticas simples, entre algunos son:

- Jacobsen
- DiMaggio
- Berg y DaDeppo
- Veletsos y Newmark
- Jennings, etc

ellos establecieron los procedimientos de cálculos básicos y

confirmaron que las estructuras dúctiles deberían poder resistir sismos fuertes. Jennings y Husid consideraron los factores que afectan al colapso real de las estructuras simples. Los programas de computadora para el análisis inelástico de edificios altos han sido elaborados por :

- Heidebrecht, Lee y Fleming
- Benuska y Wilson
- Anderson y Bertero

Estos programas generalmente están restringidos a marcos planos y suponen criterios y mecanismos de fluencia bastante simples. Otros están limitados a estructuras con bajo número de claros o niveles. Algunos de los más recientes incluyen el uso de refuerzos diagonales, deformaciones de zona del panel, el efecto PA y la interacción de fuerza axial y momento de torsión en columnas.

Debido a las limitaciones en alcance, capacidad y eficiencia, pocos programas para computadora son adecuados para el uso práctico. El que se utilizará trata de vencer esas limitaciones, y ser usado como herramienta práctica en estudios de diseño. El programa está limitado a estructuras bidimensionales, principalmente debido a los fuertes simplificaciones en escala y complejidad que resulten, pero los principios básicos son aplicables a estructuras tridimensionales.

3.2) ANALISIS DINAMICO

3.2.1) ECUACION DEL MOVIMIENTO

Desde el punto de vista dinámico, los grados de libertad que interesan son aquellos en los que se consideran fuerzas generalizadas de inercia, es decir, fuerzas iguales a masas por aceleración y momentos iguales al momento de inercia de masas por aceleración angular. En la figura 3.1 se muestra un marco con los grados de libertad estáticos y dinámicos.

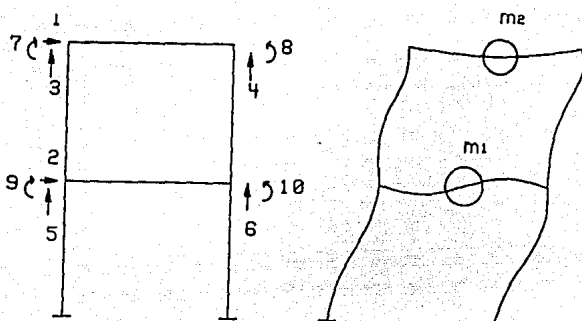


Figura 3.1 Grados de libertad estáticos y dinámicos

3.2.2) SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD

Se llama sistema sencillo a una estructura que tiene un solo grado de libertad y parámetros constantes. En la figura 3.2 se muestra esquemáticamente un sistema sencillo.

Se tomarán los desplazamientos y fuerzas que obran en la masa como positivos de izquierda a derecha, de acuerdo con el principio D'Alembert que expresa lo siguiente:

" La fuerza de inercia de un cuerpo se considera igual al producto de la masa del cuerpo por la aceleración, y con sentido contrario al de la aceleración "

Por tanto se puede establecer la siguiente igualdad

$$F+P = -G-Q$$

$$-F = G+Q+P$$

y dado que $F = -M\ddot{x}$ se puede escribir

$$M\ddot{x} - G - Q = P$$

(3.1)

DIAGRAMA DE CUERPO LIBRE

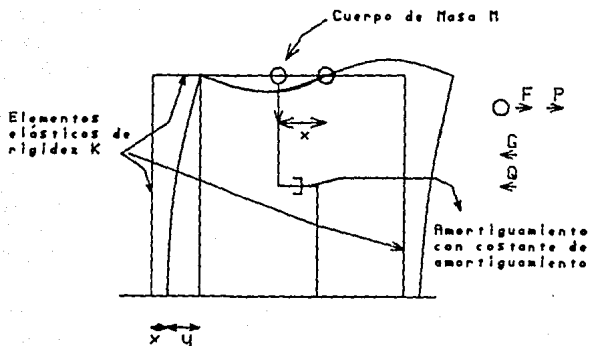


Figura 3.2 Sistema sencillo de un grado de libertad

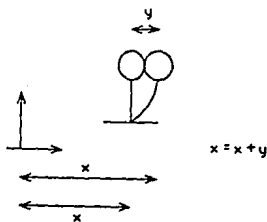
Donde

- M ; La masa
- Q ; La fuerza en los elementos elásticos
- G ; La fuerza en el amortiguador
- x_0 ; El desplazamiento del terreno
- x ; El desplazamiento total de la masa
- $y = x - x_0$; El desplazamiento de la masa con respecto al suelo
- P ; Una fuerza externa que obra sobre la masa y
- F ; La fuerza de inercia.

Considérese ahora el caso en que la fuerza amortiguadora es proporcional a la rapidez de deformación, esto es $G = C\dot{y}$, donde C es una constante; y la fuerza elástica es proporcional a la diferencia, o sea $Q = -Ky$, donde K es también una constante. Entonces la ecuación 3.1 se convierte en

$$M\ddot{x} + C\dot{y} + Ky = P \quad (3.2)$$

En estas condiciones el sistema se rige por una ecuación diferencial lineal; por tanto, se trata de un sistema lineal sencillo. A este tipo de amortiguamiento suele llamarse amortiguamiento viscoso; las cantidades C y K se conocen como constante de amortiguamiento y del resorte, respectivamente. Por lo tanto la ecuación 3.2 se puede presentar de la siguiente forma :



sea :

$$x = x_0 + y \quad y \quad \ddot{x} = \ddot{x}_0 + \ddot{y}$$

substituyendo,

$$M(\ddot{x}_0 + \ddot{y}) + C\dot{y} + Ky = P$$

y agrupando en el primer miembro, respecto a y , queda

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = P - M\ddot{x}_0 \quad (3.3)$$

3.2.3) SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

Como se mostró anteriormente en edificios es usualmente aceptable suponer que las masas están concentradas en los niveles de los pisos y que las fuerzas de inercia importantes son las laterales; por ello, en lo que sigue, se concreta a tratar este caso, aunque los conceptos son aplicables a otros sistemas estructurales con masas concentradas cuyos apoyos tienen todos el mismo movimiento.

Considérese el sistema de tres grados de libertad mostrado en la figura 3.3, con apoyos que tienen un movimiento u_0 , y cuyas masas m_1, m_2, m_3 , tienen desplazamientos u_1, u_2, u_3 a partir de la base, respectivamente.

Las fuerzas en los elementos elásticos se pueden expresar como el producto de una matriz de rigidez lateral K por los desplazamientos laterales es decir:

$$\bar{F}_e = \bar{K} \bar{U} \quad (3.4)$$

donde para el caso de la figura 3.3

$$\bar{K} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

$$\bar{F}_e = \begin{bmatrix} F_{e1} \\ F_{e2} \\ F_{e3} \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

y

$$U = \begin{bmatrix} U_1 \\ U_2 \\ U_3 \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

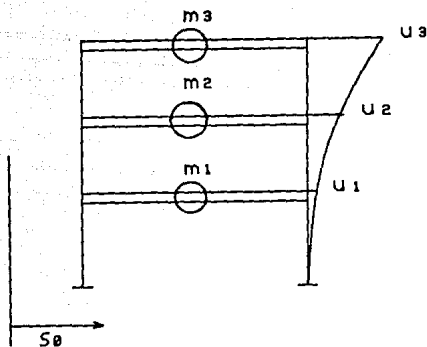


Figura 3.3 Sistema de varios grados de libertad.

De manera análoga las fuerzas de amortiguamiento viscoso se pueden expresar como el producto de una matriz de amortiguamiento por las velocidades, o sea :

$$\overline{F_a} = \overline{C}\dot{U} \quad (3.8)$$

donde el punto denota la derivación con respecto al tiempo. Para cada masa la suma de todas las fuerzas debe de ser cero. Por consiguiente, la ecuación del equilibrio dinámico se pueden escribir

$$\overline{M}\ddot{U} + \overline{C}\dot{U} + \overline{K}U = \overline{P} \quad (3.9)$$

3.3) ANALISIS PASO A PASO

En cualquier instante de tiempo, se puede escribir la ecuación de equilibrio dinámico como:

$$[M]\ddot{dr}+[C_t] \dot{dr}+[K_t] dr=dp \quad (3.10)$$

en donde los términos de diferenciales son los incrementos de aceleraciones, velocidades y desplazamientos, respectivamente, en los nudos.

dp : Es el incremento de la carga aplicada

$[M]$: Es la matriz de masas

$[C_t]$: Es la matriz de amortiguamiento

$[K_t]$: Es la matriz de rigidez

Para un incremento definido de tiempo, o paso Δt , la ecuación (3.9) se satisface, aproximadamente, como

$$[M]\Delta \ddot{r}+[C_t] \Delta \dot{r}+[K_t] \Delta r=\Delta p \quad (3.11)$$

en donde los términos en Δ son incrementos finitos de aceleraciones, velocidades, desplazamientos y cargas respectivamente; las matrices de amortiguamiento y rigidez corresponden al estado de la estructura al inicio del paso del tiempo.

Dado que puede ocurrir cambios en el estado de la estructura durante un paso de tiempo, el nuevo estado obtenido al final del paso calculado por la ecuación 3.10 quizás no satisfaga el equilibrio.

El procedimiento usado en el programa para resolver dicha ecuación es determinar cualquier error que se produzca y compensar los errores aplicando cargas de compensación en el siguiente paso del tiempo; entonces para la resolución de la ecuación se procede a integrar.

3.3.1) INTEGRACION PASO A PASO

Se ha usado ampliamente una clase de métodos de integración basados en variaciones supuestas de la aceleración de nudos durante el paso del tiempo. Se sabe que el método basado en la variación lineal de la aceleración respecto al tiempo es inestable en presencia de modos de vibración cuyos periodos exceden un tercio del paso del tiempo, por lo que no es adecuado para usarlo con este programa. Se han propuesto variaciones a este método básico. Para resolver este problema se adoptó el método basado en una aceleración constante dentro de cada paso del tiempo. Esto proporciona estabilidad para todos los periodos de vibración y pasos de tiempo.

Si están presentes modos de vibración con periodos cortos respecto al paso del tiempo, la respuesta para estos modos de vibración será fuertemente imprecisa respecto a la vibración en el tiempo, pero tendrá amplitudes en las cuales serán magnitudes del orden correcto. Para vibraciones con periodos más largos, la respuesta calculada con el método de aceleración constante será un poco más imprecisa respecto al método de la aceleración con distribución lineal, pero suficientemente correcto para propósitos prácticos.

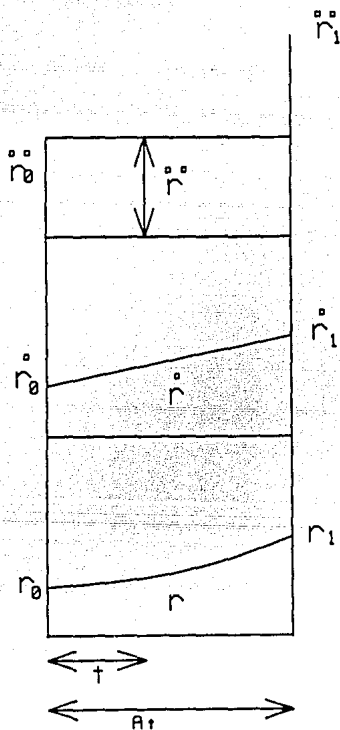
En cualquier análisis, es de esperarse mayor precisión conforme se reduzca el tiempo de integración. Sin embargo, para reducir el cálculo es importante seleccionar un paso de tiempo lo más largo posible. El paso de tiempo más adecuado resultará de la experiencia y la experimentación. Las ecuaciones básicas para el método de aceleración constante se muestran en la tabla 3.1. Se supone que el amortiguamiento viscoso, resulta de una combinación de efectos dependientes de la masa y de la rigidez, de manera que se llega a la siguiente ecuación:

$$[Ct] = \alpha[M] + \beta[Kt] \quad (3.12)$$

en la cual alfa (α) y beta (β) son constantes que el usuario debe de especificar.

