

300615

UNIVERSIDAD LA SALLE



INCORPORADA A LA
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO

16
2ej

ANALISIS DE PROCESO DE DISEÑO SISMICO EN EDIFICIOS

TESIS PROFESIONAL
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JORGE ALEJANDRO PERALTA GARCIA

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. JOSE ALBERTO CASTILLO HERNANDEZ

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1992



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

	Página
INTRODUCCION	1
CAPITULO 1 Presentación del Problema y Análisis de Cargas	4
CAPITULO 2 Análisis Sísmico Estático	15
CAPITULO 3 Distribución de las Cargas Gravitacionales por Marco	28
CAPITULO 4 Análisis Estructural Aproximado	44
CAPITULO 5 Análisis Sísmico Dinámico	58
CAPITULO 6 Evaluación de los Efectos de Torsión	74
CAPITULO 7 Análisis Estructural	91
CAPITULO 8 Análisis Sísmico por Computadora	110
CAPITULO 9 Diseño Estructural	119
CONCLUSIONES	130
APENDICE 1	133
APENDICE 2	136
APENDICE 3	140
REFERENCIAS	143

INTRODUCCION

INTRODUCCION

Existen numerosas publicaciones que explican convenientemente y con gran variedad, cada una de las partes que integran el proceso de diseño de un edificio resistente a sismo.

Con gran éxito son difundidos entre los estudiantes de la carrera de ingeniería civil libros de Análisis Estructural, Diseño estructural, Construcción, Ingeniería Sísmica, etc. ; todos ellos explicando hasta el mas mínimo detalle el tema que tratan.

Desgraciadamente no es fácil encontrar en el mercado alguna publicación que integre de un modo sistemático el proceso de diseño sísmico de un edificio y que proponga secuencias de cálculo que proporcionen una guía práctica, sobre todo para ingenieros recién egresados que no cuentan con la debida experiencia.

Lo mismo sucede con los planes de estudio de las diversas facultades de ingeniería en general, no existen los nexos entre las asignaturas, ni proyectos integrales que permitan poner en práctica los conocimientos adquiridos durante varios cursos. El resultado es que, en muchos casos, el recién egresado no es capaz de desarrollar, en un caso concreto una secuencia de cálculo lógica a pesar de contar con los conocimientos teóricos suficientes.

Si a lo anterior añadimos la intrínseca complejidad de los reglamentos y normas técnicas complementarias, al nuevo estructurista le toma mucho tiempo el comprender de una manera global todo lo que implica el diseño de una estructura.

El presente trabajo sólo pretende, a través de un ejemplo concreto, proporcionar una guía práctica, al nivel de estudiantes de los últimos años de la carrera de ingeniería civil y a ingenieros con poca experiencia, para que puedan conjuntar muchos de los conocimientos adquiridos en todas las materias del área de estructuras y con base en el Reglamento de Construcciones del D.F. puedan desarrollar una secuencia lógica para diseñar edificios capaces de cumplir, de modo eficiente, con los requerimientos de las estructuras construidas en una ciudad con gran riesgo sísmico lo como es la Ciudad de México.

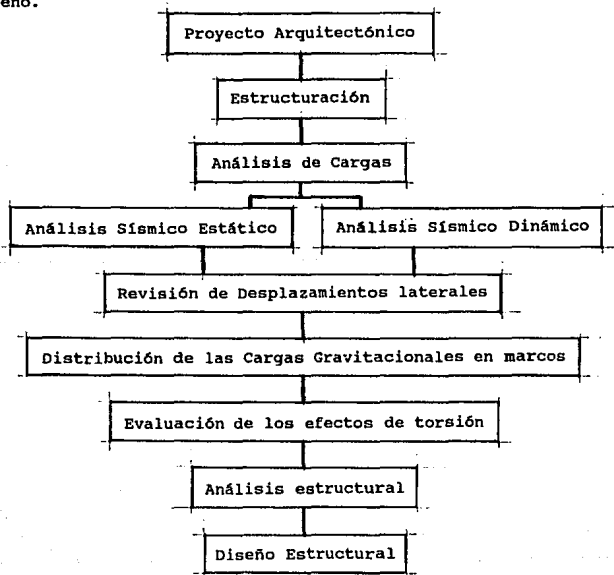
CAPITULO 1

Presentación del problema y Análisis de Cargas

1

En el siguiente ejemplo se analizará de un modo sistemático todo el proceso de diseño sismorresistente de un edificio haciendo énfasis en la manera de conectar cada una de sus etapas. En este capítulo se analizarán las condiciones generales de carga del edificio de acuerdo a los materiales y a las dimensiones de sus elementos, así como lo establecido por el Reglamento de Construcciones del D.F. para la zona donde se planea construir y el uso para el cual será destinado.

En el siguiente diagrama se puede apreciar cual es la metodología que se debe seguir para tener una secuencia lógica de diseño.



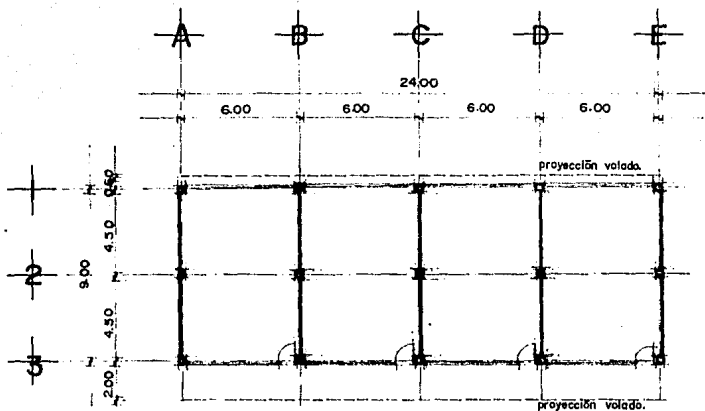
En este trabajo se utilizará en *Análisis Sísmico Estático* con fines de prediseño para revisar si las secciones propuestas son adecuadas y así entrar en el *Análisis Sísmico Dinámico* con la certeza de que los pesos por entrepiso y las rigideces son adecuadas.

El edificio que se diseñará a continuación corresponde a una escuela que se encuentra localizada en el centro de la Ciudad de México.

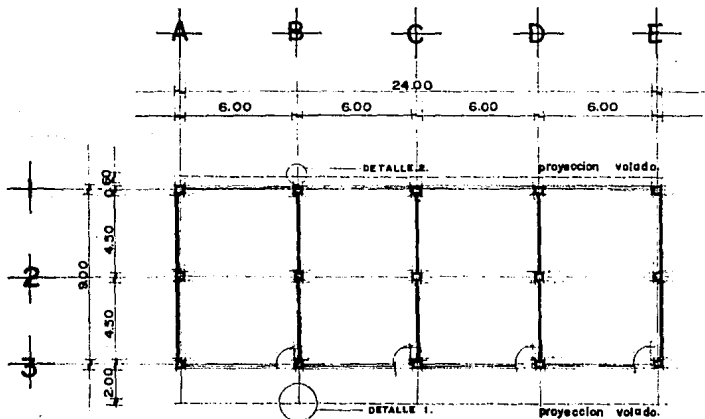
Las dimensiones del edificio fueron determinadas por los requerimientos arquitectónicos y están ilustradas en los planos incluidos en este trabajo.

La construcción consta de tres cuerpos, dos de aulas que son simétricos y uno de escaleras y servicios, en este trabajo sólo se diseñará uno de los cuerpos de aulas del que se ilustran sus dimensiones en plano de la página siguiente.

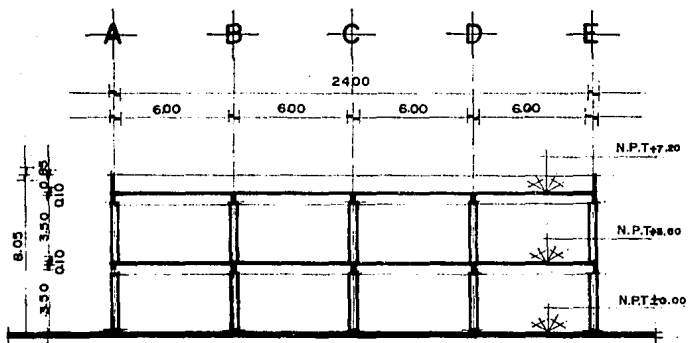
Una vez que la distribución de espacios y la estructuración estén determinadas, es necesario proponer la geometría de los elementos estructurales con base en los requerimientos del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF), las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDEC), así mismo es útil emplear algunas reglas prácticas para prediseño que proporciona el Reglamento ACI (1).



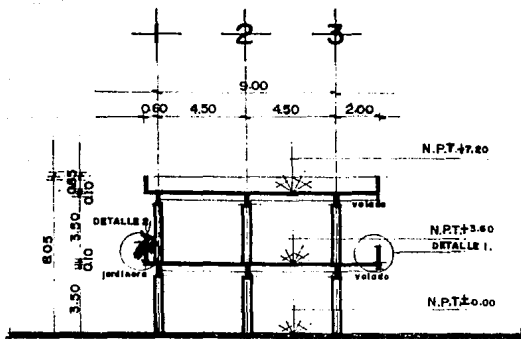
PLANTA BAJA.
escala 1:200



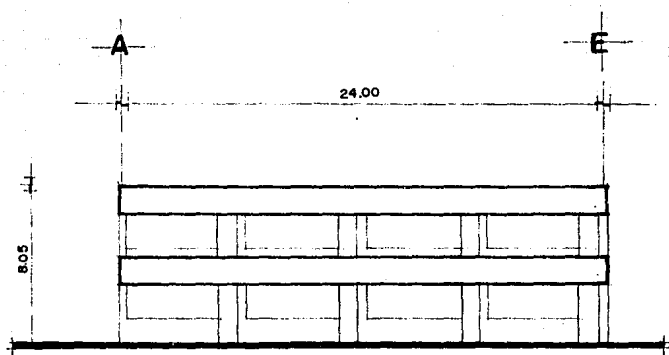
PLANTA ALTA.
escala 1:200



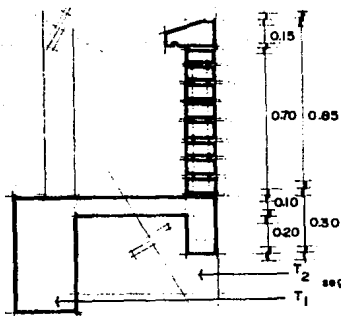
CORTE X-X'
 escala 1:200.



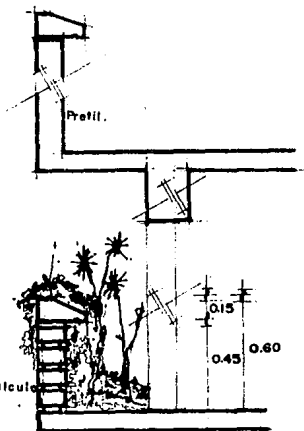
CORTE Y-Y'
 escala 1:200



FACHADA
escala 1:200.



DETALLE 1.



DETALLE 2.

Especificaciones

Las losas serán macizas de concreto reforzado con un espesor de 10 cm (en el apéndice No.1 se hace un análisis de cargas considerando que fueran losas nervadas).

Las trabes, columnas y castillos serán de concreto reforzado.

En todos los elementos estructurales se usará concreto de $f'c=250\text{kg/cm}^2$

Los muros serán de tabique hueco extruido con espesor de 14cm y un peso volumétrico de 1650 kg/m^3 .

La herrería con vidrio incluido se considerará por indicaciones del arquitecto de 25 kg/m^2 .

El firme y el enladrillado o bien el piso se consideraran en conjunto 100 kg/m^2

El aplanado de yeso y el plafón se considerarán como 30 kg/m^2 .

Las cargas vivas a considerar serán las siguientes:

-Azotea	w instantánea =	70 kg/m^2
	w máxima =	100 kg/m^2
-Entrepiso	w máxima =	350 kg/m^2
	w instantánea =	250 kg/m^2

Estas cargas vivas están de acuerdo a la tabla de cargas vivas unitarias contenidas en el Título Sexto, Capítulo V del Reglamento de Construcciones del D.F. (RCDF).

ANALISIS DE CARGAS

1) LOSAS

a) Losas de Azotea

-Carga Muerta

Losa	$0.1 * 2400 \text{ kg/m}^3$	=	240 kg/m^2
Firme, relleno y enladrillado		=	100 kg/m^2
Yeso y plafón		=	30 kg/m^2
Carga adicional		=	40 kg/m^2
SUMA			$\frac{410 \text{ kg/m}^2}{}$

La carga adicional es de acuerdo al art.197 del capítulo IV del Reglamento de Construcciones del D.F.(RCDF)

-Carga Viva

w instantánea		=	70 kg/m^2
w máxima		=	100 kg/m^2
Peso total para análisis con sismo		=	480 kg/m^2
Peso total para análisis sin sismo		=	510 kg/m^2

(2)

b) Losas de Entrepiso

-Carga Muerta

Losa		=	240 kg/m^2
Firme y piso		=	100 kg/m^2
Yeso y plafón		=	30 kg/m^2
Carga Adicional		=	40 kg/m^2
SUMA			$\frac{410 \text{ kg/m}^2}{}$

-Carga Viva

w instantáneas		=	250 kg/m^2
w máxima		=	350 kg/m^2
Peso total para análisis con sismo		=	660 kg/m^2
Peso total para análisis sin sismo		=	760 kg/m^2

2) TRABES

Cuando se trata de trabes en marcos, se recomienda iniciar con un prediseño de (3):

$$h = \frac{L}{k} \quad 10 \leq k \leq 15 \quad L = \text{claro}$$
$$b = \frac{L}{30}$$



fig.1.1

Para este ejemplo se tienen dos tipos de trabes:

En la dirección X (marcos largos) los claros son de 6m y en la dirección Y (marcos cortos) los claros son de 4.5m. En los dos casos se considerará $k=13$.