TABLA 3.1
Método de las aceleraciones constantes

a) Aceleración \ddot{r}_i como incógnita



La aceleración constante \ddot{r} estará dada por la aceleración media de la figura.

$$\ddot{r} = \frac{1}{2} (\ddot{r}_0 + \ddot{r}_1) \quad (3.1.1)$$

Para obtener la velocidad \dot{r} basta con obtener el área y para ello se tendrá que integrar la ecuación (3.1.1).

$$\dot{r} = \int_0^t \ddot{r}_0 dt + \int_0^t \ddot{r}_1 dt$$

pero r_0 es una constante ya que es conocida, por lo tanto quedaría

$$\dot{r} = \int r_0 + \int_0^t \ddot{r}_1 dt$$

pero

$$\ddot{r} = \frac{1}{2} (\ddot{r}_0 + \ddot{r}_1)$$

$$\dot{r} = r_0 + \frac{1}{2} \int_0^t \ddot{r}_0 dt + \frac{1}{2} \int_0^t \ddot{r}_1 dt$$

resolviendo la integral

$$\dot{r} = r_0 + \frac{1}{2} \ddot{r}_0 t + \frac{1}{2} \ddot{r}_1 t$$

haciendo $t = \Delta t$ y $\dot{r} = r_1$ según la figura

$$r_1 = r_0 + \frac{\ddot{r}_0}{2} \Delta t + \frac{\ddot{r}_1}{2} \Delta t \quad (3.1.3)$$

de igual manera se procede para obtener el desplazamiento

$$r = r_0 + \int_0^t \dot{r} dt \quad (3.1.4)$$

resolviendo (3.1.4) y para un intervalo Δt

$$r_1 = r_0 + r_0 \Delta t + \ddot{r} \frac{\Delta t^2}{2} + \ddot{r}_1 \frac{\Delta t^2}{4} \quad (3.1.5)$$

para obtener se sigue el mismo procedimiento que se utilizó para obtener (3.1.3).

b) Ordenando en términos de Δr

$$\Delta \ddot{r} = -2\ddot{r}_0 + \Delta r \frac{2}{\Delta t} \quad (3.1.6)$$

$$\Delta \dot{r} = -2\dot{r}_0 - \dot{r}_0 \frac{4}{\Delta t} + \Delta t \frac{4}{\Delta t^2} \quad (3.1.7)$$

c) Ecuación de equilibrio dinámico

Se substituye (3.1.6) y (3.1.7) en (3.10)

$$\left(\frac{4}{\Delta t^2}[M] + \frac{2}{\Delta t}[C] + [K]\right)\Delta r = \Delta p + [M]\left(2\ddot{r}_0 + \dot{r}_0 \frac{4}{\Delta t}\right) + [C]2\dot{r}_0 \quad (3.1.8)$$

La ecuación 3.1.8 de la tabla 3.1 puede ser escrita como

$$\left[\left(\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t}\right)M + \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1\right)K\right]\Delta r = \Delta p + [M]\left(2\ddot{r}_0 + \frac{4}{\Delta t}\dot{r}_0 + 2\alpha\dot{r}_0\right) + \beta[K]2\dot{r}_0 \quad (3.11)$$

después de varios pasos algebraicos la ecuación (3.11) puede ser reescrita como

$$[\gamma M + K]\Delta x = \Delta p + [M]\left(2\ddot{r}_0 + \frac{4}{\Delta t}\dot{r}_0 + 2\alpha\dot{r}_0 + 2\beta\gamma\dot{r}_0\right) \quad (3.12)$$

En donde γ y Δx valen respectivamente:

$$\Delta x = \Delta r + \beta\Delta \dot{r} = \left(\frac{2\beta}{\Delta t} + 1\right)\Delta r - 2\beta\dot{r}_0$$

$$\gamma = \frac{\frac{4}{\Delta t^2} + \frac{2\alpha}{\Delta t}}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1}$$

cuando se ha determinado Δx , el incremento del desplazamiento de nudos resulta de:

$$\Delta r = \frac{1}{\frac{2\beta}{\Delta t} + 1} (\Delta x + 2\beta \dot{r}_o)$$

los incrementos de velocidad y aceleraciones se obtienen de las ecuaciones 3.1.6 y 3.1.7, respectivamente de la tabla 3.1.

Dentro de cualquier intervalo se calculan los incrementos de los desplazamientos en los nudos y de las deformaciones de los miembros. Es necesario calcular los incrementos en las fuerzas de elementos correspondientes a las variaciones de la deformación, tomando en cuenta la fluencia del elemento. Esto puede ser llamado también la fase de "determinación de estado" del cálculo, ya que se determina el nuevo estado de la fuerza y la deformación de cada elemento. El cálculo de este incremento se presenta en la referencia (3).

3.4) EXCITACIONES POR SISMOS

Aunque el procedimiento paso a paso es aplicable a la excitación dinámica de cualquier tipo, solo se considera para el programa el movimiento del tipo sísmico del terreno. Se supone que todos los puntos de apoyo se mueven idénticamente, excepto que se puedan especificar registros independientes de movimiento de terreno para las direcciones vertical y horizontal.

Para movimientos sísmicos, la ecuación 3.2 se transforma en :

$$[M]\ddot{\Delta r}_a + [Ct]\dot{\Delta r}_r + [Kt]\Delta r_r = 0 \quad (3.13)$$

en la cual el incremento de aceleración ($\Delta\ddot{a}_r$) absoluta, velocidad ($\Delta\dot{a}_r$) y desplazamiento son relativos al terreno. Nótese que se supone que el amortiguamiento viscoso depende de las velocidades relativas. La ecuación anterior puede reescribirse como

$$[M]\Delta\ddot{a}_r + [C_t]\Delta\dot{a}_r + [K_t]\Delta a_r = -[M]\ddot{a}_g$$

donde

Δa_r incremento de aceleración relativa del terreno

\ddot{a}_g incremento aceleración del terreno

3.4.1) ACELEROGRAMAS

En el método de análisis paso a paso para conocer la respuesta sísmica de estructuras utilizado en este trabajo, se requiere de una sollicitación específica. Dicha sollicitación fue representada por acelerogramas de sismos reales y simulados. El sismo real que se utilizó fue el registro aceleraciones-tiempo del movimiento del terreno registrado en la Secretaría de Comunicaciones y Transporte, ocasionado por el sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985 en la Ciudad de México, D.F., componente (E-W), figura 3.4.

Entre las características más importantes de este acelerograma se encuentran las siguientes :

- a) Periodo dominante de 2.0 segundos
- b) Duración de 180 segundos
- c) Aceleración máxima de 167.92 Gals (1 Gal=1cm/seg²)
- d) Contenido de frecuencias muy bajas
- e) Regularidad del movimiento

Como para el cálculo paso a paso de la respuesta dinámica de estructuras, se requieren por lo menos cuatro acelerogramas de temblores reales o simulados, lo cual lo aceptan las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 1987 (Capítulo 9 inciso 2), en

este trabajo se usaron además del acelerograma (SCT-EW) descrito anteriormente, acelerogramas simulados en base a este (Fig. 3.5, 3.6, 3.7, 3.8, 3.9) y por consiguiente con las características semejantes todos al sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985. Todos estos acelerogramas fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería.

3.5) APLICACION DEL ANALISIS DINAMICO

Se utiliza un programa de computadora *DRAIN 2D* (*Dynamic Response Analysis of Plane*). El programa consiste en una serie de subrutinas "base" que efectúan un análisis dinámico paso a paso. Se pueden desarrollar independientemente subrutinas para elementos estructurales de una variedad de tipos y poderlos incluirlos en el programa base. Se desarrollaron subrutinas para elementos de armadura, elementos tipo viga columna, elementos tipo panel y elementos de conexión semirígidos.

Se revisa el método directo de rigideces, con énfasis en la selección de los grados de libertad de desplazamiento y deformación. Se considera en detalle el procedimiento de análisis dinámico, paso a paso, para estructuras inelásticas. Se presentan instrucciones para el agregados de nuevos elementos al programa.

En el presente trabajo se presenta un listado de datos de entrada y de resultados. Se usó para la corrida el acelerograma de SCT, ya que en la comparación de resultados obtenidos con los acelerogramas simulados, este resultó el más desfavorable. A pesar de que el sismo es de 180 segundos se optó por recortarlo o sea obtener la parte más intensa del sismo para reducir el tiempo de proceso ya que si se utilizaba los 180 segundos se desperdiciaban demasiados recursos de computadora.

Las figuras (3.10,3.11,3.12,3.13,3.14,3.15) nos representan los sismos utilizados ya recortados que corresponden a las partes más intensas de ellos mismos. De igual manera fueron proporcionados por el Instituto de Ingeniería; se presenta a continuación el listado de datos y resultados, utilizando como se mencionó anteriormente el acelerograma de SCT.

START MARCO SERIE 2. ANALISIS ELASTICO CON CIMENTACION. SISMO RECORADO

2	45	9	3	1	14	3	2	0						
	1	0.0		0.										
	2	700.		0.										
	3	1400.		0.										
	4	0.		420.										
	5	700.		420.										
	6	1400.		420.										
	43	0.		4320.										
	44	700.		4320.										
	45	1400.		4320.										
	4	43	12	3										
	5	44	12	3										
	6	45	12	3										
	1	1	1	0	3	1								
	1	3	4	5	6									
	1	3	7	8	9									
	1	3	10	11	12									
	1	3	13	14	15									
	1	3	16	17	18									
	1	3	19	20	21									
	1	3	22	23	24									
	1	3	25	26	27									
	1	3	28	29	30									
	1	3	31	32	33									
	1	3	34	35	36									
	1	3	37	38	39									
	1	3	40	41	42									
	1	3	43	44	45									
	4	14.7		0.0		0.0		43	3	981.				
	5	29.7		0.0		0.0		44	3	981.				
	6	14.7		0.0		0.0		45	3	981.				
	1	0	100	0.02		1.0								
	52	0	1	0	SISMO 2 (2 SEGUNDOS)									
	0.3155	0.0060		0.0	0.0									
	0	0	0	0	0	14	0							
	4	1	7	4	10	7	13	10	16	13				
	19	16	22	19	25	22	28	25	31	28				
	34	31	37	34	40	37	43	40						
	2	42	7	1	14	0	0							
	1	221.4			9025.		6787552.	4.0	4.0	2.0				
	2	221.4			8100.		5467500.	4.0	4.0	2.0				
	3	221.4			6400.		3413333.	4.	4.	2.				
	4	221.4			4900.		2000833.	4.	4.	2.				
	5	221.4			3600.		1080000.	4.	4.	2.				
	6	221.4			2500.		520833.	4.	4.	2.				
	7	221.4			2025.		341719.	4.	4.	2.				
	1	0.0	0.0	0.0			-65.0							
	1	3	17237.	17237.	2425.	485.		1.90	0.40	1.90	0.40			
	2	3	17237.	17237.	2425.	485.		1.9	0.4	1.9	0.4			
	3	3	14655.	14655.	2179.	437.		1.9	0.4	1.9	0.4			
	4	3	14655.	14655.	2179.	437.		1.9	0.4	1.9	0.4			
	5	3	10294.	10294.	1721.	344.		1.9	0.4	1.9	0.4			
	6	3	10294.	10294.	1721.	344.		1.9	0.4	1.9	0.4			

7	3	6896.	6896.	1318.	264.	1.9	0.4	1.9	0.4
8	3	6896.	6896.	1318.	264.	1.9	0.4	1.9	0.4
9	3	4342.	4342.	968.	194.	1.9	0.4	1.9	0.4
10	3	4342.	4342.	968.	194.	1.9	0.4	1.9	0.4
11	3	3644.	3644.	725.	188.	1.52	0.37	1.52	0.37
12	3	3267.	3267.	704.	167.	1.62	0.38	1.62	0.38
13	3	2655.	2655.	588.	152.	1.52	0.37	1.52	0.37
14	3	3663.	3663.	654.	217.	1.33	0.33	1.33	0.33

1	1	4	1	1	1	1	1	1	1
4	4	7	1	1	1	2	2	0	0
7	7	10	1	2	1	3	3	0	0
10	10	13	1	2	1	4	4	0	0
13	13	16	1	3	1	5	5	0	0
16	16	19	1	3	1	6	6	0	0
19	19	22	1	4	1	7	7	0	0
22	22	25	1	4	1	8	8	0	0
25	25	28	1	5	1	9	9	0	0
28	28	31	1	5	1	10	10	0	0
31	31	34	1	6	1	11	11	0	0
34	34	37	1	6	1	12	12	0	0
37	37	40	1	7	1	13	13	0	0
42	42	45	1	7	1	14	14	0	0
5	30	2	7	29	7	0	0	0	0

1	221.4				686562.5	4.	4.	2.	
2	221.4				8437500.0	4.	4.	2.	

1	47.5	-47.5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
2	45.0	-45.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
3	40.0	-40.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
4	35.0	-35.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
5	30.0	-30.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
6	25.0	-25.0	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.
7	22.5	-22.5	0.	0.	0.	0.	0.	0.	0.

1	3051.	8058.
2	3178.	7994.
3	4049.	9279.
4	4292.	8930.
5	4505.	9850.
6	4852.	9436.
7	4654.	10112.
8	5098.	9568.
9	4409.	10015.
10	4914.	9381.
11	4198.	9905.
12	4801.	9162.
13	3653.	9471.
14	4275.	8654.
15	3206.	9108.
16	3915.	8196.
17	2483.	8419.
18	3137.	7477.
19	1839.	7829.
20	2563.	6824.
21	1440.	6857.
22	1517.	5944.
23	1440.	5980.

24	1440.	5072.						
25	1440.	4907.						
26	1440.	4027.						
27	1440.	3469.						
28	1440.	3266.						
29	1	999999999	999999999					
1	0	10.04	1294.0			10.04		-1294.0
2	0	10.04	1304.7			10.04		-1304.7
3	0	10.04	1326.1			10.04		-1326.1
4	0	10.04	1347.4			10.04		-1347.1
5	0	10.04	1368.5			10.04		-1368.5
6	0	10.04	1390.2			10.04		-1390.2
7	0	10.04	1400.9			10.04		-1400.9
1	4	5	1	1	2	1	1	1.0
2	5	6	1	1	2	1	1	1.0
3	7	8	1	1	3	4	1	1.0
4	8	9	1	1	4	3	1	1.0
5	10	11	1	2	5	6	2	1.0
6	11	12	1	2	6	5	2	1.0
7	13	14	1	2	7	8	2	1.0
8	14	15	1	2	8	7	2	1.0
9	16	17	1	3	9	10	3	1.0
10	17	18	1	3	10	9	3	1.0
11	19	20	1	3	11	12	3	1.0
12	20	21	1	3	12	11	3	1.0
13	22	23	1	4	13	14	4	1.0
14	23	24	1	4	14	13	4	1.0
15	25	26	1	4	15	16	4	1.0
16	26	27	1	4	16	17	4	1.0
17	28	29	1	5	17	18	5	1.0
18	29	30	1	5	18	19	5	1.0
19	31	32	1	5	19	18	5	1.0
20	32	33	1	5	20	21	5	1.0
21	34	35	1	6	21	22	6	1.0
22	35	36	1	6	22	23	6	1.0
23	37	38	1	6	23	24	6	1.0
24	38	39	1	6	24	23	6	1.0
25	40	41	1	7	25	26	7	1.0
26	41	42	1	7	26	25	7	1.0
27	43	44	1	7	27	28	7	1.0
28	44	45	1	7	28	27	7	1.0
29	1	2	2	1	29	29	0	
30	2	3	2	1	29	29	0	

STOP

***** RESULTS *****
 STATIC NODAL DISPLACEMENTS

NODE	X-DISPL	Y-DISPL	ROTATION
1	0.0000000	0.0000000	0.00001621
2	0.0000000	0.0000000	-0.00000000
3	0.0000000	0.0000000	-0.00001621
4	0.0000000	-0.0322967	-0.00004008
5	0.0000000	-0.0587777	-0.00000000
6	0.0000000	-0.0322967	0.00004008
7	0.0000000	-0.0522057	-0.00001200
8	0.0000000	-0.0947943	-0.00000000
9	0.0000000	-0.0522057	0.00001200
10	0.0000000	-0.0727220	-0.00002533
11	0.0000000	-0.1317570	-0.00000000
12	0.0000000	-0.0727220	0.00002533
13	0.0000000	-0.0915605	-0.00002552
14	0.0000000	-0.1655756	-0.00000000
15	0.0000000	-0.0915605	0.00002552
16	0.0000000	-0.1132598	-0.00003986
17	0.0000000	-0.2044376	-0.00000000
18	0.0000000	-0.1132598	0.00003986
19	0.0000000	-0.1328041	-0.00004270
20	0.0000000	-0.2393836	-0.00000000
21	0.0000000	-0.1328041	0.00004270
22	0.0000000	-0.1554934	-0.00006644
23	0.0000000	-0.2799590	-0.00000000
24	0.0000000	-0.1554934	0.00006644
25	0.0000000	-0.1753366	-0.00007441
26	0.0000000	-0.3154822	-0.00000000
27	0.0000000	-0.1753366	0.00007441
28	0.0000000	-0.1984441	-0.00012217
29	0.0000000	-0.3570120	-0.00000000
30	0.0000000	-0.1984441	0.00012217
31	0.0000000	-0.2176579	-0.00013990
32	0.0000000	-0.3917049	-0.00000000
33	0.0000000	-0.2176579	0.00013980
34	0.0000000	-0.2396905	-0.00024727
35	0.0000000	-0.4318746	-0.00000000
36	0.0000000	-0.2396905	0.00024727
37	0.0000000	-0.2561605	-0.00026766
38	0.0000000	-0.4621108	-0.00000000
39	0.0000000	-0.2561605	0.00026766
40	0.0000000	-0.2696033	-0.00030108
41	0.0000000	-0.4872219	-0.00000000
42	0.0000000	-0.2696033	0.00030108
43	0.0000000	-0.2761647	-0.00050794
44	0.0000000	-0.5000976	-0.00000000
45	0.0000000	-0.2761647	0.00050794

RESULTS FOR GROUP 1, BEAM COLUMN ELEMENTS, TIME = 0.000

ELEM NO.	NODE NO.	YIELD CODE	BENDING MOMENT	SHEAR FORCE	AXIAL FORCE	PLASTIC HINGE ROTATIONS CURRENT ACC. POS. ACC. NEG.
----------	----------	------------	----------------	-------------	-------------	--

1	1	0	-251.13901	-2.75738	181.78332	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	4	0	-727.73054	2.75738	-181.78332	0.00000000	0.00000000	0.00000000
2	2	0	0.00000	0.00000	330.83335	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	5	0	-0.00000	-0.00000	-330.83335	0.00000000	0.00000000	0.00000000
3	3	0	251.13901	2.75738	181.78332	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	6	0	727.73054	-2.75738	-181.78332	0.00000000	0.00000000	0.00000000
4	4	0	-1305.97399	-9.58654	169.28074	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	7	0	-946.86386	9.58654	-169.28074	0.00000000	0.00000000	0.00000000
5	5	0	0.00000	0.00000	306.23851	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	8	0	-0.00000	-0.00000	-306.23851	0.00000000	0.00000000	0.00000000
6	6	0	1305.97399	9.58654	169.28074	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	9	0	946.86386	-9.58654	-169.28074	0.00000000	0.00000000	0.00000000
7	7	0	-724.76973	-6.75273	156.56453	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	10	0	-862.12073	6.75273	-156.56453	0.00000000	0.00000000	0.00000000
8	8	0	0.00000	0.00000	292.07094	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	11	0	0.00000	-0.00000	-292.07094	0.00000000	0.00000000	0.00000000
9	9	0	724.76973	6.75273	156.56453	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	12	0	862.12073	-6.75273	-156.56453	0.00000000	0.00000000	0.00000000
10	10	0	-1003.04782	-8.54489	143.76137	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	13	0	-1005.00219	8.54489	-143.76137	0.00000000	0.00000000	0.00000000
11	11	0	0.00000	-0.00000	258.07727	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	14	0	-0.00000	0.00000	-258.07727	0.00000000	0.00000000	0.00000000
12	12	0	1003.04782	8.54489	143.76137	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	15	0	1005.00219	-8.54489	-143.76137	0.00000000	0.00000000	0.00000000
13	13	0	-785.57506	-7.05072	130.83835	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	16	0	-871.34301	7.05072	-130.83835	0.00000000	0.00000000	0.00000000
14	14	0	0.00000	0.00000	234.32330	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	17	0	0.00000	-0.00000	-234.32330	0.00000000	0.00000000	0.00000000
15	15	0	785.57506	7.05072	130.83835	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	18	0	871.34301	-7.05072	-130.83835	0.00000000	0.00000000	0.00000000
16	16	0	-1002.34554	-8.63580	117.84460	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	19	0	-1027.06677	8.63580	-117.84460	0.00000000	0.00000000	0.00000000
17	17	0	0.00000	0.00000	210.71079	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	20	0	-0.00000	-0.00000	-210.71079	0.00000000	0.00000000	0.00000000
18	18	0	1002.34554	8.63580	117.84460	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	21	0	1027.06677	-8.63580	-117.84460	0.00000000	0.00000000	0.00000000
19	19	0	-780.30258	-7.02172	104.74328	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	22	0	-869.80141	7.02172	-104.74328	0.00000000	0.00000000	0.00000000
20	20	0	0.00000	0.00000	187.31345	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	23	0	0.00000	-0.00000	-187.31345	0.00000000	0.00000000	0.00000000
21	21	0	780.30258	7.02172	104.74328	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	24	0	869.80141	-7.02172	-104.74328	0.00000000	0.00000000	0.00000000
22	22	0	-1014.27032	-8.75993	91.60495	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	25	0	-1044.31211	8.75993	-91.60495	0.00000000	0.00000000	0.00000000
23	23	0	0.00000	0.00000	163.99010	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	26	0	0.00000	-0.00000	-163.99010	0.00000000	0.00000000	0.00000000
24	24	0	1014.27032	8.75993	91.60495	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	27	0	1044.31211	-8.75993	-91.60495	0.00000000	0.00000000	0.00000000
25	25	0	-757.76681	-6.86270	78.37259	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	28	0	-854.96785	6.86270	-78.37259	0.00000000	0.00000000	0.00000000
26	26	0	-0.00000	-0.00000	140.85483	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	29	0	-0.00000	0.00000	-140.85483	0.00000000	0.00000000	0.00000000
27	27	0	757.76681	6.86270	78.37259	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	30	0	854.96785	-6.86270	-78.37259	0.00000000	0.00000000	0.00000000
28	28	0	-1014.07449	-8.77439	65.16677	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	31	0	-1047.90662	8.77439	-65.16677	0.00000000	0.00000000	0.00000000
29	29	0	0.00000	0.00000	117.66646	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	32	0	-0.00000	-0.00000	-117.66646	0.00000000	0.00000000	0.00000000
30	30	0	1014.07449	8.77439	65.16677	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	33	0	1047.90662	-8.77439	-65.16677	0.00000000	0.00000000	0.00000000

31	31	0	-716.45385	-6.55046	51.89374	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	34	0	-822.90466	6.55046	-51.89374	0.00000000	0.00000000	0.00000000
32	32	0	-0.00000	-0.00000	94.61252	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	35	0	-0.00000	0.00000	-94.61252	0.00000000	0.00000000	0.00000000
33	33	0	716.45385	6.55046	51.89374	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	36	0	822.90466	-6.55046	-51.89374	0.00000000	0.00000000	0.00000000
34	34	0	-985.98358	-8.30619	38.79208	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	37	0	-985.98358	8.30619	-38.79208	0.00000000	0.00000000	0.00000000
35	35	0	0.00000	0.00000	71.21584	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	38	0	0.00000	-0.00000	-71.21584	0.00000000	0.00000000	0.00000000
36	36	0	985.97215	8.30619	38.79208	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	39	0	985.98358	-8.30619	-38.79208	0.00000000	0.00000000	0.00000000
37	37	0	-699.41323	-6.04403	25.64638	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	40	0	-720.93431	6.04403	-25.64638	0.00000000	0.00000000	0.00000000
38	38	0	0.00000	0.00000	47.90723	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	41	0	0.00000	-0.00000	-47.90723	0.00000000	0.00000000	0.00000000
39	39	0	699.41323	6.04403	25.64638	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	42	0	720.93431	-6.04403	-25.64638	0.00000000	0.00000000	0.00000000
40	40	0	-1080.42463	-9.98108	12.51783	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	43	0	-1265.12675	9.98108	-12.51783	0.00000000	0.00000000	0.00000000
41	41	0	0.00000	0.00000	24.56433	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	44	0	0.00000	-0.00000	-24.56433	0.00000000	0.00000000	0.00000000
42	42	0	1080.42463	9.98108	12.51783	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	45	0	1265.12675	-9.98108	-12.51783	0.00000000	0.00000000	0.00000000

RESULTS FOR GROUP 2, BEAM ELEMENTS, TIME = 0.000

ELEM NO.	NODE NO.	YIELD CODE	BENDING MOMENT	SHEAR FORCE	AXIAL FORCE	PLASTIC HINGE ROTATIONS		
						CURRENT	ACC. POS.	ACC. NEG.
1	4	0	1619.06152	12.50258	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	5	0	-1556.99936	12.29742	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
2	5	0	1556.99936	12.29742	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	6	0	-1619.06152	12.50258	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
3	7	0	1690.73893	12.71621	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	8	0	-1499.43130	12.08379	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
4	8	0	1499.43130	12.08379	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	9	0	-1690.73893	12.71621	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
5	10	0	1727.95322	12.80317	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	11	0	-1482.02196	11.99683	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
6	11	0	1482.02196	11.99683	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	12	0	-1727.95322	12.80317	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
7	13	0	1764.45969	12.92301	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	14	0	-1445.42094	11.87699	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
8	14	0	1445.42094	11.87699	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	15	0	-1764.45969	12.92301	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
9	16	0	1812.23515	12.99375	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	17	0	-1444.11177	11.80625	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
10	17	0	1444.11177	11.80625	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	18	0	-1812.23515	12.99375	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
11	19	0	1844.64301	13.10133	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	20	0	-1409.81918	11.69867	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
12	20	0	1409.81918	11.69867	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	21	0	-1844.64301	13.10133	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
13	22	0	1880.64208	13.13933	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
	23	0	-1415.49697	11.66167	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
14	23	0	1415.49697	11.66167	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000