-Para $L=4.5$ m : b propuesta = 25 cm ; h propuesta = 45 cm
peso = $0.25m * 0.45m * 2400 \text{ kg/m}^3 = 270 \text{ kg/m}$

-Para $L=6.0$ m : b propuesta = 25 cm ; h propuesta = 50 cm
peso = $0.25m * 0.50m * 2400 \text{ kg/m}^3 = 300 \text{ kg/m}$

De acuerdo a las al inciso 5.2 de las NTCDEC el ancho (b) de las trabes no debe ser menor a 25 cm ni debe exceder el ancho de las columnas (4).

El pretel colocado en el volado de 2.0m tiene una trabe de desplante de $0.15m * 0.30m$ y una dala de cerramiento de $0.15m * 0.20m$

3) COLUMNAS

Sólo la experiencia permite hacer un prediseño adecuado, pero siempre ayuda el tomar en cuenta ciertas consideraciones cuando se trata de marcos:

-Número de crujías que tiene el marco.

-Longitud de los claros.

-Altura del entrepiso.

Para éste ejemplo se cuenta dos tipos de marcos: marcos largos con cuatro crujías (cinco columnas), claro de 6m y marcos cortos con dos crujías (tres columnas), claro de 4.5m.

Cuando las fuerzas sísmicas actúen en el sentido X los marcos largos contarán con cinco elementos sismorresistentes que opongan resistencia. En cambio cuando actúen en el sentido Y, los marcos cortos sólo contarán con tres elementos resistentes que opongan resistencia al cortante sísmico. Esto haría necesario que la rigidez de las columnas en el sentido Y fuera mayor que en el sentido X, ya que cuenta con un menor número de elementos sismorresistentes.

También es necesario considerar que entre mayor sea el claro que salvan las trabes mayor será el momento a que sean sometidas las columnas, por lo tanto si los marcos largos salvan un claro mayor que los cortos sería necesario, para proteger este aspecto, una mayor rigidez de las columnas en el sentido largo.

En conclusión : uno de los sentidos es desfavorable en lo que se refiere al número de elementos sismorresistentes y el otro en lo que se refiere a la longitud del claro, por lo tanto viendo que ambos marcos son desfavorables para diferentes aspectos, el prediseño se hará con una sección cuadrada de 40 cm.

Las NTCDEC en el inciso 5.3.1 establecen que la dimensión mínima no debe ser menor de 30 cm; que la relación entre la menor dimensión transversal y la dimensión transversal perpendicular no debe ser menor que 0.4 y además que la relación entre la altura libre y la menor dimensión transversal no excederá de 15, por lo cual la sección propuesta es factible (5).

$\frac{C2}{C1} \leq 4$ $C2 \geq 30 \text{ cm}$ $\frac{h}{C2} \leq 15$ $C1 =$ mayor dimensión transversal
 $C2 =$ menor dimensión transversal
 $h =$ altura libre de la columna

El peso de las columnas será: $P = 0.4\text{m} \times 0.4\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 384 \text{ kg/m}$

4) MUROS

Peso = $0.14\text{m} \times 1650 \text{ kg/m}^3 = 231 \text{ kg/m}^2$

5) VENTANAS

La herrería con vidrio incluido pesa 25 kg/m^2

6) PRETIL

muro = $0.70\text{m} \times 231 \text{ kg/m}^2 = 162 \text{ kg/m}$
 trabe de desplante = $0.15\text{m} \times 0.30\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 108 \text{ kg/m}$
 dala de cerramiento = $0.15\text{m} \times 0.20\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 72 \text{ kg/m}$

7) JARDINERA

altura = 0.60m ancho = 0.60m
 Peso = $0.60 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 1500 \text{ kg/m}^3 = 540 \text{ kg/m}$

RESUMEN DE CARGAS

LOSAS DE AZOTEA	-para sismo	= 480	kg/m^2
	-sin sismo	= 510	kg/m^2
LOSAS DE ENTREPISO	-para sismo	= 660	kg/m^2
	-sin sismo	= 760	kg/m^2
TRABES	- L=6.0 m	= 300	kg/m
	- L=4.5 m	= 270	kg/m
COLUMNAS		= 384	kg/m
MUROS		= 231	kg/m^2
VENTANAS		= 25	kg/m^2
PRETIL	muro	= 162	kg/m
	trabe de desplante	= 108	kg/m
	trabe de cerramiento	= 72	kg/m
JARDINERA		= 540	kg/m

CAPITULO 2

Análisis Sísmico Estático

Las estructuras que no pasen de 60 m de alto pueden analizarse mediante un método estático como lo describe la sección 8 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS).

En este caso se usarán con fines de prediseño ya que posteriormente se hará un análisis sísmico dinámico para realizar el diseño definitivo.

Mediante este análisis se pueden calcular las fuerzas cortantes debidas a la acción de un sismo a diferentes niveles de la estructura(6).

Las fuerzas sísmicas se representan por fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supongan concentradas las masas.

Estas fuerzas se calcularán con la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} C_s W_{tot}. \quad (7)$$

donde:

W_i = peso del nivel i

h_i = altura del nivel i desde el desplante de la estructura

W_{tot} = peso total de la estructura = $\sum W_i$

C_s = coeficiente sísmico reducido por el factor de comportamiento sísmico Q según las NTCDS (8)

Por lo tanto, para conocer éstas fuerzas es necesario conocer el peso que corresponde a cada nivel, la altura del entrepiso, así como determinar el coeficiente sísmico que corresponde a la estructura de acuerdo a su tipo y ubicación.

En primer lugar se calcularán los pesos por nivel.

SEGUNDO NIVEL

- Peso por losas
con sismo $P = 24.0m * 11.6m * 480 \text{ kg/m}^2 = 133,632 \text{ kg}$
sin sismo $P = 24.0m * 11.6m * 510 \text{ kg/m}^2 = 141,984 \text{ kg}$
- Peso por trabes
 $L = 6.0 \text{ m}$ $P = 24.0m * 300 \text{ kg/m} * 3 = 21,600 \text{ kg}$
 $L = 4.5 \text{ m}$ $P = 11.6m * 270 \text{ kg/m} * 5 = 15,660 \text{ kg}$
- Peso por columnas
 $h = 3.5m$ $h/2 = 1.75m$
 $P = 1.75m * 384 \text{ kg/m} * 15 = 10,080 \text{ kg}$
- Peso por muros
 $h = 3.5m$ $h/2 = 1.75m$ peralte de la trabe = $0.45m$
muros sin ventana $P = 9.0m * (1.75m - 0.45m) * 231 \text{ kg/m}^2 * 5 = 13,514 \text{ kg}$
- Peso por ventana
 $h = 3.5m$ $h/2 = 1.75m$ peralte de la trabe = $0.50m$
 $P = 24.0m * (1.75m - 0.50m) * 25 \text{ kg/m}^2 * 2 = 1500 \text{ kg}$
- Peso por pretil
muro $2 * (24.0m + 11.6m) * 115.5 \text{ kg/m} = 8,224 \text{ kg}$
trabe de desplante $2 * 24.0m * 108 \text{ kg/m} = 5,184 \text{ kg}$
trabe de cerramiento $2 * (24.0m + 11.6m) * 72 \text{ kg/m} = 5,126 \text{ kg}$

Peso Total concentrado en el segundo piso:

W_2 con sismo = $214,520 \text{ kg} * F_c$ $F_c = \text{Factor de Carga}$

De acuerdo a los artículos 188 y 194 del RCDF las combinaciones de carga para realizar el análisis estructural deben ser afectadas por factores de carga (9) :

Sismo + Carga Muerta + Carga Viva Instantánea $F_c = 1.1$

Carga Muerta + Carga Viva Máxima $F_c = 1.5$

W_2 con sismo = $214,520 \text{ kg} * 1.1 = 235,972 \text{ kg} = 235.97 \text{ ton.}$

PRIMER NIVEL

- Peso por losas
con sismo $P = 24.0m * 11.6m * 660 \text{ kg/m}^2 = 183,744 \text{ kg}$
sin sismo $P = 24.0m * 11.6m * 760 \text{ kg/m}^2 = 211,584 \text{ kg}$
- Peso por trabes
 $L = 6.0m$ $P = 24.0m * 300 \text{ kg/m} * 3 = 21,600 \text{ kg}$
 $L = 4.5m$ $P = 11.6m * 270 \text{ kg/m} * 5 = 15,660 \text{ kg}$
- Peso por columnas
 $h = 3.5m$
 $P = 3.5m * 384 \text{ kg/m} * 15 = 20,160 \text{ kg}$

-Peso por muros sin ventana $P = 9.0m * 3.0m * 231 \text{ kg/m}^2 * 5 = 31,185 \text{ kg}$
muros con ventana $P = 24.0m * 1.2m * 231 \text{ kg/m}^2 * 2 = 13,305 \text{ kg}$

-Peso por ventana
 $P = 24.0m * 1.8m * 25 \text{ kg/m}^2 * 2 = 1,080 \text{ kg}$

-Peso por pretil
muro $(2*24.0m + 2*2.0m) * 115.6 \text{ kg/m} = 6,006 \text{ kg}$
trabe de desplante $24.0m * 108 \text{ kg/m} = 2,592 \text{ kg}$
trabe de cerramiento $24.0m * 72 \text{ kg/m} = 1,728 \text{ kg}$

-Peso por jardinera
 $P = 24.0m * 540 \text{ kg/m} = 12,960 \text{ kg}$

Peso total concentrado en el primer piso :

$W1 \text{ con sismo} = 310,020 \text{ kg} * 1.1 = 341,022 \text{ kg} = 341.02 \text{ ton.}$

Una vez conocidos los pesos de cada entrepiso se debe calcular el coeficiente sísmico (Cs). De acuerdo al inciso 8.2 de las NTCDS este coeficiente puede ser reducido si se toma en cuenta el período fundamental de vibración de la estructura, y sería lo más recomendable si este análisis es realizado con fines de diseño definitivo. Para este ejemplo se calcula el Cs sin tomar en cuenta las consideraciones anteriores pero en el apéndice No. 2 se puede estudiar el procedimiento que se sigue cuando se desea reducir el Cs tomando en cuenta el período fundamental de vibración (10).

La estructura en cuestión, por tratarse de una escuela, pertenece a las estructuras del grupo A de acuerdo a la clasificación del RCDF (art.174). Las NTCDS cuentan con una zonificación del suelo (art.19) por lo que el edificio en cuestión se puede ubicar en la zona de lago (zona III).

El coeficiente sísmico reducido queda de la siguiente forma:

$$Cs = \frac{c}{Q}$$

Donde c es el coeficiente sísmico citado en el RCDF, para este ejemplo $c=0.6$ de acuerdo al art.206 del RCDF.

Q es un factor de comportamiento sísmico, en el cual la ductilidad juega un papel importante (11).

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo señalan, en su capítulo 5, que si la resistencia al sismo de la estructura esta dada por marcos y éstos cumplen con los requisitos que fijan las mismas normas para marcos dúctiles, Q puede tomar el valor de 4, pero la experiencia de muchos estructuristas señala que es conveniente usar como máximo $Q=3$, por lo que en este ejemplo el coeficiente sísmico reducido por ductilidad es:

$$C_s = \frac{0.6}{3} = 0.20$$

Una vez determinados el coeficiente sísmico reducido, la altura de entrepiso y el peso por nivel, se pueden calcular las fuerzas sísmicas F_i con la expresión señalada en la página 16, y con ellas determinar las cortantes sísmicas V_i .

Nivel	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	F_i (ton)	V_i (ton)
2	235.97	7	1,651.79	66.99	66.99 115.40
1	341.02	3.5	1,193.57	48.41	
Σ	567.79		2,791.39		

CALCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS LATERALES

Si ya se conocen los cortantes sísmicos en los entrepisos y también sus rigideces se pueden calcular sus desplazamientos. Si la estructura se comporta como estructura de cortante la rigidez se puede calcular de manera aproximada con las fórmulas de Wilbur, en caso contrario, si se comporta como estructura de flexión es necesario calcular la rigidez mediante algún otro método (matricial p.ej). Para determinar el comportamiento de una estructura se calcula el índice de rotación nodal " ρ_i " (12).

$$\rho_i = \frac{\sum K_{trabes}}{\sum K_{columnas}} \quad \begin{array}{l} K_{trabe} = I_{trabe}/L \\ K_{columna} = I_{columna}/H \end{array}$$

donde: I = momento de Inercia
 L = claro de las trabes
 H = altura de las columnas

Para cada entrepiso se toma en cuenta solamente la rigidez de las trabes que están conectadas en la parte superior de la columna.

comportamiento
mixto



fig. 2.1

Comportamiento de muro
(Estructura de flexión)

Comportamiento de marco
(Estructura de cortante)

El valor de " ρ " determina si la estructura se comporta como estructura de flexión o estructura de cortante.

MOMENTOS DE INERCIA Y RIGIDECES LINEALES

Momento de inercia sección rectangular $I = bh^3/12$ (13)

Rigidez Lineal $K = I/L$ $L =$ longitud de la sección.

$$I \text{ columnas } 40 \times 40 = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213,333.33 \text{ cm}^4$$

$$Kc = \frac{213,333.33}{350} = 609.52 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ trabe } 25 \times 50 = \frac{25 \cdot 50^3}{12} = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$Kt = \frac{260,416.67}{600} = 434.03 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ trabe } 25 \times 45 = \frac{25 \cdot 45^3}{12} = 189,843.75 \text{ cm}^4$$

$$Kt = \frac{189,843.75}{450} = 421.88 \text{ cm}^3$$

Se obtiene en cada sentido para el primer entrepiso:

En la dirección X

$$\rho_x = \frac{4 (434.03)}{5 (609.52)} = 0.57 > 0.1$$

En la dirección Y

$$\rho_y = \frac{2 (421.88)}{3 (609.52)} = 0.46 > 0.1$$

Los índices de rotación nodal en cada sentido para el segundo entrepiso toman los mismos valores ya que tienen las mismas características geométricas.