24	0	-1880.64208	13.13833	0.00000	0.00000000	0.00000000	0.00000000
15	25	0	1908.34135	13.23236	0.00000	0.00000000	0.00000000
	26	0	-1383.95247	11.56764	0.00000	0.00000000	0.00000000
16	26	0	1383.95247	11.56764	0.00000	0.00000000	0.00000000
	27	0	-1908.34135	13.23236	0.00000	0.00000000	0.00000000
17	28	0	1918.94346	13.20581	0.00000	0.00000000	0.00000000
	29	0	-1403.22240	11.59419	0.00000	0.00000000	0.00000000
18	29	0	1403.22240	11.59419	0.00000	0.00000000	0.00000000
	30	0	-1918.94346	13.20581	0.00000	0.00000000	0.00000000
19	31	0	1936.50471	13.27303	0.00000	0.00000000	0.00000000
	32	0	-1377.76395	11.52697	0.00000	0.00000000	0.00000000
20	32	0	1377.76395	11.52697	0.00000	0.00000000	0.00000000
	33	0	-1936.50471	13.27303	0.00000	0.00000000	0.00000000
21	34	0	1887.11529	13.10166	0.00000	0.00000000	0.00000000
	35	0	-1431.03533	11.69834	0.00000	0.00000000	0.00000000
22	35	0	1431.03533	11.69834	0.00000	0.00000000	0.00000000
	36	0	-1887.11529	13.10166	0.00000	0.00000000	0.00000000
23	37	0	1896.65713	13.14569	0.00000	0.00000000	0.00000000
	38	0	-1411.95644	11.65431	0.00000	0.00000000	0.00000000
24	38	0	1411.95644	11.65431	0.00000	0.00000000	0.00000000
	39	0	-1896.65713	13.14569	0.00000	0.00000000	0.00000000
25	40	0	1898.82861	13.12955	0.00000	0.00000000	0.00000000
	41	0	-1421.62737	11.67145	0.00000	0.00000000	0.00000000
26	41	0	1421.62737	11.67145	0.00000	0.00000000	0.00000000
	42	0	-1898.82861	13.12955	0.00000	0.00000000	0.00000000
27	43	0	1632.24759	12.51783	0.00000	0.00000000	0.00000000
	44	0	-1555.06669	12.28217	0.00000	0.00000000	0.00000000
28	44	0	1555.06669	12.28217	0.00000	0.00000000	0.00000000
	45	0	-1632.24759	12.51783	0.00000	0.00000000	0.00000000
29	1	0	223.85058	0.57449	0.00000	0.00000000	0.00000000
	2	0	123.71779	-0.57449	0.00000	0.00000000	0.00000000
30	2	0	-123.71779	-0.57449	0.00000	0.00000000	0.00000000
	3	0	-223.85058	0.57449	0.00000	0.00000000	0.00000000

INODAL DISPLACEMENT ENVELOPES, TIME = 45.000

NODE	X-DISPLACEMENT				Y-DISPLACEMENT				ROTATION			
	POSITIVE	TIME	NEGATIVE	TIME	POSITIVE	TIME	NEGATIVE	TIME	POSITIVE	TIME	NEGATIVE	TIME
1	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.00186384	26.40	-0.00155617	23.20
2	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.00072321	23.98	-0.00072517	27.30
3	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.000000	0.00	0.00151562	26.52	-0.00183672	27.48
4	3.695446	23.46	-3.291114	22.28	0.012758	25.18	-0.077158	24.04	0.00916994	22.28	-0.00982653	23.46
5	3.695446	23.46	-3.291114	22.28	0.000000	0.00	-0.059263	25.18	0.00886121	22.28	-0.00987293	23.46
6	3.695446	23.46	-3.291114	22.28	0.012813	24.04	-0.076866	25.18	0.00891737	22.28	-0.01018716	23.46
7	6.540398	23.46	-6.801858	22.28	0.020405	25.18	-0.124475	24.04	0.01195935	22.28	-0.00962255	23.46
8	6.540398	23.46	-6.801858	22.28	0.000000	0.00	-0.095603	25.18	0.01179189	22.28	-0.00964502	23.46
9	6.540398	23.46	-6.801858	22.28	0.020479	24.04	-0.124008	25.18	0.01180738	22.28	-0.00975555	23.46
10	9.546112	23.46	-10.393921	22.28	0.027579	25.18	-0.172513	24.04	0.01187447	22.28	-0.01001033	23.48
11	9.546112	23.46	-10.393921	22.28	0.000000	0.00	-0.132934	25.18	0.01178596	22.28	-0.00994691	23.48
12	9.546112	23.46	-10.393921	22.28	0.027679	24.04	-0.171845	25.18	0.01189586	22.28	-0.00997676	23.48
13	12.540251	23.46	-13.916958	22.28	0.033156	25.18	-0.215636	24.04	0.01146615	22.28	-0.00988415	23.50
14	12.540251	23.46	-13.916958	22.28	0.000000	0.00	-0.167132	25.18	0.01139237	22.28	-0.00970849	23.50
15	12.540251	23.46	-13.916958	22.28	0.033330	24.04	-0.214721	25.18	0.01153238	22.28	-0.00982498	23.50
16	15.445978	23.48	-17.242635	22.28	0.038014	25.18	-0.263699	24.04	0.01065594	24.58	-0.00944517	23.52
17	15.445978	23.48	-17.242635	22.28	0.000000	0.00	-0.206491	25.18	0.01029641	22.18	-0.00925526	23.52
18	15.445978	23.48	-17.242635	22.28	0.038271	24.04	-0.262480	25.18	0.01053667	22.16	-0.00965792	23.52
19	17.997297	23.48	-20.177781	22.28	0.040840	25.18	-0.305590	24.04	0.01026770	24.46	-0.00968357	15.50
20	17.997297	23.48	-20.177781	22.28	0.000000	0.00	-0.241809	25.18	0.00926603	24.46	-0.00664335	15.50
21	17.997297	23.48	-20.177781	22.28	0.041136	24.04	-0.304023	25.18	0.00988927	24.46	-0.00688511	15.50

22	19.582556	23.48	-22.618511	22.28	0.041854	25.18	-0.351657	24.04	0.00976475	24.42	-0.00642648	15.52
23	19.582556	23.48	-22.618511	22.28	0.000000	0.00	-0.292696	25.18	0.00833099	24.42	-0.00598635	15.52
24	19.582556	23.48	-22.618511	22.28	0.042163	24.04	-0.350104	25.18	0.00868994	24.42	-0.00628146	15.52
25	20.680648	23.48	-24.619796	22.28	0.040731	25.18	-0.389953	24.04	0.00790310	30.34	-0.00566403	15.50
26	20.680648	23.48	-24.619796	22.28	0.000000	0.00	-0.318591	25.18	0.00761258	30.34	-0.00500853	15.50
27	20.680648	23.48	-24.619796	22.28	0.041080	24.04	-0.388305	25.18	0.00807636	30.34	-0.00550255	15.50
28	21.668467	23.50	-26.306483	22.28	0.037066	25.18	-0.431833	24.04	0.00792642	30.38	-0.00466263	15.48
29	21.668467	23.50	-26.306483	22.28	0.000000	0.00	-0.360643	25.18	0.00775115	30.38	-0.00420964	15.48
30	21.668467	23.50	-26.306483	22.28	0.037209	24.04	-0.430323	25.18	0.00818571	30.38	-0.00439970	15.48
31	22.609103	23.50	-28.032867	24.60	0.031809	25.18	-0.464358	24.04	0.00750037	30.40	-0.00396680	15.42
32	22.609103	23.50	-28.032867	24.60	0.000000	0.00	-0.395939	25.18	0.00659546	30.39	-0.00315947	15.34
33	22.609103	23.50	-28.032867	24.60	0.031811	24.04	-0.462892	25.18	0.00780804	30.40	-0.00365976	15.42
34	23.486065	23.50	-29.603195	24.60	0.023219	25.18	-0.499352	16.12	0.00619898	30.42	-0.00358064	23.04
35	23.486065	23.50	-29.603195	24.60	0.000000	0.00	-0.437055	25.70	0.00625949	30.40	-0.00314736	23.04
36	23.486065	23.50	-29.603195	24.60	0.023160	24.04	-0.497422	25.18	0.00670773	30.42	-0.00307233	23.04
37	24.239216	23.52	-30.968238	24.60	0.014904	25.18	-0.523486	16.12	0.00502706	30.34	-0.00333855	23.08
38	24.239216	23.52	-30.968238	24.60	0.000000	0.00	-0.468910	25.20	0.00490514	30.34	-0.00249658	23.08
39	24.239216	23.52	-30.968238	24.60	0.014754	24.04	-0.521037	25.18	0.00569738	30.34	-0.00266134	23.08
40	24.830615	23.52	-31.990035	24.60	0.006493	25.18	-0.541007	16.12	0.00153123	16.14	-0.00311915	25.38
41	24.830615	23.52	-31.990035	24.60	0.000000	0.00	-0.494632	30.28	0.00149726	16.08	-0.00155585	31.26
42	24.830615	23.52	-31.990035	24.60	0.006330	24.04	-0.538176	25.18	0.00319966	30.28	-0.00147996	23.12
43	25.186529	23.52	-32.356825	24.60	0.001565	25.18	-0.548867	16.12	0.00031279	16.12	-0.00214129	25.20
44	25.186529	23.52	-32.356825	24.60	0.000000	0.00	-0.509202	23.16	0.00110351	21.86	-0.00117636	23.14
45	25.186529	23.52	-32.356825	24.60	0.001442	24.04	-0.545923	25.18	0.00212760	30.24	-0.00035579	15.28

RESULTS ENVELOPES, ELEMENT GROUP 1 TIME = 45.000

BEAM COLUMN ELEMENTS (TYPE 2)

ELEM NO.	NODE NO.		ENDING		SHEAR		AXIAL		PL HINGE		ACCU	
			MOMENT	TIME	FORCE	TIME	FORCE	TIME	ROTATION	TIME	ROTATIONS	
1	1	POSITIVE	20949.62	27.640	47.31	23.260	434.29	24.040	0.00533	23.460		0.01943
		NEGATIVE	-25906.91	16.400	-51.35	26.380	-71.81	25.180	-0.00359	22.280		-0.01714
		POSITIVE	9899.23	24.140	51.35	26.380	71.81	25.180	0.00000	0.000		0.00000
		NEGATIVE	-5956.65	25.680	-47.31	23.260	-434.29	24.040	0.00000	0.000		0.00000
2	2	POSITIVE	25418.80	34.800	76.08	17.160	333.56	25.180	0.00659	23.460		0.03861
		NEGATIVE	-25418.80	33.840	-76.46	21.700	0.00	0.000	-0.00567	22.280		-0.03690
	5	POSITIVE	4242.18	26.380	76.46	21.700	0.00	0.000	0.00000	0.000		0.00000
		NEGATIVE	-4187.64	25.700	-76.08	17.160	-333.56	25.180	0.00000	0.000		0.00000
3	3	POSITIVE	26007.26	17.500	51.01	27.460	432.64	25.180	0.00448	23.460		0.01891
		NEGATIVE	-20796.62	26.620	-46.66	22.300	-72.12	24.040	-0.00443	22.300		-0.01746
	6	POSITIVE	6048.03	28.680	46.66	22.300	72.12	24.040	0.00000	0.000		0.00000
		NEGATIVE	-9425.25	25.300	-51.01	27.460	-432.64	25.180	0.00000	0.000		0.00000
4	4	POSITIVE	7056.65	4.760	28.12	25.660	402.33	24.040	0.00080	15.460		0.00347
		NEGATIVE	-14486.79	16.260	-57.42	22.280	-65.02	25.180	-0.00285	28.680		-0.00632
	7	POSITIVE	3125.88	26.760	57.42	22.280	65.02	25.180	0.00000	0.000		0.00000
		NEGATIVE	-1424.92	21.100	-28.12	25.660	-402.33	24.040	0.00000	0.000		0.00000
5	5	POSITIVE	13097.37	27.580	69.96	23.280	308.99	25.180	0.00043	15.460		0.00391
		NEGATIVE	-13097.95	26.660	-69.96	21.900	0.00	0.000	-0.00336	28.680		-0.00729
	8	POSITIVE	4240.21	9.060	69.96	21.900	0.00	0.000	0.00000	0.000		0.00000
		NEGATIVE	-5317.50	21.780	-69.96	23.280	-308.99	25.180	0.00000	0.000		0.00000
6	6	POSITIVE	14487.90	15.580	60.97	23.280	400.83	25.180	0.00009	15.460		0.00297
		NEGATIVE	-7178.19	5.460	-27.24	24.420	-65.18	24.040	-0.00364	30.440		-0.00661

9	POSITIVE	2587.23	26.760	27.24	24.420	65.18	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-2036.52	21.100	-60.97	23.280	-400.83	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
7	7	POSITIVE	5434.77	15.460	30.35	15.260	366.59	24.040	0.00022	15.480	0.00022
	NEGATIVE	-9309.44	16.460	-52.49	28.880	-54.74	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
10	POSITIVE	3143.92	23.300	52.49	28.680	54.74	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-5302.65	22.280	-30.35	15.260	-366.59	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
8	8	POSITIVE	10855.80	21.100	67.34	25.680	284.85	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-10234.43	30.240	-63.79	24.600	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000	
11	POSITIVE	7033.06	23.300	63.79	24.600	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-7443.08	22.280	-67.34	25.680	-284.88	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
9	9	POSITIVE	8235.39	21.100	50.97	25.700	365.06	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-5459.64	16.390	-28.66	26.660	-54.94	24.040	-0.00009	16.280	-0.00009	
12	POSITIVE	5135.14	23.300	28.66	26.660	54.94	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-3354.62	22.280	-50.97	25.700	-365.06	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
10	10	POSITIVE	5135.77	22.880	26.80	25.700	329.08	24.040	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-6456.69	28.340	-41.60	16.480	-42.57	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
13	POSITIVE	4432.60	27.680	41.60	16.480	42.57	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-6738.32	22.300	-26.80	25.700	-329.08	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
11	11	POSITIVE	9525.60	22.880	69.92	23.400	260.97	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-9753.99	29.340	-70.20	28.660	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000	
14	POSITIVE	10086.02	23.320	70.20	28.660	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-9799.15	22.300	-69.92	23.400	-260.97	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
12	12	POSITIVE	6610.36	22.890	41.71	15.260	327.19	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-5064.69	30.280	-26.27	24.520	-43.12	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
15	POSITIVE	6341.61	27.680	26.27	24.520	43.12	24.040	0.00000	0.000	0.00000	
	NEGATIVE	-4687.85	22.300	-41.71	15.260	-327.19	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
13	13	POSITIVE	4800.85	22.880	25.94	15.480	289.80	24.040	0.00005	22.900	0.00005
	NEGATIVE	-7237.24	28.360	-47.39	26.740	-29.30	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
16	POSITIVE	4946.40	27.660	47.39	26.740	29.30	25.180	0.00030	27.720	0.00031	
	NEGATIVE	-8399.17	22.280	-25.94	15.480	-289.80	24.040	-0.00001	22.280	-0.00001	
14	14	POSITIVE	8064.82	27.300	59.81	25.160	237.32	25.180	0.00018	22.900	0.00019
	NEGATIVE	-8065.33	26.260	-61.47	24.020	0.00	0.000	-0.00013	28.340	-0.00017	
17	POSITIVE	8064.81	25.400	61.47	24.020	0.00	0.000	0.00037	27.720	0.00216	
	NEGATIVE	-8067.03	26.640	-59.81	25.160	-237.32	25.180	-0.00059	22.280	-0.00216	
15	15	POSITIVE	7178.59	22.900	48.80	23.520	287.97	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-4748.04	28.340	-26.63	16.480	-29.79	24.040	-0.00005	25.360	-0.00005	
18	POSITIVE	8283.98	27.680	26.63	16.480	29.79	24.040	0.00000	0.000	0.00021	
	NEGATIVE	-4854.59	22.160	-48.80	23.520	-287.97	25.180	-0.00047	22.280	-0.00047	
16	16	POSITIVE	4909.91	22.860	24.14	25.420	252.04	24.040	0.00018	25.180	0.00018
	NEGATIVE	-5514.94	28.340	-40.66	22.120	-17.04	25.180	0.00000	0.000	0.00000	
19	POSITIVE	5098.86	27.660	40.66	22.120	17.04	25.180	0.00293	23.660	0.00561	
	NEGATIVE	-8915.63	24.380	-24.14	25.420	-252.04	24.040	-0.00026	22.280	-0.00029	
17	17	POSITIVE	7643.78	22.900	63.59	22.900	212.95	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-7591.83	28.340	-64.44	28.360	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000	
20	POSITIVE	7736.74	25.260	64.44	28.360	0.00	0.000	0.00347	23.460	0.01269	
	NEGATIVE	-7737.34	30.500	-63.59	22.900	-212.95	25.180	-0.00134	22.280	-0.01207	
18	18	POSITIVE	5517.92	22.920	39.47	21.140	250.48	25.180	0.00000	0.000	0.00000
	NEGATIVE	-4878.32	26.260	-24.79	24.300	-17.28	24.040	-0.00014	28.360	-0.00014	

21		POSITIVE	7967.27	23.240	24.79	24.300	17.28	24.040	0.00232	23.480	0.00502
		NEGATIVE	-5019.04	26.620	-39.47	21.140	-250.48	25.180	-0.00056	22.260	-0.00474
19	19	POSITIVE	4394.17	25.140	24.16	29.380	213.56	16.120	0.00043	27.360	0.00043
		NEGATIVE	-6240.67	24.040	-40.40	24.040	-4.68	25.180	0.00000	0.000	0.00000
22		POSITIVE	4512.71	23.320	40.40	24.040	4.68	25.180	0.00089	25.580	0.00125
		NEGATIVE	-7236.59	24.400	-24.16	29.380	-213.56	16.120	0.00000	0.000	-0.00036
20	20	POSITIVE	6236.89	22.920	53.27	25.180	189.12	30.280	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-6362.02	30.320	-54.80	24.040	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
23		POSITIVE	6477.51	27.440	54.80	24.040	0.00	0.000	0.00173	25.580	0.00715
		NEGATIVE	-7155.20	26.380	-53.27	25.180	-189.12	30.280	-0.00080	22.100	-0.00644
21	21	POSITIVE	6427.30	22.920	41.13	25.180	212.73	25.180	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-4275.90	26.280	-24.61	28.360	-4.74	24.040	-0.00013	28.360	-0.00013
24		POSITIVE	6565.76	23.200	24.61	28.360	4.74	24.040	0.00065	25.580	0.00170
		NEGATIVE	-4504.13	22.140	-41.13	25.180	-212.73	25.180	-0.00027	22.160	-0.00105
22	22	POSITIVE	3765.85	25.200	19.87	25.200	178.03	16.120	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-4785.34	24.040	-37.36	24.040	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
25		POSITIVE	3161.16	15.520	37.36	24.040	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-6242.56	24.420	-19.87	25.200	-178.03	16.120	0.00000	0.000	0.00000
23	23	POSITIVE	6040.80	25.180	52.84	25.180	165.95	30.280	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-6173.38	30.340	-52.56	30.280	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
26		POSITIVE	6378.73	31.200	52.56	30.280	0.00	0.000	0.00077	15.520	0.00571
		NEGATIVE	-6377.34	26.480	-52.84	25.180	-165.95	30.280	-0.00131	24.420	-0.00566
24	24	POSITIVE	4792.53	25.200	34.63	27.360	176.38	22.920	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-2800.69	24.040	-19.26	24.040	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
27		POSITIVE	5423.01	15.520	19.26	24.040	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-3933.31	24.420	-34.63	27.360	-176.38	22.920	0.00000	0.000	0.00000
25	25	POSITIVE	2858.41	22.980	19.19	25.180	144.01	16.120	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-4035.05	16.120	-33.18	24.080	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
28		POSITIVE	2665.17	15.500	33.18	24.080	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-4414.37	26.300	-19.19	25.180	-144.01	16.120	0.00000	0.000	0.00000
26	26	POSITIVE	4982.64	27.420	43.15	27.420	142.98	30.280	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-5447.85	28.440	-44.84	24.700	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
29		POSITIVE	5589.64	15.400	44.84	24.700	0.00	0.000	0.00030	15.500	0.00030
		NEGATIVE	-5595.46	16.300	-43.15	27.420	-142.98	30.280	-0.00009	16.360	-0.00039
27	27	POSITIVE	4667.33	22.980	35.25	25.180	142.51	25.180	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-2398.80	16.120	-19.20	24.080	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
30		POSITIVE	4507.83	15.500	19.20	24.080	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-2575.26	26.300	-35.25	25.180	-142.51	25.180	0.00000	0.000	0.00000
28	28	POSITIVE	1535.66	25.300	11.63	23.000	112.16	16.120	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-3541.37	16.140	-30.81	24.140	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
31		POSITIVE	1825.25	22.920	30.81	24.140	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-4418.65	26.350	-11.63	23.000	-112.16	16.120	0.00000	0.000	0.00000
29	29	POSITIVE	4507.20	25.240	38.36	25.240	119.95	30.280	0.00050	25.300	0.00123
		NEGATIVE	-4507.95	30.360	-38.36	30.200	0.00	0.000	-0.00023	24.160	-0.00135
32		POSITIVE	4508.52	34.760	38.36	30.200	0.00	0.000	0.00118	22.980	0.01269
		NEGATIVE	-4509.52	32.200	-38.36	25.240	-119.95	30.280	-0.00159	24.080	-0.01306
30	30	POSITIVE	3661.74	25.300	30.62	23.000	110.93	15.320	0.00000	0.000	0.00000
		NEGATIVE	-1328.90	16.140	-11.69	24.140	0.00	0.000	0.00000	0.000	0.00000

33		POSITIVE	4126.20	22.920	11.69	24.140	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-2121.22	26.360	-30.62	23.000	-110.93	15.320	0.00000	0.0000	0.00000
31	31	POSITIVE	1478.13	27.280	10.52	25.140	82.96	16.120	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-2672.28	16.240	-24.38	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
34		POSITIVE	1499.82	20.980	24.38	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-3403.14	26.380	-10.52	25.140	-82.96	16.120	0.00000	0.0000	0.00000
32	32	POSITIVE	4358.81	23.040	34.02	23.040	97.07	30.280	0.00004	23.040	0.00004
		NEGATIVE	-4195.99	24.200	-34.92	24.160	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
35		POSITIVE	3964.74	17.340	34.92	24.160	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-4208.54	26.380	-34.02	23.040	-97.07	30.280	0.00000	0.0000	0.00000
33	33	POSITIVE	2997.74	27.280	24.35	25.140	81.90	15.320	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1161.19	16.240	-10.49	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	36	POSITIVE	3207.74	20.980	10.49	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1683.20	26.380	-24.35	25.140	-81.90	15.320	0.00000	0.0000	0.00000
34	34	POSITIVE	382.35	23.080	4.12	23.060	56.92	16.140	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-2460.23	16.260	-23.20	16.260	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	37	POSITIVE	695.75	23.040	23.20	16.260	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-3288.42	24.160	-4.12	23.060	-56.92	16.140	0.00000	0.0000	0.00000
35	35	POSITIVE	2920.44	29.300	25.66	29.300	73.81	23.160	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-2746.52	16.120	-26.39	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	38	POSITIVE	3413.95	23.040	26.39	16.120	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-3576.93	24.160	-25.66	29.300	-73.81	23.160	0.00000	0.0000	0.00000
36	36	POSITIVE	2588.47	23.080	23.62	23.060	56.91	23.100	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-247.64	16.260	-3.65	16.260	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	39	POSITIVE	3071.44	23.040	3.65	16.260	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-936.29	24.160	-23.62	23.060	-56.91	23.100	0.00000	0.0000	0.00000
37	37	POSITIVE	487.30	17.400	8.67	23.100	34.19	24.260	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1608.66	16.140	-14.45	16.140	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	40	POSITIVE	1611.47	23.100	14.45	16.140	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1789.58	21.860	-8.67	23.100	-34.19	24.260	-0.00281	30.460	-0.00281
38	38	POSITIVE	1899.87	22.940	16.17	22.940	50.66	31.220	0.00008	22.940	0.00008
		NEGATIVE	-1856.26	26.480	-15.99	26.480	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	41	POSITIVE	1902.23	31.140	15.99	26.480	0.00	0.0000	0.00093	23.100	0.00091
		NEGATIVE	-1902.49	33.900	-16.17	22.940	-50.66	31.220	-0.00277	30.300	-0.01239
39	39	POSITIVE	1715.94	31.220	14.41	23.100	34.49	23.120	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-363.66	28.280	-8.19	24.260	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	42	POSITIVE	1784.65	15.300	8.19	24.260	0.00	0.0000	0.00083	23.100	0.00083
		NEGATIVE	-1664.89	24.220	-14.41	23.100	-34.49	23.120	0.00000	0.0000	-0.00074
40	40	POSITIVE	0.00	0.000	0.00	0.000	15.43	24.240	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1811.62	23.920	-14.71	26.500	0.00	0.0000	-0.00019	23.960	-0.00019
	43	POSITIVE	0.00	0.000	14.71	26.500	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1822.38	24.240	0.00	0.000	-15.43	24.240	-0.00094	24.260	-0.00094
41	41	POSITIVE	1414.96	23.140	12.23	23.140	25.65	23.160	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1261.18	24.240	-11.72	24.240	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
	44	POSITIVE	1505.39	23.120	11.72	24.240	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000
		NEGATIVE	-1497.21	24.260	-12.23	23.140	-25.65	23.160	0.00000	0.0000	0.00000
42	42	POSITIVE	1820.71	17.420	15.23	17.420	15.44	23.140	0.00041	31.160	0.00041
		NEGATIVE	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00	0.0000	0.00000	0.0000	0.00000

45	POSITIVE	1820.21	23.080	0.00	0.000	0.00	0.000	0.00116	23.129	0.00116
	NEGATIVE	0.00	0.000	-15.23	17.420	-15.44	23.140	0.00000	0.000	0.00000

IRRESULTS ENVELOPES, ELEMENT GROUP 2 TIME = 45.000

BEAM ELEMENTS (TYPE 5)