En las dos direcciones la estructura se comporta como marco (estructura de cortante) ya que $\rho > 0.1$, por lo tanto se pueden usar las fórmulas de Wilbur para calcular, de manera aproximada las rigideces de entrepiso.

Para calcular los desplazamientos es necesario usar las fuerzas sísmicas no reducidas o bien si se usan las fuerzas sísmicas reducidas es necesario afectar los desplazamientos obtenidos en la misma proporción que los factores afectan a las fuerzas sísmicas. (14)

Para este ejemplo se reducen las fuerzas sísmicas, por lo tanto se afectan los desplazamientos obtenidos multiplicándolos por 3 ya que $Q = 3$

Como los cortantes sísmicos actuarán en las dos direcciones ortogonales, las rigideces de entrepiso deberán calcularse para los dos sentidos.

FORMULAS DE WILBUR (15)

Las fórmulas de Wilbur son un método aproximado para calcular las rigideces de entrepiso de estructuras que se comportan como estructura de cortante.

Considerando que los marcos están empotrados en su base las fórmulas de Wilbur son:

Primer Entrepiso

$$R_1 = \frac{48 E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{Kc_1} + \frac{h_1 + h_2}{Kt_1} + \frac{h_2}{12} \right]}$$

Segundo Entrepiso

$$R_2 = \frac{48 E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{Kc_2} + \frac{h_1 + h_2}{Kt_1} + \frac{h_2}{Kc_1} + \frac{h_2}{12} \right]}$$

Entrepisos Intermedios

$$R_n = \frac{48 E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\Sigma Kc_n} + \frac{h_m + h_n}{\Sigma Kt_m} + \frac{h_n + h_o}{\Sigma Kt_n} \right]}$$

En este ejemplo para la rigidez que corresponde al segundo entrepiso es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios con una variante adecuada para este problema. La cortante del primer nivel es 50% mas grande que la del segundo, por lo que se encuentra que es aplicable la fórmula antes indicada poniendo $1.5 h_m$ en vez de h_m y haciendo $h_o = 0$.

$$Ec = 14,000 \sqrt{f'c} \text{ (inciso 1.4.1 - NTCDEC)} \quad f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Ec = 221,359.44 \text{ kg/cm}^2$$

RIGIDECES DE ENTREPISO

-Dirección X, marcos largos

En esta dirección la estructura consta de tres marcos.

MARCOS LARGOS TIPO.

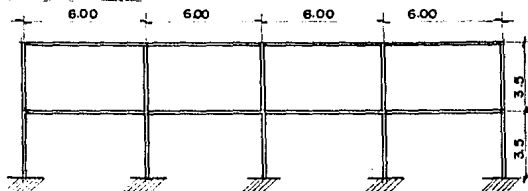


fig. 2.2

2o. Entrepiso

$$R2/\text{marco} = \frac{48(221,359.44)}{350 \left[\frac{4(350)}{5(609.52)} + \frac{1.5(350) + 350}{4(434.03)} + \frac{350}{4(434.03)} \right]}$$

$$R2/\text{marco} = 26,058.81 \text{ kg/cm}$$

$$R2 \text{ total} = 26,058.81 \text{ kg/cm} * 3 \text{ marcos} = 78,176.44 \text{ kg/cm}$$

1er. Entrepiso

$$R1/\text{marco} = \frac{48(221,359.44)}{350 \left[\frac{4(350)}{5(609.52)} + \frac{350 + 350}{4(434.03)} + \frac{5(609.52)}{12} \right]} = 37,427.11 \text{ kg/cm}$$

$$R1 \text{ total} = 37,427.11 \text{ kg/cm} * 3 \text{ marcos} = 112,281.32 \text{ kg/cm}$$

-Dirección Y, marcos cortos

MARCOS CORTOS TIPO

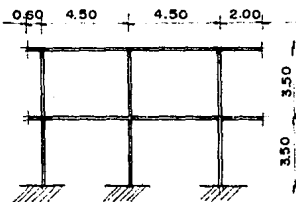


fig. 2.3

En este sentido la estructura consta de cinco marcos

2o. Entrepiso

$$R2/\text{marco} = \frac{48(221,359.44)}{350 \left[\frac{4(350)}{3(609.52)} + \frac{1.5(350) + 350}{2(421.88)} + \frac{350}{2(421.88)} \right]}$$

$$R2/\text{marco} = 13,690.27 \text{ kg/cm}$$

$$R2 \text{ total} = 13,690.27 \text{ kg/cm} * 5 \text{ marcos} = 68,451.37 \text{ kg/cm}$$

1er Entrepiso

$$R1/\text{marco} = \frac{48(221,359.44)}{350 \left[\frac{4(350)}{3(609.52)} + \frac{350 + 350}{2(421.88) + \frac{3(609.52)}{12}} \right]} = 20,674.90 \text{ kg/cm}$$

$$R1 \text{ total} = 20,674.90 \text{ kg/cm} * 5 \text{ marcos} = 103,374.51 \text{ kg/cm}$$

El desplazamiento por entrepiso para cada dirección se calculará de la siguiente manera :

$$\delta_i = v_i/R_i$$

En este caso el resultado lo multiplicamos por $Q = 3$

Sumando los desplazamientos de entrepiso se obtienen los desplazamientos de los niveles (X_i, Y_i)

Entrep.	Vi(kg)	RXi(kg/cm)	RVi(kg/cm)	DESPLAZAMIENTOS (cm)			
				xi	Xi	yi	Yi
2	66,990	78,176.44	68,451.37	2.571	5.654	2.936	6.285
1	115,400	112,281.32	103,374.51	3.083	3.083	3.349	3.349

De acuerdo al art. 209 del RCDF la diferencia entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos de una estructura debe ser menor a $0.006h$ (donde h =altura del entrepiso) cuando los elementos no estructurales pueden ser dañados y menor a $0.012h$ cuando están separados de la estructura y no sufren daños. (16)

Si $h = 350 \text{ cm}$. $0.006(350 \text{ cm}) = 2.1 \text{ cm}$ por lo tanto para éste ejemplo los desplazamientos no son permisibles.

Cuando los desplazamientos son mayores que los permisibles se deben incrementar las rigideces de los entrepisos incrementando las secciones de los elementos.

Para este ejemplo las secciones se incrementaran para aumentar la rigidez de los marcos y así disminuir los desplazamientos.

Las secciones de los elementos quedarán de la siguiente manera:

- Sección de columnas 50 * 50 cm
- Sección de las trabes de los marcos largos $L=6.0m$ 30 * 60 cm
- Sección de las trabes de los marcos cortos $L=4.5m$ 30 * 50 cm

Al modificar las secciones se modifican también las condiciones de carga y resistencia de la estructura por lo que es necesario calcular de nuevo los cortantes sísmicos y las rigideces de entrepiso. En este nuevo cálculo se omitirá todo detalle en el procedimiento ya que se realiza de manera análoga al anterior.

Los pesos correspondientes a cada nivel son los siguientes:

Segundo Nivel W_2 con sismo = $234,914 * F_c = 234,914 * 1.1$
 = 258,405 kg = 258.41 ton

Primer Nivel W_1 con sismo = $336,084 * F_c = 336,084 * 1.1$
 = 369,692 kg = 369.69 ton

Conociendo los pesos correspondientes a cada nivel se pueden evaluar por el Análisis Sísmico Estático las fuerzas sísmicas que actúan en la estructura.

Nivel	W_i (ton)	h_i (m)	$W_i h_i$ (ton-m)	F_i (ton)	V_i (ton)
2	258.41	7	1,808.87	73.23	
1	369.69	3.5	1,293.92	52.39	73.23
Σ	628.10		3,102.79		125.62

Se calculan los momentos de inercia y las rigideces lineales:

$$I \text{ columnas } 50 \times 50 = 520,833.33 \text{ cm}^4$$

$$K_c = 1,488.10 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ trabe } 30 \times 60 = 540,000.00 \text{ cm}^4$$

$$K_t = 900.00 \text{ cm}^3$$

$$I \text{ trabe } 30 \times 50 = 312,500.00 \text{ cm}^4$$

$$K_t = 694.44 \text{ cm}^3$$

Se calcula el índice de rotación nodal " " para verificar si con las nuevas secciones la estructura se comporta como estructura de flexión o estructura de cortante. El del 2o. entrepiso es igual a la del 1er. entrepiso.

En la dirección X

$$\rho_x = 0.48 > 0.1$$

En la dirección Y

$$\rho_y = 0.31 > 0.1$$

Vale la pena enfatizar que cuando las columnas son muy robustas en comparación de las trabes la estructura se comporta como estructura de flexión, no siendo aplicables las Fórmulas Wilbur.

En ambas direcciones y en los dos entrepisos $\rho > 0.1$ por lo que las rigideces aproximadas pueden ser calculadas por medio de las Fórmulas de Wilbur.

Análogo al cálculo anterior la rigideces de entrepiso son las siguientes:

-Dirección X, marcos largos

2o. Entrepiso

$$R2/\text{marco} = 57,448.33 \text{ kg/cm}$$

$$R2 \text{ total} = 57,448.33 \text{ kg/cm} * 3 \text{ marcos} = 172,344.98 \text{ kg/cm}$$

1er. Entrepiso

R1/marco = 85,748.15 kg/cm

R1 total = 85,748.15 kg/cm * 3 marcos = 257,244.46 kg/cm

-Dirección Y, marcos cortos**2o. Entrepiso**

R2/marco = 25,391.32 kg/cm

R2 total = 25,391.32 kg/cm * 5 marcos = 126,956.61 kg/cm

1er. Entrepiso

R1/marco = 42,690.15 kg/cm

R1 total = 42,690.15 kg/cm * 5 marcos = 213,450.74 kg/cm

REVISION DE LOS DESPLAZAMIENTOS POR ENTREPISO

Entrep. Vi(kg)	RXi(kg/cm)	RYi(kg/cm)	xi	DESPLAZAMIENTOS (cm)			
				Xi	yi	Yi	
2 73,239	172,344.98	126,956.61	1.275	2.740	1.731	3.496	
1 125,620	257,244.46	213,450.74	1.465	1.465	1.766	1.766	

Como ya se dijo en la página 24 , el desplazamiento máximo de entrepiso de la estructura debe ser menor a 2.1 cm de acuerdo a lo establecido por el art. 209 del RCDP.

Se puede observar que con el incremento en las secciones de los elementos estructurales se logró que los desplazamientos máximos sean permisibles.

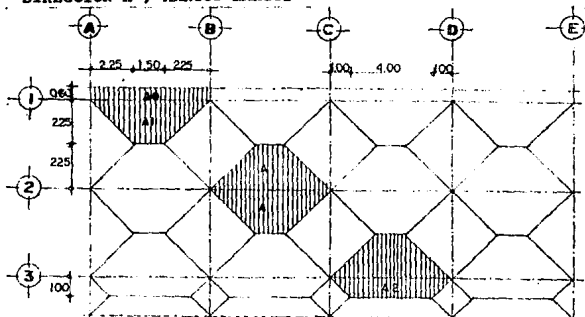
Una vez que los desplazamientos son permisibles, hay la certeza de que las secciones de la estructura cumplen con los requerimientos necesarios, por lo que se procede a evaluar mediante algún método de análisis estructural los elementos mecánicos.

CAPITULO 3

Distribución de las Cargas Gravitacionales por marco

DISTRIBUCION DE LAS CARGAS GRAVITACIONALES POR MARCO

DIRECCION X , MARCOS LARGOS



DISTRIBUCION DE AREA DE LOSAS EN TRAVES fig.3.1

Se calculan las áreas tributarias para cada trabe de los marcos.

$$A1 = \frac{6 + 1.5(2.25)}{2} = 8.44 \text{ m}^2$$

$$A0 = 0.6 * 6 = 3.6 \text{ m}^2$$

$$A2 = \frac{6 + 4(1.0)}{2} = 5.00 \text{ m}^2$$

Cargas gravitacionales por Losa W (ton/m ²)		
Nivel	sin sismo	para sismo
2	0.510	0.480
1	0.760	0.660

Para obtener las descargas en las traveses será posible usar las siguientes expresiones transformando la carga trapecial que proporciona el área tributaria de losa en una carga uniformemente repartida. (17)

$$w L (\text{marco largo}) = \frac{W \lambda}{2} \left(1 - \frac{1}{3 \lambda^2} \right)$$

W = carga por m² de losa

$$\lambda = \frac{L}{\lambda} = \frac{\text{claro largo}}{\text{claro corto}} = \frac{6.0\text{m}}{4.5\text{m}} = 1.33$$

I.- MARCO 1

Este es un marco de extremo y de acuerdo a su posición dentro de la estructura se le debe añadir en el 1er Nivel lo correspondiente a la jardinera.

a) Cargas Gravitacionales Máximas (Análisis sin sismo)

- 2o. Nivel W max. losa = 0.51 ton/m^2 , $\lambda = 1.33$

$$w \text{ max. losa (A1)} = \frac{0.51 \text{ ton/m} \cdot 4.5\text{m}}{2} \left(1 - \frac{1}{3(1.33)^2} \right) = 0.93 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ max. losa (A0)} = \frac{3.6 \text{ m}^2 \cdot 0.51 \text{ ton/m}^2}{6.0 \text{ m}} = 0.31 \text{ ton/m}$$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total máxima = 1.67 ton/m