ELEM NO.	NODE NO.		BENDING		SHEAR		AXIAL		PL HINGE		ACCUM ROTATIONS
			MOMENT	TIME	FORCE	TIME	FORCE	TIME	ROTATION	TIME	
1	4	POSITIVE	7664.00000	5.560	32.01480	33.880	0.00000	0.000	0.00636459	22.280	0.04191658
		NEGATIVE	-4102.00000	9.020	-6.99009	9.020	0.00000	0.000	-0.00779110	23.460	-0.04386205
	5	POSITIVE	4203.00000	5.500	11.79008	31.200	0.00000	0.000	0.00458283	22.280	0.04032034
		NEGATIVE	-7629.00000	9.020	-7.21482	5.560	0.00000	0.000	-0.00709919	23.460	-0.04191291
2	5	POSITIVE	7629.00000	5.560	11.79008	5.560	0.00000	0.000	0.00591896	22.280	0.03948056
		NEGATIVE	-4203.00000	9.020	-7.21488	22.840	0.00000	0.000	-0.00775180	23.460	-0.04193959
	6	POSITIVE	4102.00000	5.500	32.01488	29.300	0.00000	0.000	0.00653344	22.280	0.04244920
		NEGATIVE	-7664.00000	9.020	-6.99008	5.560	0.00000	0.000	-0.00754106	23.460	-0.04423895
3	7	POSITIVE	8907.00000	5.540	15.95207	33.900	0.00000	0.000	0.00869597	22.280	0.04949845
		NEGATIVE	-5188.00000	9.040	-10.45620	9.040	0.00000	0.000	-0.00662617	23.460	-0.04793911
	8	POSITIVE	5342.00000	5.500	15.25620	31.200	0.00000	0.000	0.00925245	22.280	0.05075699
		NEGATIVE	-6640.00000	9.040	-11.15207	5.540	0.00000	0.000	-0.00613958	23.460	-0.04849054
4	8	POSITIVE	8640.00000	5.540	15.25620	30.240	0.00000	0.000	0.00861601	22.280	0.05012970
		NEGATIVE	-5342.00000	9.040	-11.15207	17.200	0.00000	0.000	-0.00477628	23.460	-0.04950198
	9	POSITIVE	5188.00000	5.500	15.95207	31.200	0.00000	0.000	0.00915056	22.280	0.05027069
		NEGATIVE	-8907.00000	9.040	-10.45620	5.540	0.00000	0.000	-0.00617289	23.460	-0.04807193
5	10	POSITIVE	9478.00000	5.560	17.62951	28.340	0.00000	0.000	0.00808305	22.280	0.04832157
		NEGATIVE	-5677.00000	9.060	-11.94262	9.060	0.00000	0.000	-0.00454633	23.460	-0.04661940
	11	POSITIVE	5912.00000	5.500	16.74262	31.200	0.00000	0.000	0.00868358	22.280	0.04888480
		NEGATIVE	-9172.00000	9.060	-12.82951	5.560	0.00000	0.000	-0.00593634	23.460	-0.04666671
6	11	POSITIVE	9172.00000	5.560	16.74262	33.940	0.00000	0.000	0.00805127	22.280	0.04825580
		NEGATIVE	-5912.00000	9.060	-12.82951	9.060	0.00000	0.000	-0.004658873	23.460	-0.04667131
	12	POSITIVE	5677.00000	5.500	17.62951	31.200	0.00000	0.000	0.00869775	22.280	0.04897479
		NEGATIVE	-9478.00000	9.060	-11.94262	5.560	0.00000	0.000	-0.00592955	23.460	-0.04675176
7	13	POSITIVE	9724.00000	5.560	18.40820	28.340	0.00000	0.000	0.00743103	22.280	0.04516907
		NEGATIVE	-5943.00000	9.060	-12.45902	9.060	0.00000	0.000	-0.00421095	23.500	-0.04352223
	14	POSITIVE	6141.00000	5.520	17.25902	31.220	0.00000	0.000	0.00808040	22.280	0.04583612
		NEGATIVE	-9321.00000	9.060	-13.60920	5.560	0.00000	0.000	-0.00552191	23.500	-0.04333953
8	14	POSITIVE	9321.00000	5.560	17.25902	21.760	0.00000	0.000	0.00745561	22.280	0.04501140
		NEGATIVE	-5141.00000	9.060	-13.60920	15.240	0.00000	0.000	-0.00414789	23.500	-0.04334290
	15	POSITIVE	5943.00000	5.520	18.40820	31.220	0.00000	0.000	0.00810808	22.280	0.04582924
		NEGATIVE	-9724.00000	9.060	-12.45902	5.560	0.00000	0.000	-0.00554125	23.500	-0.04352170
9	16	POSITIVE	9585.00000	5.640	16.56290	28.360	0.00000	0.000	0.00592424	24.580	0.03517636
		NEGATIVE	-5598.00000	9.160	-11.32742	9.160	0.00000	0.000	-0.00553031	23.520	-0.03315617
	17	POSITIVE	5398.00000	5.480	16.12742	31.300	0.00000	0.000	0.00741631	22.180	0.04307051
		NEGATIVE	-9113.00000	9.040	-11.76290	5.640	0.00000	0.000	-0.00485176	23.520	-0.04020237
10	17	POSITIVE	9113.00000	5.560	16.12742	30.360	0.00000	0.000	0.00603221	22.180	0.04168500
		NEGATIVE	-5398.00000	9.040	-11.76290	9.160	0.00000	0.000	-0.00424945	23.520	-0.04022167
	18	POSITIVE	5598.00000	5.520	16.56290	31.300	0.00000	0.000	0.00676259	22.180	0.03611882

			NEGATIVE -6162.00000 15.340	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	-0.00399421
23	37	POSITIVE	5227.00000 16.120	22.63385 16.120	0.00000 0.000	0.00257381 30.340	0.00807606
		NEGATIVE	-1054.00000 15.300	0.00000 0.000	0.00000 0.000	-0.00089397 23.080	-0.00550224
	38	POSITIVE	1425.00000 5.540	20.99231 21.300	0.00000 0.000	0.00323914 30.340	0.00766353
		NEGATIVE	-4531.00000 15.340	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	-0.00442439
24	38	POSITIVE	4531.00000 16.120	20.99231 26.420	0.00000 0.000	0.00254419 30.340	0.00719874
		NEGATIVE	-1425.00000 15.320	0.00000 0.000	0.00000 0.000	-0.00065062 23.080	-0.00465455
	39	POSITIVE	1054.00000 5.540	22.63385 29.300	0.00000 0.000	0.00342879 30.340	0.00869702
		NEGATIVE	-5227.00000 15.320	0.00000 0.000	0.00000 0.000	-0.00002814 23.080	-0.00526322
25	40	POSITIVE	3852.98135 16.140	18.82220 24.260	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-881.82182 25.380	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	41	POSITIVE	436.81630 24.260	18.98263 25.380	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-3430.00000 23.080	0.00000 0.000	0.00000 0.000	-0.00024934 25.380	-0.00024934
26	41	POSITIVE	3430.00000 16.140	19.02716 30.260	0.00000 0.000	0.00018790 24.260	0.00018790
		NEGATIVE	-508.10641 23.120	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	42	POSITIVE	916.42924 30.260	19.14590 23.120	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-3912.45577 23.120	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
27	43	POSITIVE	2440.70977 24.240	15.42524 24.240	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	44	POSITIVE	0.00000 0.000	15.87415 23.140	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-2580.00000 23.100	0.00000 0.000	0.00000 0.000	-0.00034194 23.140	-0.00034194
28	44	POSITIVE	2580.00000 16.140	15.90152 30.240	0.00000 0.000	0.00013073 30.240	0.00013073
		NEGATIVE	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	45	POSITIVE	0.00000 0.000	15.44465 23.140	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-2450.43120 23.140	0.00000 0.000	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
29	1	POSITIVE	24463.92871 26.400	60.15259 26.400	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-20133.82834 23.200	-48.86812 23.200	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	2	POSITIVE	13415.47560 21.720	48.86812 23.200	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-11086.85187 9.020	-60.15259 26.400	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
30	2	POSITIVE	11151.98672 10.000	47.93645 26.520	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-12905.71943 27.300	-59.48242 27.480	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
	3	POSITIVE	19682.74589 26.520	59.48242 27.480	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000
		NEGATIVE	-24152.09672 27.480	-47.93645 26.520	0.00000 0.000	0.000000000 0.000	0.000000000

Figura 3.4 Sismo SCT

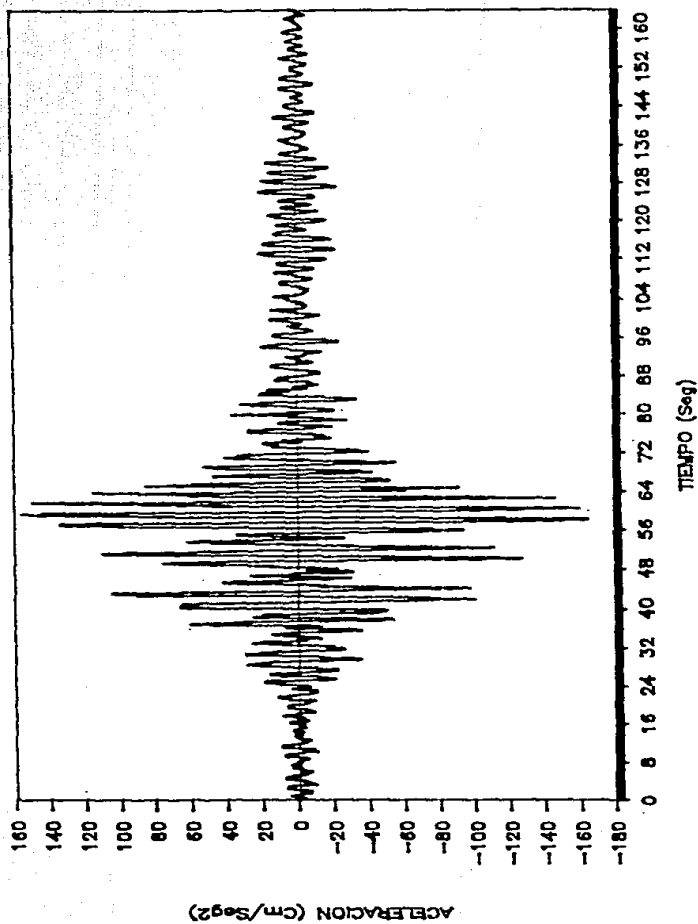


Figura 3.5 Sismo 1

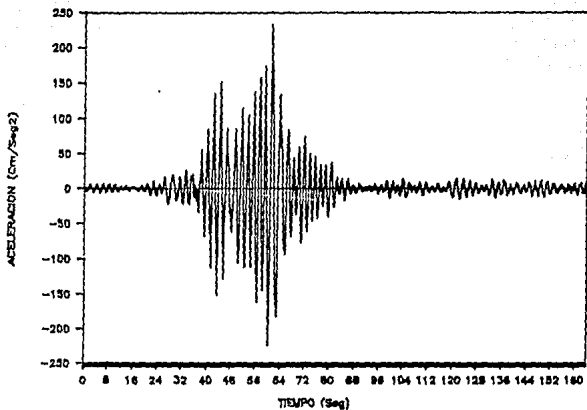


Figura 3.6 Sismo 2

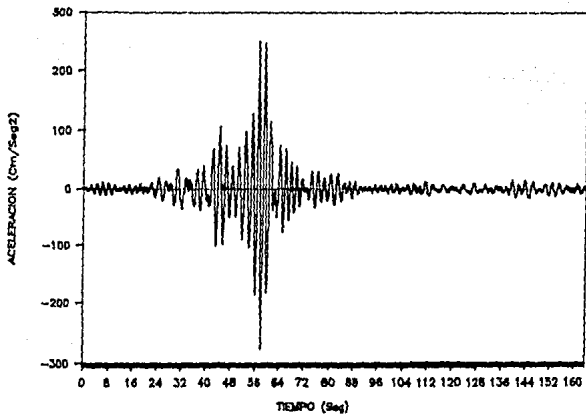


Figura 3.7 Sismo 3

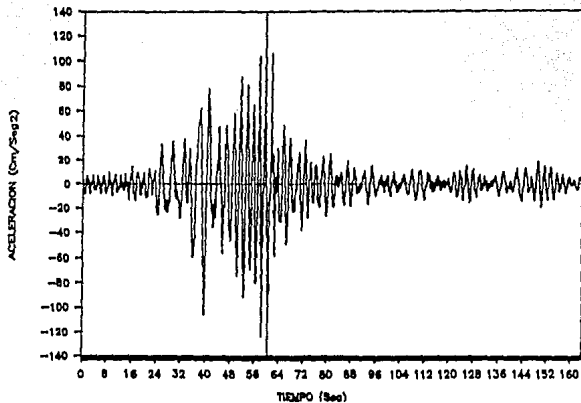


Figura 3.8 Sismo 4

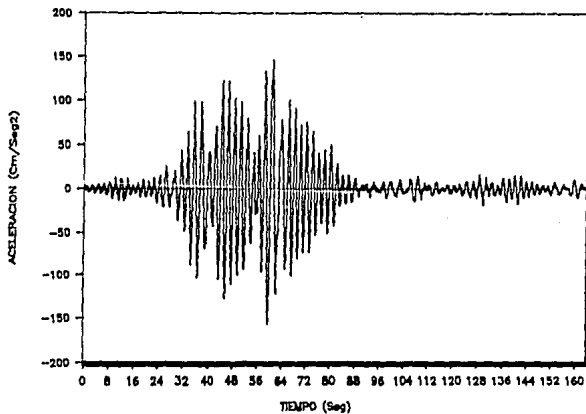


Figura 3.9 Sismo σ

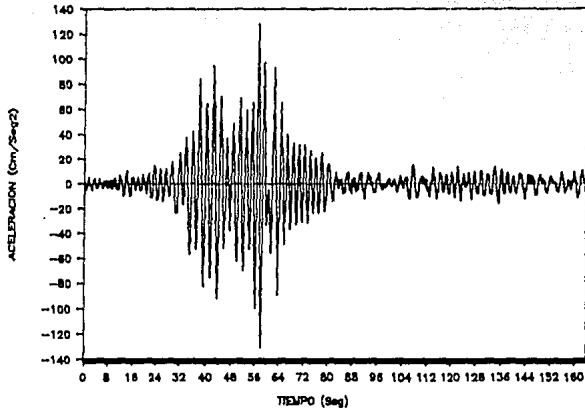


Figura 3.10 Sismo SCT Recortado

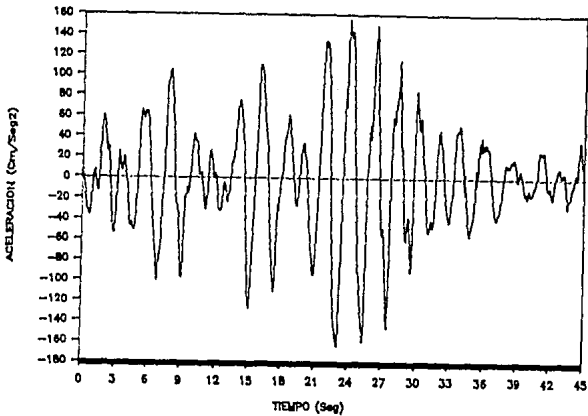


Figura 3.11 Sismo 1 Recortado

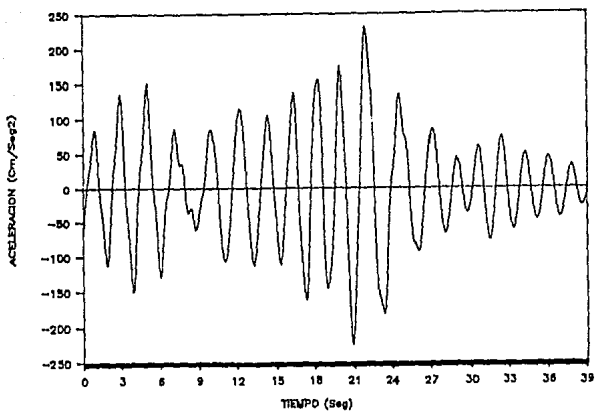


Figura 3.12 Sismo 2 Recortado

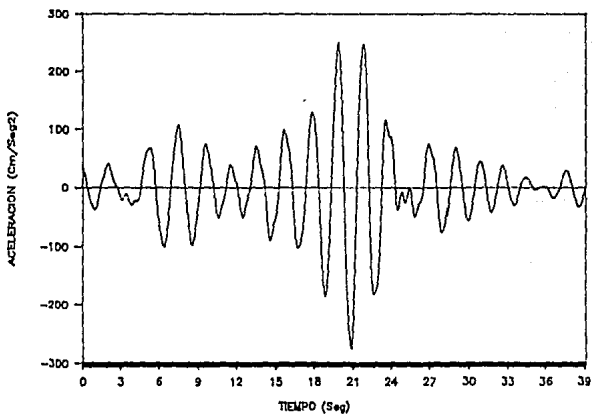


Figura 3.13 Sismo 3 Recortado

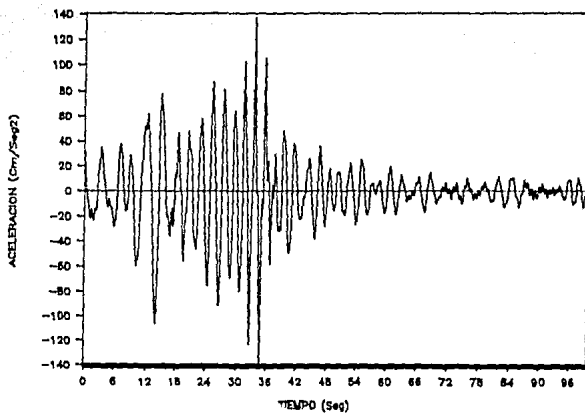


Figura 3.14 Sismo 4 Recortado

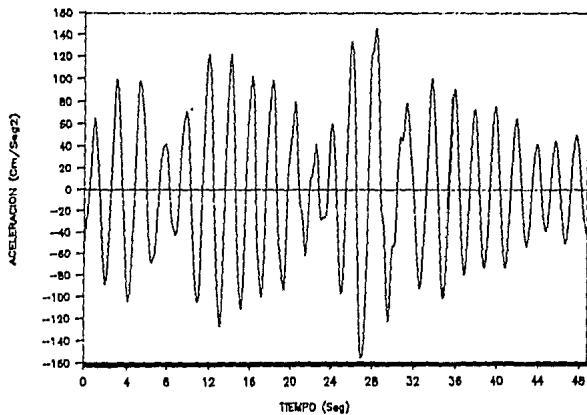
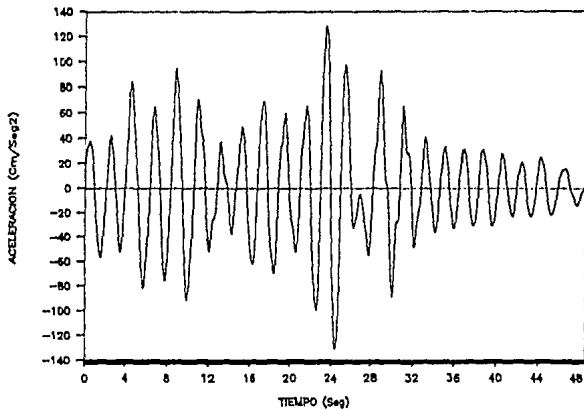


Figura 3.15 Sismo 5 Recortado



CAPITULO IV COMPARACION ENTRE LOS METODOS

4.1) RESULTADOS OBTENIDOS.

En el listado de resultados obtenidos del capitulo anterior se muestran, en primer término, los desplazamientos en los nudos cuando el tiempo es igual a cero o sea que todavia no inicia el sismo. En seguida se muestran los resultados de los elementos mecánicos (momento, fuerza cortante, fuerza axial), tanto para vigas como para columnas, para el tiempo igual a cero.

Posteriormente nos encontramos con los resultados globales de los desplazamientos y giros en los nudos, mostrando el valor máximo positivo, así como el máximo negativo, en el tiempo en cada uno de ellos que sucede.

Por último se muestran los resultados globales de los elementos macánicos (momento flexionante, fuerza cortante y fuerza axial), para viga como para columnas; marcando también el valor positivo y negativo en el tiempo en que ocurre.

Cabe aclarar que las unidades en que están los resultados son para la fuerza cortante: toneladas, para el momento: tonelada-centímetro y la fuerza axial: toneladas. Posteriormente se muestra una columna de resultados que indica donde existe articulación plástica.

Para fines de la comparación se utilizarán los resultados obtenidos del la análisis estático del caso 1.1x(carga gravitacional+carga sísmica) con los anteriores resultados obtenidos del análisis dinámico.

4.2) COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS

En la tabla 4.1 se muestran los desplazamientos relativos y totales de los dos análisis, cabe mencionar que para el método dinámico se utilizaron los valores máximos en valor absoluto en el caso que existan valores negativos.

NUMERO DE ENTREPISO	ANALISIS SISMICO ESTATICO		ANALISIS SISMICO DINAMICO	
	D. R. E.	D. T.	D. R. E.	D. T.
CIMENT.	0.000	0.00	0.000	0.000
N1	1.067	4.27	3.291	3.291
N2	1.192	9.04	3.511	6.802
N3	1.358	14.47	3.592	10.394
N4	1.432	20.20	3.523	13.917
N5	1.485	26.14	3.326	17.243
N6	1.475	32.04	2.935	20.178
N7	1.472	37.92	2.441	22.619
N8	1.403	43.54	2.001	24.620
N9	1.366	49.00	1.686	26.306
N10	1.237	53.95	1.727	28.033
N11	1.179	58.66	1.570	29.603
N12	0.963	62.52	1.365	30.968
N13	0.767	65.58	1.022	31.990
N14	0.475	67.48	0.267	32.257

Tabla 4.1 Desplazamientos relativos y totales.

En las gráficas 4.1 y 4.2 se muestran respectivamente los desplazamientos relativos de entrepiso y los acumulados.

4.3) COMPARACION DE ELEMENTOS MECANICOS

4.3.1) COLUMNAS

Se compararán los elementos mecánicos (momento flexionante, cortante y axial), haciendo notar que como tenemos los resultados globales se utilizarán los más desfavorables en valor absoluto para cada uno de los análisis realizados; entonces, partiendo de la tabla 2.10a, se obtiene los valores para las columnas números 1,2 y 3 que forman el primer nivel:

Figura 4.1 Desplazamientos Relativos

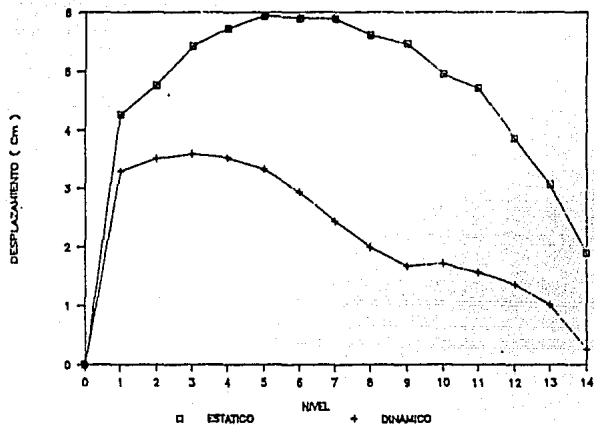
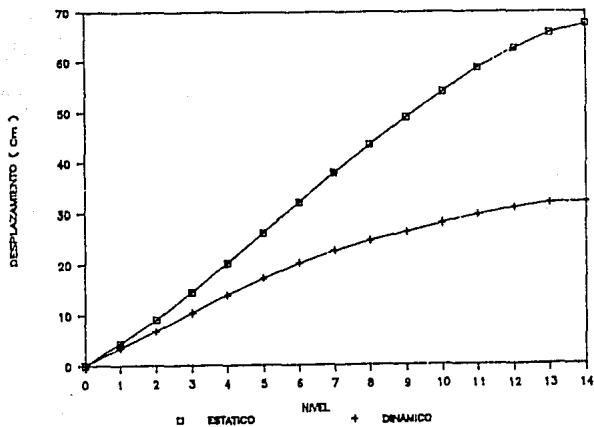


Figura 4.2 Desplazamientos Totales



	Momento	Cortante	Axial
Análisis sísmico estático	25741.8 T-cm	69.1 Ton.	446.6 Ton.
Análisis sísmico dinámico	26007.3 T-cm	76.5 Ton.	434.3 Ton.

En las gráficas 4.3, 4.4 y 4.5 se representan la comparación de los elementos mencionados anteriormente de los 2 análisis, así como en la tabla 4.2 se presentan los valores para todos los niveles de ambos métodos utilizados.

4.3.2) VIGAS

Para éstas únicamente se comparan el momento flexionante y la fuerza cortante, puesto que para este elemento estructural son de gran importancia para su diseño; advirtiendo de que el programa no proporciona este resultado sino que se obtiene por medio de equilibrio de nudos; partiendo de la tabla 2.10b, los valores serían:

	Momento	Cortante
Análisis sísmico estático	7666.57 T-cm	33.25 Ton.
Análisis sísmico dinámico	7666.0 T-cm	32.05 Ton.

Como en el caso anterior en la tabla 4.3 se consignan los valores para todos los niveles de ambos análisis y las gráficas 4.6, 4.7 representan la comparación entre los elementos de cada análisis mencionados anteriormente.