- 1er. Nivel W max losa = 0.76 ton/m^2 = 1.33

$$w \text{ max losa (A1)} = \frac{0.76 \text{ ton/m}^2 \cdot 4.5\text{m}}{2} \left(1 - \frac{1}{3(1.33)^2} \right) = 1.39 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ max. losa} = \frac{3.6 \text{ m}^2 \cdot 0.76 \text{ ton/m}^2}{6.0 \text{ m}} = 0.46 \text{ ton/m}$$

w jardinera = 0.54 ton/m

$$w \text{ muro} = \frac{6.0\text{m} \cdot 1.20\text{m} \cdot 0.231 \text{ ton/m}^2}{6.0\text{m}} = 0.28 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ ventana} = \frac{6.0\text{m} \cdot 1.80\text{m} \cdot 0.027 \text{ ton/m}^2}{6.0\text{m}} = 0.05 \text{ ton/m}$$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total máxima = 3.15 ton/m

b) Cargas Gravitacionales instantáneas (Análisis con sismo)

-2o. Nivel W inst. losa = 0.48 ton/m^2

$$w \text{ inst. losa (A1)} = \frac{0.48 \text{ ton/m}^2 \cdot 4.5\text{m}}{2} \left(1 - \frac{1}{3(1.33)^2} \right) = 0.89 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ inst. losa (A0)} = \frac{3.6 \text{ m}^2 \cdot 0.48 \text{ ton/m}^2}{6.0\text{m}} = 0.29 \text{ ton/m}^2$$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total instantánea = 1.61 ton/m

-1er. Nivel $W_{\text{inst. losa}} = 0.66 \text{ ton/m}^2$

$$w_{\text{inst. losa}} (A1) = \frac{0.66 \text{ ton/m}^2 * 4.5\text{m}}{2} \left(1 - \frac{1}{3(1.33)^2} \right) = 1.21 \text{ ton/m}$$

$$w_{\text{inst. losa+jard.}} (A) = \frac{3.6 \text{ m}^2 * 0.66 \text{ ton/m}^2}{6.0\text{m}} = 0.40 \text{ ton/m}$$

w jardinera = 0.54 ton/m

w muro = 0.28 ton/m

w ventana = 0.05 ton/m

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total instantánea = 2.91 ton/m

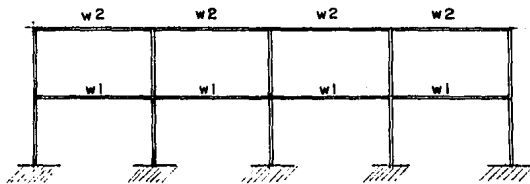


fig. 3.2

MARCO 1	CARGAS GRAVITACIONALES (ton/m)	
	sin sismo	con sismo
w 2	1.67	1.61
w 1	3.15	2.91

II.- MARCO 2

El área tributaria de este marco es 2 A1 por claro.

a) Cargas Gravitacionales máximas (Análisis sin sismo)

-2o. Nivel $W_{\text{max. losa}} = 0.51 \text{ ton/m}^2$

$$w_{\text{max. losa}} (2A1) = 2 * 0.93 \text{ ton/m} = 1.86 \text{ ton/m}$$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total máxima = 2.29 ton/m

-1er.Nivel $W \text{ max. losa} = 0.76 \text{ ton/m}^2$
 $w \text{ max losa (2A1)} = 2 * 1.39 \text{ ton/m} = 2.78 \text{ ton/m}$
 Peso propio trabe $= 0.43 \text{ ton/m}$
 $w \text{ total máxima} = \underline{3.21 \text{ ton/m}}$

b) Cargas Gravitacionales Instantáneas (Análisis con sismo)

-2o.Nivel $W \text{ inst. losa} = 0.48 \text{ ton/m}^2$
 $w \text{ inst. losa (2A1)} = 2 * 0.89 \text{ ton/m} = 1.78 \text{ ton/m}$
 Peso propio trabe $= 0.43 \text{ ton/m}$
 $w \text{ total instantánea} = \underline{2.21 \text{ ton/m}}$

-1er.Nivel $W \text{ inst. losa} = 0.66 \text{ ton/m}^2$
 $w \text{ inst. losa (2A1)} = 2 * 1.21 \text{ ton/m} = 2.42 \text{ ton/m}$
 Peso propio trabe $= 0.43 \text{ ton/m}$
 $w \text{ total instantánea} = \underline{2.85 \text{ ton/m}}$

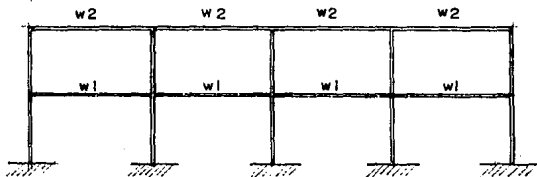


fig. 3.3

MARCO 2	CARGAS GRAVITACIONALES (ton/m)	
	sin sismo	con sismo
w 2	2.29	2.21
w 1	3.21	2.85

III.-MARCO 3

El área tributaria para cada claro de este marco esta compuesta

por A1 y A2. El valor de λ para A2 es $\lambda = \frac{6.0m}{2.0m} = 3$

a) Cargas Gravitacionales Máximas (Análisis sin sismo)

-2o. Nivel W max losa = 0.51 ton/m^2

w max losa (A1) = 0.93 ton/m

w max losa (A2) = $\frac{0.51 \text{ ton/m}^2 * 2.0m}{2} \left(1 - \frac{1}{3(3)^2} \right) = 0.49 \text{ ton/m}$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total max = 1.85 ton/m

-1er. Nivel W max losa = 0.76 ton/m^2

w max losa (A1) = 1.39 ton/m

w max losa (A2) = $\frac{0.76 \text{ ton/m}^2 * 2.0m}{2} \left(1 - \frac{1}{3(3)^2} \right) = 0.73 \text{ ton/m}$

w muro = 0.28 ton/m

w ventana = 0.05 ton/m

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total máxima = 2.88 ton/m

b) Cargas Gravitacionales Instantáneas (Análisis con sismo)

-2o. Nivel W inst. losa = 0.48 ton/m^2

w inst. losa (A1) = 0.89 ton/m

w inst. losa (A2) = $\frac{0.48 \text{ ton/m}^2 * 2.0m}{2} \left(1 - \frac{1}{3(3)^2} \right) = 0.46 \text{ ton/m}$

Peso propio trabe = 0.43 ton/m

w total instantánea = 1.78 ton/m

-1er.Nivel $W \text{ inst. losa} = 0.66 \text{ ton/m}^2$

$w \text{ inst. losa (A1)} = 1.21 \text{ ton/m}$

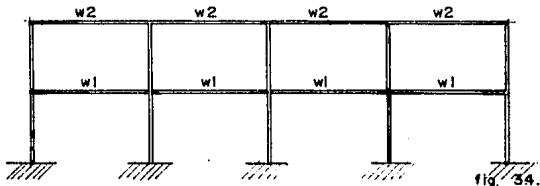
$w \text{ inst. losa (A2)} = \frac{0.66 \text{ ton/m}^2 * 2.0\text{m}}{2} \left(1 - \frac{1}{3(3)^2} \right) = 0.64 \text{ ton/m}$

$w \text{ muro} = 0.28 \text{ ton/m}$

$w \text{ ventana} = 0.05 \text{ ton/m}$

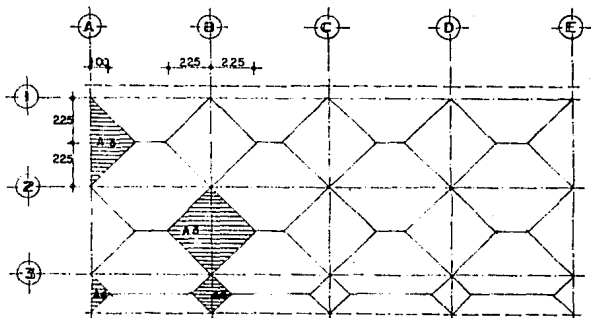
$\text{Peso propio trabe} = 0.43 \text{ ton/m}$

$w \text{ total instantánea} = 2.61 \text{ ton/m}$



MARCO 3 CARGAS GRAVITACIONALES (ton/m)		
	sin sismo	con sismo
w 2	1.85	1.78
w 1	2.88	2.61

DIRECCION Y , MARCOS CORTOS



DISTRIBUCION DEL AREA DE LOSAS EN MARCOS

Se calculan las áreas tributarias para cada trabe de los marcos.

$$A 3 = \frac{4.5 \text{ m} * 2.25 \text{ m}}{2} = 5.06 \text{ m}^2$$

$$A 5 = \frac{0.6 \text{ m} * 0.3 \text{ m}}{2} = 0.09 \text{ m}^2$$

$$A 4 = \frac{2.0 \text{ m} * 1.0 \text{ m}}{2} = 1.00 \text{ m}^2$$

Cargas por losa W (ton/m ²)		
Nivel	máxima	instantánea
2	0.510	0.480
1	0.760	0.660

Para transformar en carga uniformemente repartida la carga triangular que le proporciona el área tributaria de losa a las trabes del marco corto podemos usar la siguiente expresión (10) :

$$w l \text{ (claro corto) } = \frac{W l}{3}$$

donde: W = carga por losa
l = claro corto

-1er. Nivel W max losa = 0.76 ton/m²

1) Claro interior

$$w \text{ max losa (A3)} = \frac{0.76 \text{ ton/m}^2 * 4.5\text{m}}{3} = 1.14 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ muro} = \frac{4.5\text{m} * 3.0\text{m} * 0.231 \text{ ton/m}^2}{4.5 \text{ m}} = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total máxima} = \underline{\underline{2.19 \text{ ton/m}}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ max losa (A4)} = \frac{0.76 \text{ ton/m}^2 * 2.0\text{m}}{3} = 0.51 \text{ ton/m}$$

$$\text{Pretil muro} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\text{trabe de cerramiento} = 0.07 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total máxima} = \underline{\underline{1.10 \text{ ton/m}}}$$

3) Volado 0.60 m w jardinera = 0.90 ton/m²

$$w \text{ max losa (A5)} = \frac{0.60\text{m} (0.76 \text{ ton/m}^2 + 0.90 \text{ ton/m}^2)}{3} = 0.33 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total máxima} = \underline{\underline{0.69 \text{ ton/m}}}$$

b) Cargas Gravitacionales Instantáneas (Análisis con sismo)

-2o. Nivel W inst. losa = 0.48 ton/m²

1) Claro Interior

$$w \text{ inst. losa (A5)} = \frac{0.48 \text{ ton/m}^2 * 4.5\text{m}}{3} = 0.72 \text{ ton/m}$$

$$\text{Pretil murete} = 0.16 \text{ ton/m}$$

$$\text{trabe de cerramiento} = 0.07 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{\underline{1.31 \text{ ton/m}}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ inst. losa (A4)} = \frac{0.48 \text{ ton/m}^2 * 2.0\text{m}}{3} = 0.32 \text{ ton/m}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pretil} & \text{murete} & = 0.16 \text{ ton/m} \\ & \text{trabe de cerramiento} & = 0.07 \text{ ton/m} \end{array}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{0.91 \text{ ton/m}}$$

3) Volado 0.6 m

$$w \text{ inst. losa (A5)} = \frac{0.48 \text{ ton/m}^2 * 0.6\text{m}}{3} = 0.10 \text{ ton/m}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pretil} & \text{murete} & = 0.16 \text{ ton/m} \\ & \text{trabe de cerramiento} & = 0.07 \text{ ton/m} \end{array}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{0.69 \text{ ton/m}}$$

$$\text{-ier.Nivel} \quad W \text{ inst. losa} = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

1) Claro interior

$$w \text{ inst. losa (A3)} = \frac{0.66 \text{ ton/m}^2 * 4.5\text{m}}{3} = 0.99 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ muro} = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{2.04 \text{ ton/m}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ inst. losa (A4)} = \frac{0.66 \text{ ton/m}^2 * 2.0\text{m}}{3} = 0.44 \text{ ton/m}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Pretil} & \text{muro} & = 0.16 \text{ ton/m} \\ & \text{trabe de cerramiento} & = 0.07 \text{ ton/m} \end{array}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.27 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{1.03 \text{ ton/m}}$$

3) Volado 0.60 m $w \text{ jardinera} = 0.90 \text{ ton/m}^2$

$$w \text{ inst. losa (A5)} = \frac{0.60\text{m} (0.66 \text{ ton/m}^2 + 0.90 \text{ ton/m}^2)}{3} = 0.31 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{0.67 \text{ ton/m}}$$

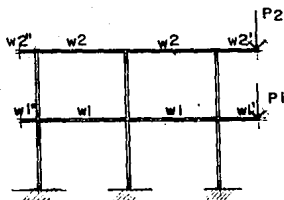


fig. 36

CARGAS GRAVITACIONALES		
	w máxima (ton/m)	w instantánea (ton/m)
w 2	1.19	1.14
w'2	0.76	0.74
w''2	0.52	0.52
w 1	2.10	1.95
w'1	0.99	0.92
w''1	0.61	0.59
P 2	2.49 ton	2.40 ton
P 1	3.21 ton	2.94 ton

El cálculo detallado de las cargas puntuales P1 y P2 se explica en la página 43.

Las mismas condiciones para carga gravitacional son aplicadas en el marco E.

II.-MARCO B

a) Cargas Gravitacionales Máximas (Análisis sin sismo)

El área tributaria de losa para este marco es el doble que para los marcos de extremo.

-2o. Nivel $W \text{ max losa} = 0.51 \text{ ton/m}^2$

1) Claro interior

$$w \text{ max losa (2A3)} = 2 * 0.77 \text{ ton/m} = 1.54 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\underline{w \text{ total máxima} = 1.90 \text{ ton/m}}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ max losa (2A4)} = 2 * 0.34 \text{ ton/m} = 0.68 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\underline{w \text{ total máxima} = 1.04 \text{ ton/m}}}$$

3) Volado 0.6 m

$$w \text{ max losa (2A5)} = 2 * 0.10 \text{ ton/m} = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\underline{w \text{ total máxima} = 0.56 \text{ ton/m}}}$$

-1er.Nivel $W \text{ max losa} = 0.71 \text{ ton/m}$

1) Claro interior

$$w \text{ max losa (2A3)} = 2 * 1.14 \text{ ton/m} = 2.28 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ muro} = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\underline{w \text{ total máxima} = 3.33 \text{ ton/m}}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ max losa (2A4)} = 2 * 0.51 \text{ ton/m} = 1.02 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$\underline{\underline{w \text{ total máxima} = 1.38 \text{ ton/m}}}$$

3) Volado 0.6 m

$$w \text{ max losa (2A5)} = 2 * 0.34 \text{ ton/m} = 0.66 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total máxima} = \underline{1.02 \text{ ton/m}}$$

b) Cargas Gravitacionales Instantáneas (Análisis con sismo)

$$\text{-2o. Nivel} \quad W \text{ inst. losa} = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

1) Claro Interior

$$w \text{ inst. losa (2A3)} = 2 * 0.72 \text{ ton/m} = 1.44 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{1.80 \text{ ton/m}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ inst. losa (2A4)} = 2 * 0.32 \text{ ton/m} = 0.64 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{1.00 \text{ ton/m}}$$

3) Volado 0.6 m

$$w \text{ inst. losa (2A5)} = 2 * 0.10 \text{ ton/m} = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{0.56 \text{ ton/m}}$$

$$\text{-1er. Nivel} \quad W \text{ inst. losa} = 0.66 \text{ ton/m}^2$$

1) Claro interior

$$w \text{ inst. losa (2A3)} = 2 * 0.99 \text{ ton/m} = 1.98 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ muro} = 0.69 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = \underline{3.03 \text{ ton/m}}$$

2) Volado 2.0 m

$$w \text{ inst. losa (2A4)} = 2 * 0.44 \text{ ton/m} = 0.88 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = 1.24 \text{ ton/m}$$

3) Volado 0.6 m

$$w \text{ inst. losa (2A5)} = 2 * 0.31 \text{ ton/m} = 0.62 \text{ ton/m}$$

$$\text{Peso propio trabe} = 0.36 \text{ ton/m}$$

$$w \text{ total instantánea} = 0.98 \text{ ton/m}$$

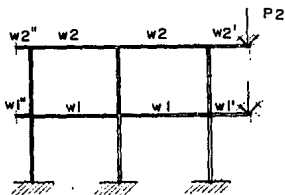


fig.3.7

CARGAS GRAVITACIONALES		
Marco B	w máxima (ton/m)	w instantánea (ton/m)
w 2	1.81	1.71
w'2	0.95	0.91
w''2	0.47	0.47
w 1	3.24	2.94
w'1	1.29	1.15
w''1	0.95	0.91
P2	4.98 ton	4.80 ton
P1	6.42 ton	5.88 ton

Estas condiciones de carga son las mismas que para los marcos C y

D .

Como se puede observar la carga puntual que tienen los volados de 2.0m son distintas dependiendo del nivel y dependiendo también del tipo de marco, ya sea interior (B,C,D) o bien exterior (A,E). Esto se debe a que los marcos interiores cargan 6.0m de pretil o murete (3.0m de cada lado), dependiendo del nivel, y en cambio los marcos exteriores sólo cargan 3.0m. Por lo tanto la carga puntual en los marcos exteriores es la mitad de la cargada en los marcos interiores.

Cálculo de las Cargas Puntuales

2o. Nivel

a) Cargas Máximas
 $w \text{ max. losa (A2)} = 0.49 \text{ ton/m}$

$w \text{ pretil}$

murete	= 0.16 ton/m
trabe de desplante	= 0.11 ton/m
trabe de cerramiento	= 0.07 ton/m

0.83 ton/m

P2 para marco interior = $0.83 \text{ ton/m} * 6.0\text{m} = 4.98 \text{ ton}$
 P2 para marco exterior = $0.83 \text{ ton/m} * 3.0\text{m} = 2.49 \text{ ton}$

b) Cargas Instantáneas
 $w \text{ inst. losa (A2)} = 0.46 \text{ ton/m}$

$w \text{ pretil}$

murete	= 0.16 ton/m
trabe de desplante	= 0.11 ton/m
trabe de cerramiento	= 0.07 ton/m

0.80 ton/m

P2 para marco interior = $0.80 \text{ ton/m} * 6.0\text{m} = 4.80 \text{ ton}$
 P2 para marco exterior = $0.80 \text{ ton/m} * 3.0\text{m} = 2.40 \text{ ton}$

1er. Nivel

Calculando de modo análogo al 2o. Nivel resulta:

a) Cargas máximas
 P1 para marco interior = 6.42 ton
 P1 para marco exterior = 3.21 ton

b) Cargas instantáneas
 P1 para marco interior = 5.88 ton
 P1 para marco exterior = 2.94 ton

CAPITULO 4

Análisis Estructural Aproximado

hh

El rápido avance de las computadoras ha permitido el uso común de programas que desarrollan métodos exactos de análisis estructural que facilitan procedimientos de cálculo muy complicados que sin el uso de las computadoras sería poco menos que imposible o significaría una gran inversión de tiempo y esfuerzo. Debido esto, en las etapas de análisis preliminar es conveniente usar métodos aproximados de análisis por su facilidad de empleo y su debida exactitud para los fines que se persiguen. Los resultados obtenidos por métodos aproximados de análisis estructural también sirven para darse cuenta si los resultados arrojados por un método exacto, generalmente realizado mediante un programa de computadora, son congruentes o ha existido algún error (quizá en la introducción de los datos) que lleve a errores muy grandes que no correspondan con las condiciones de carga de diseño.

En este capítulo se realizará un análisis estructural con fines de prediseño y así asegurar que las secciones son congruentes con lo que se requiere o bien se modifican antes de entrar a un diseño definitivo.

Para los efectos de este trabajo cada marco debe analizarse la combinación de efectos debidos a cargas laterales (fuerzas sísmicas) y cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva).

En primer lugar se analizarán los efectos debidos a las **fuerzas sísmicas** mediante el **Método del Portal** que es aplicable para estructuras regulares con comportamiento de estructura de cortante (o estructura de marco) como la de este ejemplo, según ya se demostró en la página 20 al calcular el índice de rotación nodal. (19)

Existen otros métodos aproximados como el método de Bowman, el método del factor o el método del voladizo pero debido a las características del ejemplo y por su facilidad se usará el método del portal.

El método del portal se basa en las siguientes hipótesis:

- 1.- Los puntos de inflexión en traveses y columnas se encuentran en sus puntos medios.
- 2.- La fuerza cortante en cada una de las columnas exteriores de un piso es igual a la mitad de la que corresponde a cada una de las interiores.

Procedimiento de cálculo:

- a) Calcular los momentos flexionantes en todas las columnas, teniendo en cuenta la hipótesis 1.
- b) Obtener los momentos en los extremos de todas las traveses equilibrando los momentos de las columnas en cada nudo. Debido a esto es necesario iniciar en nudos que tengan una sola trabe, recordando que los momentos en los extremos de una misma trabe son iguales entre sí su punto de inflexión se localiza al centro del claro.
- c) Obtener las cortantes en las traveses a partir de los momentos en sus extremos.
- d) Obtener las fuerzas axiales en las columnas a partir de las cortantes en las traveses.

Distribución de los cortantes sísmicos para cada marco

De acuerdo con el análisis sísmico estático los cortantes de entrepiso son los siguientes :

Nivel	V (ton)
2	73.23
1	125.62

El cortante sísmico se distribuye en cada marco de acuerdo a la rigidez con que contribuye a la rigidez total del entrepiso. Para este ejemplo los marcos son iguales por lo que el cortante sísmico se distribuye de manera uniforme en cada uno.

Rigideces por marco (ton/m) (obtenidos en las páginas 26 y 27)

Nivel	RXi	Ryi
2	5,744.83	2,539.13
1	8,574.82	4,269.01

2o. Nivel V = 73.23 ton

- Dirección X, marcos largos $V_x = \frac{R_{Xi}}{\sum R_{Xi}} V$

Marco Cortante de Diseño

$$1 \quad V_1 = \frac{5,744.83}{3 \times 5,744.83} 73.23 \text{ ton} = 24.41 \text{ ton}$$

$$2 \quad V_2 = 24.41 \text{ ton}$$

$$3 \quad V_3 = 24.41 \text{ ton}$$

-Dirección Y, marcos cortos $V_y = \frac{R_{Yi}}{\sum R_{Yi}} V$

Marco Cortante de Diseño

$$A \quad V_A = \frac{2,539.13}{5 \times 2,539.13} 73.23 \text{ ton} = 14.65 \text{ ton}$$

$$B \quad V_B = 14.65 \text{ ton}$$

$$C \quad V_C = 14.65 \text{ ton}$$

$$D \quad V_D = 14.65 \text{ ton}$$

$$E \quad V_E = 14.65 \text{ ton}$$

1er. Nivel $V = 125.62$ ton

- Dirección X, marcos largos $V_x = \frac{\sum RX_i}{\sum RX_i} V$

Marco Cortante de Diseño

$$1 \quad V_1 = \frac{8,574.82}{3 \cdot 8,575.82} 125.62 \text{ ton} = 41.87 \text{ ton}$$

$$2 \quad V_2 = 41.87 \text{ ton}$$

$$3 \quad V_3 = 41.87 \text{ ton}$$

- Dirección Y, marcos cortos $V_y = \frac{\sum RY_i}{\sum RY_i} V$

Marco Cortante de Diseño

$$A \quad V_A = \frac{4,269.01}{5 \cdot 4,269.01} 125.62 \text{ ton} = 25.12 \text{ ton}$$

$$B \quad V_B = 25.12 \text{ ton}$$

$$C \quad V_C = 25.12 \text{ ton}$$

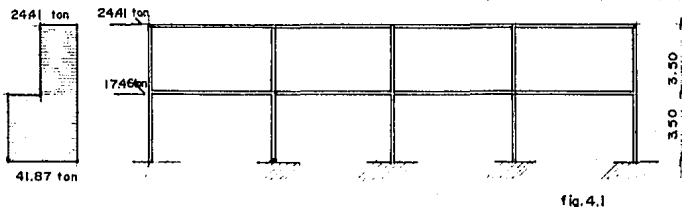
$$D \quad V_D = 25.12 \text{ ton}$$

$$E \quad V_E = 25.12 \text{ ton}$$

Elementos Mecánicos

-Dirección X, marcos largos

Efectos debidos a fuerzas sísmicas



CORTANTES SISMICOS

Suponiendo que la fuerza cortante en las columnas interiores vale 1 y la de las fuerzas exteriores la mitad (según la hipótesis 1) entonces estas valdrán 0.5 .

V supuesto columna interior = 1

V supuesto columna exterior = 0.5

ΣV supuestos = 0.5 + 1 + 1 + 1 + 0.5 = 4

V 2o. Nivel/marco = 24.41 ton. $\frac{24.41 \text{ ton}}{4} = 6.10 \text{ ton}$

V columnas interiores = 6.10 ton

V columnas exteriores = 6.10 ton/2 = 3.05 ton

ΣV columnas 2o. Nivel = 3.05+6.10+6.10+6.10+3.05 = 24.40 ton

24.40 ton \approx V 2o. Nivel

V 1er. Nivel/marco = 41.87 ton $\frac{41.87 \text{ ton}}{4} = 10.47 \text{ ton}$

V columnas interiores = 10.47 ton

V columnas exteriores = 10.47 ton/2 = 5.23 ton

ΣV columnas 1er. Nivel = 5.23+10.47+10.47+10.47+5.23 = 41.87 ton

41.87 ton = V 1er Nivel

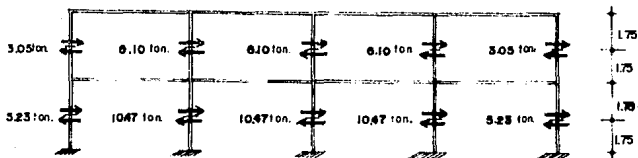


fig. 4.2

CORTANTES EN COLUMNAS

MOMENTOS

Momento en col.ext. 2o. Nivel = $3.05 \text{ ton} \cdot 1.75 \text{ m} = 5.34 \text{ ton-m}$

Momento en col.int. 2o. Nivel = $6.10 \text{ ton} \cdot 1.75 \text{ m} = 10.68 \text{ ton-m}$

Momento en col.ext. 1er. Nivel = $5.23 \text{ ton} \cdot 1.75 \text{ m} = 9.15 \text{ ton-m}$

Momento en col.int. 1er. Nivel = $10.47 \text{ ton} \cdot 1.75 \text{ m} = 18.32 \text{ ton-m}$

Momento max. en traves 2o. Nivel = 5.34 ton-m

Momento max. en traves 1er. Nivel = 14.49 ton-m

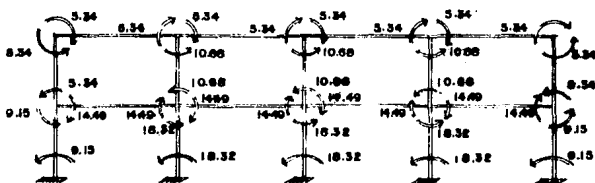


fig. 4.3

MOMENTOS EN TRABES Y COLUMNAS

CORTANTES

$$V \text{ traves 2o. Nivel} = \frac{5,34 + 5,34}{6} = 1.78 \text{ ton}$$

$$V \text{ traves 1er. Nivel} = \frac{14,49 + 14,49}{6} = 4.83 \text{ ton}$$

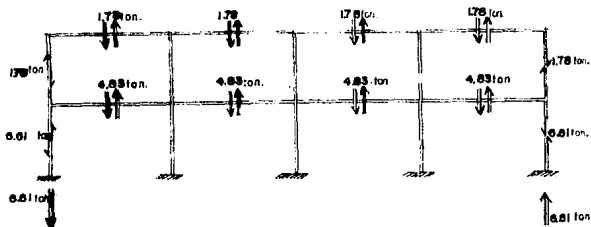


fig. 4.4

CORTANTES EN TRABES

Efectos debidos a cargas gravitacionales

Se analizan los efectos de las cargas gravitacionales en el marco 1 ya que cuenta, en el primer nivel, con cargas mas desfavorables que los otros marcos.