C O L U M N A S						
N I V E L	A X I A L		C O R T A N T E		M O M E N T O	
	ANALISIS ESTATICO (TON)	ANALISIS DINAMICO (TON)	ANALISIS ESTATICO (TON)	ANALISIS DINAMICO (TON)	ANALISIS ESTATICO (TON-M)	ANALISIS DINAMICO (TON-M)
N1	446.57	434.29	69.13	76.46	257.42	260.07
N2	313.31	402.33	56.31	69.96	108.97	144.88
N3	376.12	366.59	63.13	67.34	96.87	108.56
N4	337.25	329.08	62.85	69.92	80.61	100.86
N5	297.60	289.80	57.84	61.47	69.57	83.99
N6	256.93	252.04	58.53	64.44	71.49	80.15
N7	220.72	213.16	50.95	53.27	63.42	72.37
N8	184.57	178.03	50.30	52.84	63.80	63.75
N9	154.94	144.01	41.47	44.84	52.72	55.95
N10	129.43	119.05	39.11	38.36	50.01	45.09
N11	104.07	97.07	29.62	34.92	37.82	43.59
N12	78.34	73.81	24.76	26.39	28.40	35.77
N13	52.70	50.66	15.92	16.17	20.92	19.02
N14	27.02	25.65	15.22	15.23	21.32	18.21

Tabla 4.2 Elementos mecánicos de las columnas.

V I G A S				
N I V E L	C O R T A N T E		M O M E N T O	
	ANALISIS ESTATICO (TON)	ANALISIS DINAMICO (TON)	ANALISIS ESTATICO (TON-M)	ANALISIS DINAMICO (TON-M)
N1	33.25	32.02	76.64	76.64
N2	37.19	35.35	89.07	89.07
N3	38.87	37.63	94.78	94.78
N4	39.65	34.81	97.24	97.24
N5	38.67	36.56	95.85	95.85
N6	38.21	36.97	94.44	94.44
N7	36.16	34.92	89.58	89.58
N8	34.88	33.64	85.55	88.55
N9	32.11	30.87	78.13	78.13
N10	30.13	28.89	71.72	71.72
N11	26.65	25.41	61.62	61.62
N12	23.87	22.63	52.26	52.27
N13	20.34	19.03	40.99	39.12
N14	16.55	15.90	27.50	25.80

Tabla 4.3 Elementos mecánicos de las vigas.

Figura 4.3 Fuerza Axial (Columnas)

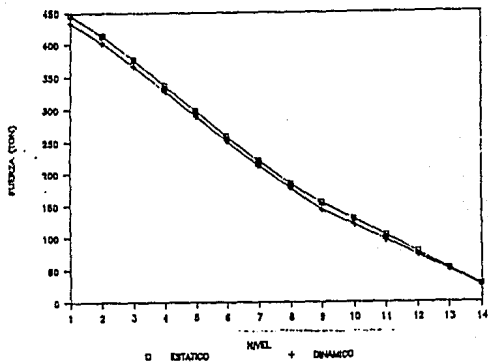


Figura 4.4 Fuerza Cortante (Columnas)

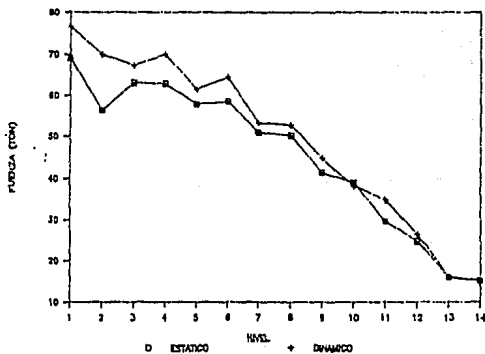


Figura 4.5 Momento Flexi. (Columnas)

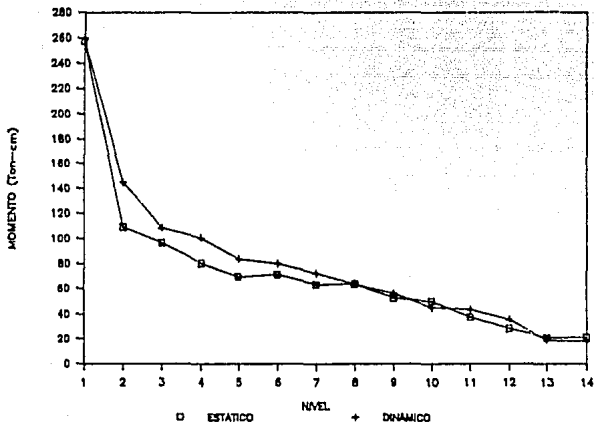


Figura 4.6 Fuerza cortante (Vigas)

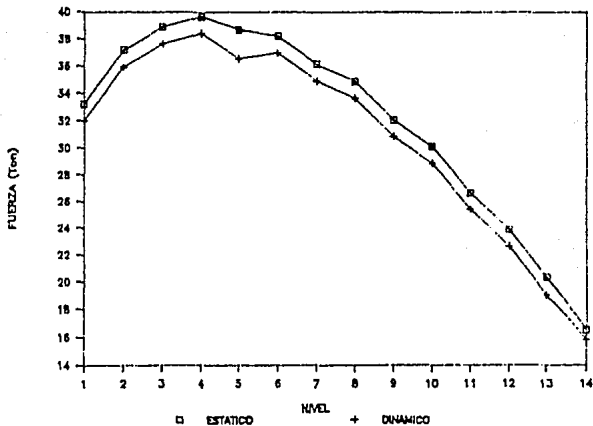
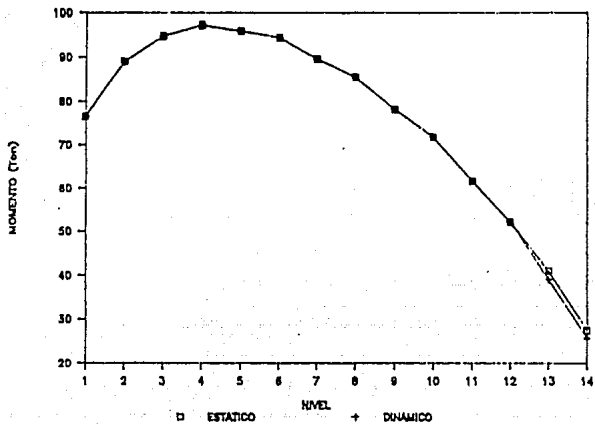


Figura 4.7 Momento Flexi. (Vigas)



CAPITULO V COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados mostrados en el capítulo IV, observamos que los valores obtenidos por los dos diferentes métodos (Estático y Dinámico), son practicamente iguales, con la excepción de las gráficas 4.1 y 4.2 que representan los desplazamientos; dicha discrepancia se debe principalmente a lo siguiente:

-Por un lado el método estático consiste en llevar a cabo un análisis estructural sometiendo a la estructura a fuerzas estáticas laterales que se suponen equivalentes a las fuerzas de inercia de la estructura. En cambio el análisis sísmico dinámico, como se explicó en el capítulo III, resuelve una serie de ecuaciones diferenciales que representan el movimiento, por medio de métodos numéricos, integrando cada paso del tiempo del acelerograma, haciendo uso para ello de una computadora.

-En el método estático las fuerzas equivalentes son función lineal de la altura, de manera que en el último piso se presenta la máxima fuerza y en el primer piso la mínima. Los desplazamientos laterales de la estructura muestran una configuración semejante, presentándose el máximo desplazamiento en el último piso y el mínimo en el primer piso (véase figura 4.2).

En cambio en el análisis dinámico no se presenta necesariamente una configuración semejante a la del método estático, salvo que la estructura vibre en el modo fundamental (1er modo), por lo que, en términos generales los desplazamientos totales resultan menores que los obtenidos con el método estático. Cabe aclarar que en nuestro ejemplo la configuración de desplazamientos totales obtenida con el análisis dinámico presenta una forma similar a la del método estático, pero hay que hacer notar que la curva de desplazamientos totales del método dinámico representa la envolvente de los máximos desplazamientos que ocurrieron durante el sismo.

Debido a la gran actividad sísmica del país, y en particular a la severa intensidad de los sismos ocurridos en nuestra ciudad en septiembre de 1985, la Ingeniería Sísmica ha cobrado gran auge; es por esto que es necesario tener un criterio razonable y lógico para diseñar estructuras en zonas de alto riesgo sísmico. En este trabajo se trató de desarrollar una guía de cómo desarrollar un procedimiento de cálculo, desde proponer las secciones de los elementos estructurales hasta llevar a cabo el análisis sísmico de un edificio, aplicando para ello dos métodos de estudio y así motivar al estudiante interesado en la materia a profundizar y seleccionar un criterio de análisis sísmico adecuado a las necesidades actuales.

Como se pudo observar en el ejemplo desarrollado en este trabajo, para el edificio de 14 niveles se obtuvieron desplazamientos con el método estático mayores en 60% que los del dinámico, a partir del quinto nivel; en los niveles inferiores difieren en un 15% a 20%. Para este tipo de estructuras es recomendable utilizar más el análisis dinámico, pero este procedimiento todavía no ha sido desarrollado para que se utilice en la práctica, sino principalmente para fines de investigación.

Cabe mencionar que antes de realizar el análisis, debemos de tener en cuenta las condiciones generales y locales del sitio de la construcción y establecer el criterio y las acciones de diseño de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal vigente. Asimismo es necesario seleccionar la configuración y estructuración del edificio, tomando en cuenta las disposiciones del citado Reglamento, que en este trabajo se mencionan y que son las siguientes:

- Poco peso.
- Sencillez, regularidad, simetría en rigidez y resistencia, tanto en planta como en elevación.
- Uniformidad en la distribución de resistencia, rigidez y ductilidad.

- Formación de articulaciones plásticas en elementos horizontales, antes que en los verticales.
- Un adecuado tratamiento del detalle estructural.
- Congruencia entre lo proyectado y lo construido.
- Supervisión y control de calidad durante la construcción.

COMENTARIO FINAL

Como pudimos observar el uso de programas para la solución de análisis sísmico dinámico resulta ser de gran utilidad para el Ingeniero Civil Estructuralista, pero también sabemos que si la microcomputadora es una herramienta que soluciona el problema de cálculo, no soluciona todo lo que implica el diseño sísmico de un edificio, como lo es el detallado, las conexiones, la correcta estructuración, la buena idealización que estemos haciendo de la estructura y otra serie de dificultades que implica el análisis sísmico de un edificio; es en estos aspectos donde entra la verdadera sensibilidad del Ingeniero Estructuralista para poder resolver correctamente esta serie de problemas. Dicha sensibilidad para el análisis sísmico, al Ingeniero se la dará el tiempo y las diferentes dificultades con las que se enfrente en el transcurso de su vida profesional, en la cual podrá no simplemente seguir utilizando los métodos vigentes, sino también proponer otros o mejorar los ya existentes.

Por todo lo anterior, es conveniente enfatizar que el uso de programas de microcomputadoras, aunque no solucionan totalmente el problema de análisis sísmico de una estructura, no deja de ser por esto una excelente herramienta en el campo profesional de un ingeniero.

BIBLIOGRAFIA

- 1) GRAHAM H. POWELL
Drain 2d A series of Computer Programs for Dynamic Analysis of
Planes Inelastic Estructures
User Guide
Berkley California U.S.A. 1973
- 2) Instituto de Ingenieria U.N.A.M.
Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto
Series del Instituto de Ingenieria, publicación Num. 401
México D.F., 1977
- 3) GRAHAM H. POWELL
Drain 2d User's Guide
Report EERC No 73-22 Earthquake Engineering Research
Central, University of California, Berkley, October 1973
- 4) Sociedad Mexicana de Ingenieria Sismica
Memorias del Congreso de Ingenieria Sismica de 1987
- 5) Sánchez Martínez José Luis
Apuntes de la materia de Diseño Estructural, 1987
Universidad Nacional Autónoma de México
- 6) Departamento del Distrito Federal
Normas Tecnicas Complementarias para Diseño y Construcción de
Estructuras de Concreto.
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México, D.F., 1987
- 7) Departamento del Distrito Federal
Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo
Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal
México, D.F., 1987

- 8) Altos Hornos de México S. A.
Manual A.H.M.S.A. para Ingenieros
Primera Edición
Torreón Coahuila, 1970
- 9) Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey S.A.
Manual para Constructores
Monterrey, N.L., 1965
- 10) Diario Oficial de la Federación
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal
publicado en el Diario Oficial de la Federación el 3 de Julio de
1987
México, D.F., 1987
- 11) Roberto Meli
Enrique Bazán
Manual de Diseño Sismico de Edificios
Primera Edición
México, D.F., Limusa, 1985
- 12) Roberto Meli
Diseño Estructural
Primera Edición
México, D.F., Limusa, 1985
- 13) Oscar M. González Cuevas
Francisco Robles F.
Aspectos Fundamentales de Concreto Reforzado
Segunda Edición
México, D.F. Limusa, 1985
- 14) Klauss-Jurgen Bathe
Edward L. Wilson
Numerical Methods in Finite Element Analysis

U.S.A., 1976

- 15) Guinle R.L.
Diccionario Técnico y de Ingeniería
México, D.F., Cia. Editorial Continental S.A., 1965.
- 16) Williams Edwin B.
Spanish-English, English-Spanish Dictionary
U.S.A., Bantam Book, Inc. 1971