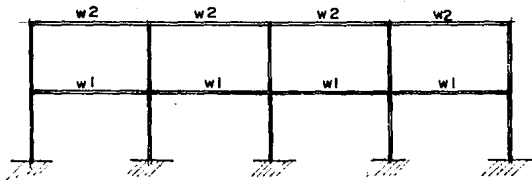


fig. 4.5

MARCO 1	CARGAS GRAVITACIONALES (ton/m)	
	sin sismo	con sismo
w 2	1.67	1.61
w 1	3.15	2.91

$$\text{Momento aprox. en traves} = w^2 / 10 = 6.0 \text{ m}$$

MOMENTOS (ton-m)		
NIVEL	Mom. Cargas Gravit. max.	Mom. Cargas Gravit. inst.
2	6.01 ton-m	5.80 ton-m
1	11.34 ton-m	10.48 ton-m

Ahora se debe evaluar la combinación de efectos y afectarlas por un factor de carga como lo señalan los art. 188 y 194 del RCDF :

- 1.- (Sismo + Carga Gravitacional Instantánea) * 1.1
- 2.- (Carga Gravitacional Máxima) * 1.5

MOMENTOS (ton-m)					
Nivel	Sismo 1.5(CGmax)	Cargas Gravitacionales		1.1(sismo+CGinst.)	
		inst.	max.		
2	5.34	5.80	6.01	12.25	9.02
1	14.49	10.48	11.34	27.47	17.01

Momento para la revisión de la sección = 27.47 ton-m

Revisión de la sección propuesta en traves

$$MR = FR bd^2 f''c q (1 - 0.5q) \quad (20)$$

donde:

MR = Momento resistente de la sección.

b = ancho de la sección.

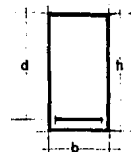
d = peralte efectivo.

FR = Factor de Resistencia.

$f''c$ = Resistencia nominal del concreto.

$$f''c = 0.85 f'c$$

$$f''c = 0.80 f''c$$



$$\begin{aligned} h &= 0.60 \\ d &= 0.55 \\ b &= 0.30 \end{aligned}$$

fig.4.6

$$q_b = \frac{f''c}{f_y} * \frac{4800}{f_y + 6000}$$

$$q_{max} = 0.75 q_b$$

$$q = q_{max} * \frac{f_y}{f''c}$$

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

$$f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.8 * 250 \text{ kg/cm}^2 = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 0.85 * 170 \text{ kg/cm}^2 = 144.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_b = \frac{170}{4200} * \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0190$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 * 0.0190 = 0.0143$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.0143 * (4200/170) = 0.3529$$

$$MR = FR bd^2 f''c \rho (1 - 0.5\rho)$$

$$MR = 0.9 * 30 * 55^2 * 170 * 0.3529 (1 - 0.5 * 0.3529)$$

$$MR = 4'035,336 \text{ kg-cm} = 40.35 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momento actuante} = 27.47 \text{ ton-m} < \text{momento resistente} = 40.35 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto la sección es suficiente para resistir el momento a la cual es sometida.

-Dirección Y , Marcos cortos

Efectos debidos a fuerzas sísmicas

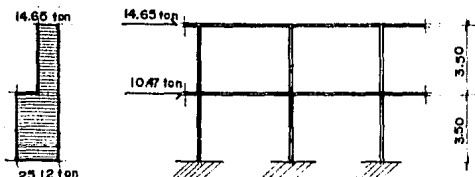


fig. 4.7

CORTANTE SISMICO

En el análisis de fuerzas sísmicas no se tomarán en cuenta a los volados ya que éstos sólo tienen efectos bajo cargas gravitacionales.

De acuerdo a la hipótesis 2 del Método del Portal:

V supuesto columna interior = 1

V supuesto columna exterior = 0.5

Σ V supuestos = 0.5 + 1 + 0.5 = 2

V 2o. Nivel = 14.65 ton $\frac{14.65 \text{ ton}}{2} = 7.33 \text{ ton}$

V columnas interiores = 7.33 ton

V columnas exteriores = 7.33 ton / 2 = 3.66 ton

Σ V columnas 2o. Nivel = 3.66 + 7.33 + 3.66 = 14.65 ton

14.65 ton = V 2o. Nivel

V 1er. Nivel = 25.12 ton $\frac{25.12 \text{ ton}}{2} = 12.56 \text{ ton}$

V columnas interiores = 12.56 ton

V columnas exteriores = 12.56 ton / 2 = 6.28 ton

Σ V columnas 1er. Nivel = 6.28 + 12.56 + 6.28 = 25.12 ton

25.12 ton = V 1er. Nivel

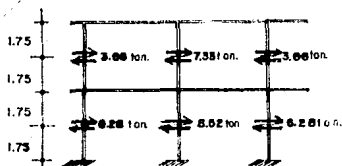


fig 4.8

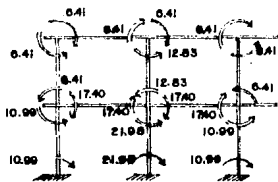


fig 4.9

CORTANTES SISMICOS EN COLUMNAS

MOMENTOS SISMICOS

MOMENTOS

Momento en col.ext. 2o. Nivel = $3.66 \text{ ton} * 1.75 \text{ m} = 6.41 \text{ ton-m}$

Momento en col.int. 2o. Nivel = $7.33 \text{ ton} * 1.75 \text{ m} = 12.83 \text{ ton-m}$

Momento en col.ext. 1er.Nivel = $6.28 \text{ ton} * 1.75 \text{ m} = 10.99 \text{ ton-m}$

Momento en col.int. 1er.Nivel = $8.52 \text{ ton} * 1.75 \text{ m} = 21.98 \text{ ton-m}$

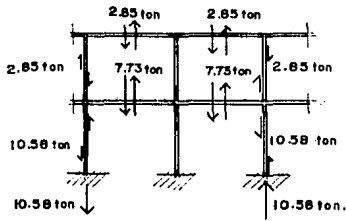


fig. 4.10

CORTANTES

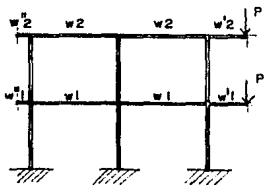
CORTANTES

$$V \text{ traves 2o. Nivel} = \frac{6.41 + 6.41}{4.5} = 2.85 \text{ ton}$$

$$V \text{ traves 1er.Nivel} = \frac{17.40 + 17.40}{4.5} = 7.73 \text{ ton}$$

Efectos debidos a Cargas Gravitacionales

Se analizan los efectos de las cargas gravitacionales en el marco B ya que por ser un marco interior tiene las cargas gravitacionales más desfavorables.



	Carga (ton/m)	
	w max.	w inst.
w 2	1.90	1.80
w'2	1.04	1.00
w''2	0.56	0.56
w 1	3.33	3.03
w'1	1.38	1.24
w''1	1.02	0.98
P2	4.98 ton	4.80 ton
P1	6.42 ton	5.88 ton

CARGAS GRAVITACIONALES

MOMENTOS

Momento aproximado en apoyos del claro interior = $w \ell^2 / 10$

Momento en el volado de 2.0m = $\frac{w \ell^2}{2} + P$

Momento en el volado de 0.6m = $\frac{w'' \ell^2}{2}$

Momentos Nivel 2

	(m)	MOMENTOS	
		Carga Grav.max. (ton-m)	Carga Grav.inst. (ton/m)
$\frac{w 2 \ell^2}{10}$	4.5	3.85	3.65
$\frac{w' 2 \ell^2}{2} + P$	2.0	12.04	11.60
$\frac{w'' 2 \ell^2}{2}$	0.6	0.10	0.10

Momentos Nivel 1

	(m)	MOMENTOS	
		Carga Gravit.max. (ton-m)	Carga Gravit.inst. (ton/m)
$\frac{w 1 \ell^2}{10}$	4.5	6.74	6.14
$\frac{w' 1 \ell^2}{2} + P$	2.0	15.60	14.24
$\frac{w'' 1 \ell^2}{2}$	0.6	0.18	0.18

Ahora se debe evaluar la combinación de efectos en las trabes y afectarlas por su factor de carga.

1.- (Sismo + Carga Gravitacional instantánea) * 1.1

2.- (Carga Gravitacional máxima) * 1.5

MOMENTOS (tón/m)						
NIVEL	trabe	sismo	C.Grav. inst.	C.Grav. max.	1.1(S+CGi)	1.5(CGm)
2	claro interior	6.41	3.65	3.85	11.07	5.78
	volado 2.0m	----	11.60	12.04	12.76	18.06
	volado 0.6m	----	0.10	0.10	0.11	0.15
1	claro interior	11.75	6.14	6.74	25.89	10.11
	volado 2.0m	-----	14.24	15.60	15.66	23.41
	volado 0.6m	-----	0.18	0.18	0.20	0.27

El momento para revisar la sección propuesta en las trabes es de 25.89ton-m

Revisión de la sección propuesta en trabes

Análogamente a la revisión anterior

$$MR = FR bd^2 f''c q (1-0.5q)$$

$$b=30 \text{ cm} \quad f''c= 170 \text{ kg/cm}^2 \quad q = 0.3529$$

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

$$d=45 \text{ cm} \quad FR = 0.9$$

$$r= 5 \text{ cm}$$

$$MR = 0.9 * 30 * 45^2 * 170 * 0.3529 (1-0.5*0.3529) = 2'701,341 \text{ kg-cm}$$

$$MR = 27.01 \text{ ton-m}$$

$$M \text{ actuante max} = 25.89 \text{ ton-m} > M \text{ resistente} = 27.01 \text{ ton-m}$$

La sección es suficiente porque resiste más que el momento actuante máximo.

CAPITULO 5

Análisis Sísmico Dinámico

ANÁLISIS SISMICO DINAMICO

En este análisis se calcularán las fuerzas sísmicas sin considerar el efecto de la torsión.

Para iniciar este análisis se necesita conocer las masas y las rigideces de entrepiso.

A partir de la ecuación de equilibrio dinámico de cada entrepiso

$$\underline{M} \ddot{\underline{x}} + \underline{K} \underline{x} = 0$$

donde: \underline{M} = masa
 $\ddot{\underline{x}}$ = aceleración
 \underline{K} = rigidez
 \underline{x} = desplazamiento

se forma un sistema de ecuaciones lineales homogéneas:

$$(\underline{K} - \omega^2 \underline{M}) \underline{z} = 0$$

donde : \underline{M} = matriz de masas
 \underline{K} = matriz de rigideces
 ω = frecuencia natural
 \underline{z} = vector de amplitud del desplazamiento

Al resolver el sistema de ecuaciones es posible conocer la frecuencia de cada modo de vibración. Para éste ejemplo se considerarán tantos modos de vibrar como pisos tenga la estructura.

Para que existan valores de \underline{z} distintos de cero es necesario que el determinante del sistema se anule (problema de valores y vectores característicos).

$$\det [\underline{K} - \omega^2 \underline{M}] = 0$$

Una vez conocidas las frecuencias al resolver el problema anterior es posible conocer los periodos de vibración que se

comparan con los espectros de diseño que proporciona el RCDF (art. 206). (21)

Al final del proceso de cálculo se obtienen los desplazamientos de cada entrepiso para cada modo de vibración, los cuales al ser multiplicados por la rigidez de entrepiso proporcionan la cortante.

Cuando la estructura en cuestión cuenta con tres o más pisos es conveniente usar métodos numéricos para calcular w y Z .

Las masa y las rigideces de entrepiso ya fueron calculadas en el análisis anterior.

Nivel	Masa (kg)	Rigidez X (kg/cm)	Rigidez Y (kg/cm)
2	258,405	172,344.98	126,956.61
1	369,692	257,244.46	213,450.74

1) DIRECCION X, marcos largos

$$\det [K - w^2 M] = 0$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 429,589.43 & -172,344.98 \\ -172,344.98 & 172,344.98 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix}$$

El valor de la masa m_i correspondiente a W_i es igual a W_i/g donde g es la aceleración de la gravedad $g = 981 \text{ cm/seg}^2$

$$m_1 = 369,692 \text{ kg}_f / (981 \text{ cm/seg}^2) = 376.8522 \text{ kg}_m\text{-seg}^2/\text{cm}$$

$$m_2 = 258,405 \text{ kg}_f / (981 \text{ cm/seg}^2) = 263.4098 \text{ kg}_m\text{-seg}^2/\text{cm}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 376.8522 & 0 \\ 0 & 263.4098 \end{bmatrix}$$

$$\det \begin{vmatrix} 429,598.43 - 376.8522 w^2 & -172,344.98 \\ -172,344.98 & 172,344.98 - 263.4098 w^2 \end{vmatrix}$$

La ecuación característica es $w^4 - 1,794.226 w^2 + 446,623.63 = 0$

Resolviendo el polinomio se encontraran las raices siguientes:

$$w_1 = 17.28 \text{ seg}^{-1} \text{ frecuencia natural del 1er.modo (ciclos/seg)}$$

$$w_2 = 38.67 \text{ seg}^{-1} \text{ frecuencia natural del 2o. modo (ciclos/seg)}$$

Recordando que el período de vibración del modo j es $T_j = \frac{2\pi}{w_j}$

	w_j (seg^{-1})	T_j (seg)
1er.modo	17.28	0.3636
2o. modo	38.67	0.1625

Para calcular los modos de vibración se sustituyen las frecuencias naturales (w) en la siguiente ecuación :

$$(K - w_j^2 M) \{Z\}_{ij} = 0 \quad \text{ecuación (1)}$$

1er. modo

Se sustituye $w_1 = 17.28 \text{ seg}^{-1}$ en la ecuación (1)

$$\begin{bmatrix} 429,589.43 - 376.8522 (17.28)^2 & -172,344.98 \\ -172,344.98 & 172,344.98 - 263.4098(17.28)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_{11} \\ Z_{21} \end{bmatrix} = 0$$

$$317,052.02 Z_{11} - 172,344.98 Z_{21} = 0$$

$$-172,344.98 Z_{11} + 93,684.28 Z_{21} = 0$$

Como el sistema tiene un número infinito de soluciones se puede asignar un valor arbitrario a alguna Z_n y así los demás desplazamientos serán proporcionales.

Si $Z_{11} = 1$, entonces $Z_{21} = 1.840$

$$Z \text{ 1er. modo } \begin{bmatrix} Z_{11} \\ Z_{21} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ 1.840 \end{bmatrix}$$

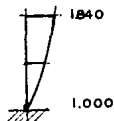


fig. 5.1

2o. modo

De manera análoga a la anterior se sustituye $w_2 = 38.67 \text{ seg}^{-1}$ en la ecuación (1) y obtendremos el siguiente sistema de ecuaciones:

$$-134,031.21 Z_{12} - 172,344.98 Z_{22} = 0$$

$$-172,344.98 Z_{12} - 221,611.06 Z_{22} = 0$$

Si $Z_{12} = 1$, entonces $Z_{22} = -0.778$

$$Z \text{ 2o. modo } \begin{bmatrix} Z_{12} \\ Z_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -0.778 \end{bmatrix}$$

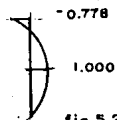


fig. 5.2

Cálculo para la configuración máxima de entrepisos para cada modo de vibración. (22)

Una vez conocidos los desplazamientos relativos de los entrepisos, ahora se calcularán los desplazamientos máximos para cada modo de vibración.

$$\{X\}_j = \frac{A_j}{w_j^2} C_p \{Z\}_j \quad (2)$$

donde:

- $\{X\}_j$ = Vector de desplazamientos máximos del modo j
- A_j = Aceleración espectral en función del período natural de vibración.
- C_{pj} = Coeficiente de participación que define la escala a la que interviene el modo j en el movimiento. (Ver fórmula página siguiente)
- $\{Z\}_j$ = amplitud del desplazamiento de la masa m en el modo j.

Para calcular A_j es necesario tomar en cuenta los espectros para diseño sísmico que proporciona al art.206 del RCDF.

$$A = \frac{a}{Q'} g$$

Donde a = aceleración espectral como fracción de la aceleración de la gravedad.

Q' = factor reductivo de fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del período natural.

Para la zona de lago (zona III) :

$$T_a = 0.6 \quad , \quad T_b = 3.9 \quad , \quad r = 1 \quad , \quad c = 0.6 \quad (\text{Grupo A})$$

Donde T_a y T_b son los períodos límites de los espectros de diseño sísmico.

1er. modo $T = 0.3636$ seg

$$\text{Si } T < T_a \quad a = (1 + 3T/T_a) c/4$$

$$a_1 = [1 + (3 \cdot 0.3636/0.6)] 0.6/4 = 0.4227$$

$$\text{Si } T < T_a \quad Q'_1 = 1 + (T/T_a) Q-1$$

$$Q'_1 = 1 + (0.3636/0.6) (3-1) = 2.2120$$

Donde Q = Factor de comportamiento sísmico (NTCDS sección 5) (23)

Para este ejemplo se consideró que $Q=3$ ya que cuenta con los requerimientos necesarios establecidos en la sección 5 de las NTCDS.

$$A_1 = \frac{0.4227}{2.2120} * 981 \text{ cm/seg}^2 = 187.4630 \text{ cm/seg}^2$$

Las expresiones para a_1 y Q' se encuentran en las secciones 3 y 4 de las NTCDS.

Si por las características de esta estructura T y Q' tuviera otros valores, o si fuera otro el terreno de desplante se deben usar las otras expresiones que vienen señaladas en la publicación antes mencionada.

2o. modo $T = 0.1625 \text{ seg}$

$T < T_a$ entonces :

$$a_2 = [1 + (3*0.1625/0.6)] 0.6/4 = 0.2719$$

$$Q'_2 = 1 + (0.1625/0.6) (3-1) = 1.5416$$

$$A_2 = \frac{0.2719}{1.5416} * 981 \text{ cm/seg}^2 = 172.9975 \text{ cm/seg}^2$$

Ahora sólo falta conocer los coeficientes de participación de cada modo para calcular las configuraciones máximas.

$$Cp_j = \frac{\sum (m_i X_{ji})}{\sum (m_i X_{ji}^2)}$$

donde :

m_i = masa del entrepiso (ton-seg²/cm)

X_{ji} = amplitud del desplazamiento relativo de la masa "i" en el modo "j".

$$Cp_1 = \frac{376.8522 (1.000) + 263.4098 (1.840)}{376.8522 (1.000)^2 + 263.4098 (1.840)^2} = 0.6792$$

$$Cp_2 = \frac{376.8522 (1.000) + 263.4098 (-0.778)}{376.8522 (1.000)^2 + 263.4098 (-0.778)^2} = 0.3208$$

Ya contando con todos los datos, los se sustituye en la ecuación (2) y se podrán calcular los vectores de deformación y los vectores de desplazamiento de entrepiso por modo.

1er. modo

$$\{X\}_1 = \frac{187.4630}{(17.28)^2} * 0.6792 * \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.840 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.4264 \\ 0.7844 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta X_{11} \\ \delta X_{21} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.4264 \\ 0.3580 \end{Bmatrix} \text{ (cm)}$$

2o. modo

$$\{X\}_2 = \frac{172.9975}{(38.67)^2} * 0.3208 * \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -0.778 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0371 \\ -0.0289 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta X_{12} \\ \delta X_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0371 \\ -0.0660 \end{Bmatrix} \text{ (cm)}$$

CALCULO DE LAS FUERZAS CORTANTES POR ENTREPISO

La fuerza cortante V_{ij} (en el entrepiso i , debida al modo j), se obtiene multiplicando el desplazamiento del entrepiso (X_{ij}) por la rigidez respectiva del entrepiso (K_i) en kg/cm. (24)

$$V_{ij} = X_{ji} * K_i$$

$$K_1 = 257,244.46 \text{ kg/cm} \quad (\text{obtenidos en las páginas 26 y 27})$$

$$K_2 = 172,344.98 \text{ kg/cm}$$

1er. modo

$$V_{11} = 0.4264 \text{ cm} * 257,244.46 \text{ kg/cm} = 109,681.64 \text{ kg}$$

$$V_{21} = 0.3580 \text{ cm} * 172,344.98 \text{ kg/cm} = 61,698.92 \text{ kg}$$

2o. modo

$$V_{12} = 0.0371 \text{ cm} * 257,244.46 \text{ kg/cm} = 9,454.60 \text{ kg}$$

$$V_{22} = -0.0660 \text{ cm} * 172,344.98 \text{ kg/cm} = -11,368.73 \text{ kg}$$

Para estimar el cortante en cada entrepiso debido a la combinación de los dos modos se procede de la siguiente manera (25):

$$V1 = \sqrt{(109,681.64)^2 + (9,545.60)^2} = 110,096.23 \text{ kg} = 110.10 \text{ ton.}$$

$$V2 = \sqrt{(61,698.92)^2 + (-11,368.73)^2} = 62,737.59 \text{ kg} = 62.74 \text{ ton.}$$

Las fuerzas sísmicas para cada nivel quedan de la siguiente manera:

$$F1 = 47,358.64 \text{ kg} = 47.36 \text{ ton}$$

$$F2 = 62,737.59 \text{ kg} = 62.74 \text{ ton}$$

Para los desplazamientos relativos de cada entrepiso X_{ij} se realiza de la misma forma, con la única diferencia que el resultado obtenido se debe multiplicar por el valor de Q como señala el art. 207 del RCDF, para este ejemplo $Q=3$.

$$\delta X1 = \sqrt{[(0.4264)^2 + (0.0371)^2]} * Q = 0.4280 * 3 = 1.2839 \text{ cm}$$

$$\delta X2 = \sqrt{[(0.3580)^2 + (-0.0660)^2]} * Q = 0.3640 * 3 = 1.0921 \text{ cm}$$

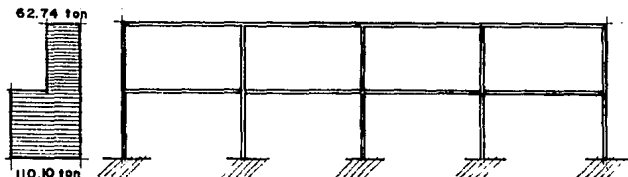


fig.5.3

CORTANTE SISMICO

2) DIRECCION Y , marcos cortos

Se realiza de forma análoga a la dirección X.

$$\det [K - w^2 M] = 0$$

$$K = \begin{bmatrix} k_1+k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 340,407.35 & -126,956.61 \\ -126,956.61 & 126,956.61 \end{bmatrix}$$

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 \\ 0 & m_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 376.8522 & 0 \\ 0 & 263.4098 \end{bmatrix}$$

$$\det \begin{vmatrix} 340,407.35 - 376.8522 w^2 & -126,956.61 \\ -126,956.61 & 126,956.61 - 263.4098 w^2 \end{vmatrix} = 0$$

La ecuación característica es $w^4 - 1,385.265 w^2 + 272,992.07 = 0$

Resolviendo el polinomio se encuentran las siguientes raíces:

$w_1 = 15.43 \text{ seg}^{-1}$ frecuencia natural del 1er. modo.

$w_2 = 33.87 \text{ seg}^{-1}$ frecuencia natural del 2o. modo.

Recordando que el periodo es $T = \frac{2\pi}{w}$ se tiene que:

	$w \text{ (seg}^{-1}\text{)}$	$T \text{ (seg)}$
1er. modo	15.43	0.4073
2o. modo	33.87	0.1855

Sustituyendo las frecuencias naturales en $(K - w^2 M) \{Z\} = 0$ se obtienen los modos de vibración.

1er. modo

Sustituyendo $w_1 = 15.43 \text{ seg}^{-1}$ en la ecuación (1)

$$\begin{matrix} 340,407.35 - 376.8522(15.43)^2 & -126,956.61 & Z_1 \\ -126,956.61 & 126,956.61 - 263.4098(15.43)^2 & Z_2 \end{matrix} = 0$$

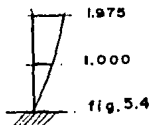
El sistema de ecuaciones queda de la siguiente manera:

$$\begin{matrix} 250,740.17 & Z_1 & -126,956.61 & Z_2 & = & 0 \\ -126,956.61 & Z_1 & 64,281.61 & Z_2 & = & 0 \end{matrix}$$

Como el sistema tiene un infinito número de soluciones se asigna valor a Z_{11} :

Si $Z_{11} = 1$, entonces $Z_{21} = 1.975$

$$Z \text{ 1er. modo } \begin{matrix} Z_{11} & = & 1.000 \\ Z_{21} & & 1.975 \end{matrix}$$



2o. modo

Sustituyendo $w_2 = 33.87 \text{ seg}^{-1}$ en la ecuación (1)

$$\begin{bmatrix} 340,407.35 & -376.8522(33.87)^2 & & -126,956.61 \\ & -126,956.61 & & 126,956.61 \\ & & & -263.4098(33.87)^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \end{bmatrix} = 0$$

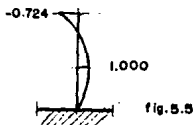
El sistema de ecuaciones queda de la siguiente manera:

$$-91,965.70 Z_1 - 126,956.61 Z_2 = 0$$

$$-126,956.61 Z_1 - 175,260.80 Z_2 = 0$$

Si $Z_{12} = 1$, entonces $Z_{22} = -0.724$

$$Z \text{ 2o. modo } \begin{bmatrix} Z_{12} \\ Z_{22} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.000 \\ -0.724 \end{bmatrix}$$



Cálculo de la Configuración máxima de entrepisos por cada modo de vibración.

$$\{X\}_j = \frac{A_j}{w_j} C p_j \{Z\}_j$$

Se empezará por calcular la aceleración espectral A_j .

Para la zona de lago (zona III) $T_a = 0.6$, $T_b = 3.9$, $r=1$, $c=0.6$

1er. modo $T = 0.4073 \text{ seg}$

$$\text{Si } T < T_a \quad a_1 = [1 + (3 \cdot 0.4073 / 0.6)] \cdot 0.6 / 4 = 0.4555$$

$$Q'1 = 1 + (0.4073 / 0.6) (3-1) = 2.3578$$

$$A_1 = \frac{a}{Q'} g = \frac{0.4555}{2.3578} * 981 \text{ cm/seg}^2 = 189.5197 \text{ cm/seg}^2$$

2o. modo $T = 0.1855 \text{ seg}$

$$\text{Si } T < T_a \quad a_2 = [1 + (3 \cdot 0.1855 / 0.6)] \cdot 0.6 / 4 = 0.2891$$

$$Q^2 = 1 + (0.1855 / 0.6) (3-1) = 1.6183$$

$$A_2 = \frac{a}{Q} \cdot g = \frac{0.2891}{1.6183} \cdot 981 \text{ cm/seg}^2 = 175.2613 \text{ cm/seg}^2$$

Ahora se calcularán los coeficientes de participación.

$$C_p j = \frac{M_i \cdot X_{ij}}{m_i \cdot X_{ij}^2}$$

$$C_p 1 = \frac{376.8522 (1.000) + 263.4098 (1.975)}{376.8522 (1.000)^2 + 263.4098 (1.975)^2} = 0.6388$$

$$C_p 2 = \frac{376.8522 (1.000) + 263.4098 (-0.724)}{376.8522 (1.000)^2 + 263.4098 (-0.724)^2} = 0.3612$$

Sustituyendo los valores de A_j y C_{p_j} en la ecuación (2) se obtendrá la configuración máxima para cada entrepiso por modo.

1er. modo

$$\{X\}_1 = \frac{189.5197}{(15.43)^2} \cdot 0.6388 \cdot \begin{Bmatrix} 1.000 \\ 1.975 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.5088 \\ 1.0049 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta X_{11} \\ \delta X_{12} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.5088 \\ 0.4961 \end{Bmatrix} \text{ (cm)}$$

2o. modo

$$\{X\}_2 = \frac{175.2613}{(33.87)^2} \cdot 0.3612 \cdot \begin{Bmatrix} 1.000 \\ -0.724 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0552 \\ -0.0400 \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} \delta X_{21} \\ \delta X_{22} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0.0522 \\ -0.0951 \end{Bmatrix} \text{ (cm)}$$

Los desplazamientos están dados en cm.

La fuerza cortante V_{ij} , que actúa en el entrepiso i debido al modo j , se obtiene multiplicando el desplazamiento relativo del entrepiso (X_{ji}) por la rigidez respectiva del entrepiso (k_i) en kg/cm (obtenidos en las páginas 26 y 27)

$$V_{ji} = X_{ji} k_i$$

$$k_1 = 213,450.74 \text{ kg/cm}$$

$$k_2 = 126,956.61 \text{ kg/cm}$$

1er. modo

$$V_{11} = 0.5088 \text{ cm} * 213,450.74 \text{ kg/cm} = 108,607.06 \text{ kg}$$

$$V_{21} = 0.4961 \text{ cm} * 126,956.61 \text{ kg/cm} = 62,983.00 \text{ kg}$$

2o. modo

$$V_{12} = 0.0552 \text{ cm} * 213,450.74 \text{ kg/cm} = 11,777.07 \text{ kg}$$

$$V_{22} = -0.0951 \text{ cm} * 126,956.61 \text{ kg/cm} = -12,078.97 \text{ kg}$$

Se evalúa ahora la combinación de los cortantes de entrepiso para cada modo.

$$V1 = \sqrt{(108,607.06)^2 + (11,777.07)^2} = 109,243.74 \text{ kg} = 109.24 \text{ ton}$$

$$V2 = \sqrt{(62,983.00)^2 + (-12,078.97)^2} = 64,130.81 \text{ kg} = 64.13 \text{ ton}$$

Las fuerzas sísmicas por entrepiso son las siguientes:

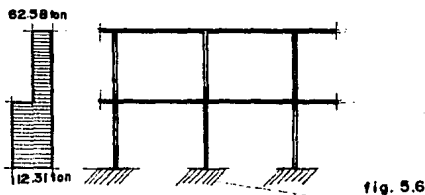
$$F1 = 45,112.93 \text{ kg} = 45.11 \text{ ton}$$

$$F2 = 64,130.81 \text{ kg} = 64.13 \text{ ton}$$

De la misma forma se estima el desplazamiento relativo de cada entrepiso debido a la combinación de los dos modos, solo que afectandolos por el factor $Q=3$.

$$\delta_{y1} = \sqrt{[(0.5088)^2 + (0.0552)^2]} * Q = 0.5118 * 3 = 1.5354 \text{ cm}$$

$$\delta_{y2} = \sqrt{[(0.4961)^2 + (-0.0951)^2]} * Q = 0.5051 * 3 = 1.5154 \text{ cm}$$



CORTANTES SISMICOS

RESUMEN DE CORTANTES Y DESPLAZAMIENTOS**Dirección X**

Nivel	Cortante (ton)		(*) Vdin./Vest.	Desplazamiento (cm)	
	Vestático	Vdinámico		δx	UX
2	73.23	62.74	85.67	1.09	2.37
1	125.62	110.10	87.64	1.28	1.28

Dirección Y

Nivel	Cortante (ton)		(*) Vdin./Vest.	Desplazamiento (cm)	
	Vestático	Vdinámico		δy	UY
2	73.23	64.13	87.57	1.52	3.06
1	125.62	109.24	86.96	1.54	1.54

Las NTCDS señalan en el inciso 9.3 que los cortantes sísmicos obtenidos por un análisis dinámico no deben ser menores al 80% de los obtenidos por un análisis estático, ya que de lo contrario deben ser incrementadas todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales en una proporción tal que esta condición se cumpla. En este caso todos los cortantes obtenidos por el análisis dinámico sobrepasan el 80% de los obtenidos por el análisis estático.

DISTRIBUCION DEL CORTANTE DIRECTO PARA CADA MARCO

El cortante sísmico se distribuye en cada marco de acuerdo a la rigidez con que contribuya cada marco a la rigidez total del entropiso. (26)

Nivel	Rigidez por marco (ton/m)		Cortante Sísmico (ton)	
	RX	RY	Vx	Vy
2	5,744.83	2,539.13	62.74	64.13
1	8,574.82	4,269.01	110.10	109.24

2o. Nivel

- Dirección X, marcos largos $V_D = \frac{RX_i}{\sum RX_i} V_x$

Marco 1 $V_D = \frac{5,744.83}{3 \cdot 5,744.83} (62.74) = 20.91 \text{ ton}$

Marco 2 $V_D = 20.91 \text{ ton}$

Marco 3 $V_D = 20.91 \text{ ton}$

- Dirección Y, marcos cortos $V_D = \frac{RY_i}{\sum RY_i} V_y$

Marco A $V_D = \frac{2,539.13}{5 \cdot 2,539.13} (64.13) = 12.83 \text{ ton}$

Marco B $V_D = 12.83 \text{ ton}$

Marco C $V_D = 12.83 \text{ ton}$

Marco D $V_D = 12.83 \text{ ton}$

Marco E $V_D = 12.83 \text{ ton}$

1er. nivel

-Dirección X, marcos largos

Marco 1 $V_D = \frac{8,574.82}{3 \cdot 8,574.82} (110.10) = 36.70 \text{ ton}$

Marco 2 $V_D = 36.70 \text{ ton}$

Marco 3 $V_D = 36.70 \text{ ton}$

-Dirección Y, marcos cortos

$$\text{Marco A} \quad V_D = \frac{4,269.01}{5 \cdot 4,269.01} (109.24) = 21.85 \text{ ton}$$

$$\text{Marco B} \quad V_D = 21.85 \text{ ton}$$

$$\text{Marco C} \quad V_D = 21.85 \text{ ton}$$

$$\text{Marco D} \quad V_D = 21.85 \text{ ton}$$

$$\text{Marco E} \quad V_D = 21.85 \text{ ton}$$

En este ejemplo el cortante sísmico en cada dirección se distribuye uniformemente en los marcos que lo resisten ya que tienen la misma rigidez, lo cual no siempre sucede con otro tipo de edificios.

Marco	Nivel 1	Nivel 2
	V_D (ton)	V_D (ton)
1	36.70	20.91
2	36.70	20.91
3	36.70	20.91
A	21.85	12.83
B	21.85	12.83
C	21.85	12.83
D	21.85	12.83
E	21.85	12.83

CAPITULO 6

Evaluación de los efectos de Torsión

ht

EVALUACION DE LOS EFECTOS DE TORSION

Para esta revisión y en adelante, se tomarán como cortantes sísmicos los obtenidos del Análisis Sísmico Dinámico.

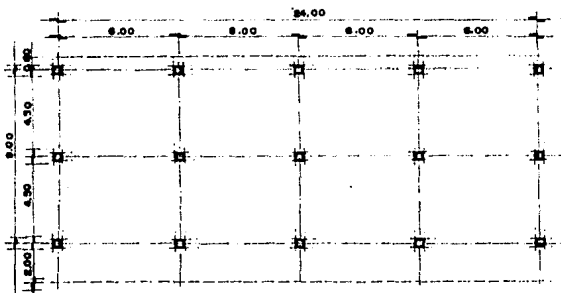


fig. 6.1

PLANTA TIPO

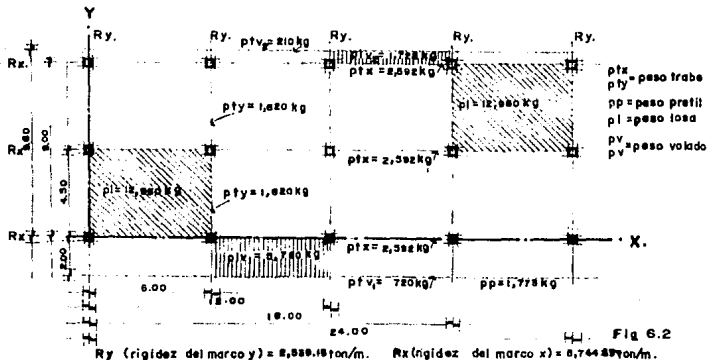
No se toman en cuenta las rigideces de los volados en los marcos cortos, ya que no proporcionan ninguna rigidez a la estructura, sólo son consideradas sus masas para el análisis de cargas gravitacionales.

Para calcular los efectos de torsión es necesario conocer cuales son el centro de masas y el centro de rigidez de cada entrepiso de la estructura, ya que teóricamente es el centro de masas donde se aplica la fuerza sísmica y es el centro de rigideces el que funciona como pivote del entrepiso, formando un par de fuerzas que tiende a que el entrepiso gire en su propio plano.

Geoméricamente las dos plantas son iguales, lo que cambia entre ellas son las condiciones de carga a que están sometidas.

Los efectos de torsión son representados por cortantes que incrementan los cortantes sísmicos en cada marco.

SEGUNDO NIVEL



PLANTA DE MASAS Y RIGIDECES DEL 20.º NIVEL

Peso pretil	= 295.5 kg/m * 6.0m	= 1,773 kg
Peso trabe (30*60) L=6.0m	= 432 kg/m * 6.0m	= 2,592 kg
Peso losa (6.0*4.5m)	= 480 kg/m ² * 6.0m * 4.5m	= 12,960 kg
Peso losa (6.0*0.6m)	= 480 kg/m ² * 6.0m * 0.6m	= 1,728 kg
Peso losa (6.0*2.0m)	= 480 kg/m ² * 6.0m * 2.0m	= 5,760 kg
Peso trabe (30*50) L=4.5m	= 360 kg/m * 4.5m	= 1,620 kg
Peso trabe (30*50) L=2.0m	= 360 kg/m * 2.0m	= 720 kg
Peso trabe (30*50) L=0.6m	= 360 kg/m * 0.6m	= 210 kg

a) Centro de masas

$$Y_{cg} = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

$$\begin{aligned} \sum W_i Y_i &= 4 * 1,773(9.6) + 4 * 1,728(9.3) + 4 * 2,592(9.0) + 4 * 12,960(6.75) \\ &\quad + 4 * 2,592(4.5) + 4 * 12,960(2.25) + 4 * 2,592(0.0) + 4 * 5,760(-1.0) \\ &\quad + 4 * 1,773(-2.0) \end{aligned}$$

$$\sum W_i Y_i = 701,668.80 \text{ kg-m}$$

$$\sum W_i = 4 * [1,773 + 1,728 + 2,592 + 12,960 + 2,592 + 12,960 + 2,592 + 5,760 + 1,773]$$

$$\sum W_i = 178,920 \text{ kg}$$

$$Y_{cg} = \frac{701,668.80 \text{ kg-m}}{178,920 \text{ kg}} = 3.92 \text{ m}$$

$$X_{cg} = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i}$$

$$\begin{aligned} \sum W_i X_i &= [216 + (2 * 1,620) + 720] (24) + [1,728 + (2 * 12,960) + 5,760] (21) \\ &\quad + [216 + (2 * 1,620) + 720] (18) + [1,728 + (2 * 12,960) + 5,760] (15) \\ &\quad + [216 + (2 * 1,620) + 720] (12) + [1,728 + (2 * 12,960) + 5,760] (9) \\ &\quad + [216 + (2 * 1,620) + 720] (6) + [1,728 + (2 * 12,960) + 5,760] (3) \end{aligned}$$

$$\sum W_i X_i = 250,560 + 1'603,584 = 1'854,144 \text{ kg-m}$$

$$\sum W_i = [216 + (2 * 1,620) + 720] 5 + [1,728 + (2 * 12,960) + 5,760] 4$$

$$\sum W_i = 20,880 + 133,632 = 154,512 \text{ kg}$$

$$X_{cg} = \frac{1'854,144 \text{ kg-m}}{154,512 \text{ kg}} = 12.00 \text{ m}$$

Centro de masas (12.00m , 3.92m)

b) Centro de Rigideces

De la misma forma se calcula el centro de rigidez. Para mayor facilidad de cálculo las unidades de la rigidez serán ton/m.

Las rigideces para cada uno de los marcos para el 2o. Nivel son las siguientes:

Para los marcos largos (dirección X) = 5,744.83 ton/m

Para los marcos cortos (dirección Y) = 2,539.13 ton/m

$$Y_{cr} = \frac{\sum R X_i Y_i}{\sum R X_i}$$

$$\sum R_i Y_i = 5,744.83(9.0) + 5,744.83(4.5) + 5,744.83(0.0)$$

$$\sum R_i Y_i = 77,555.21 \text{ ton/m} - \text{m}$$

$$\sum R_i = 3 * 5,744.83 = 17,234.49 \text{ ton/m}$$

$$Y_{cr} = \frac{77,555.21 \text{ ton/m-m}}{17,234.49 \text{ ton/m}} = 4.50 \text{ m}$$

$$X_{cr} = \frac{\sum RY_i X_i}{\sum RY_i}$$

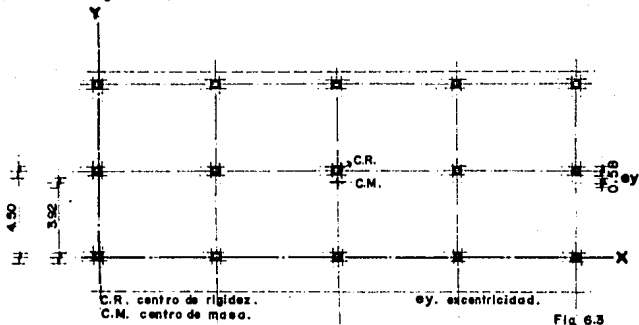
$$\sum R X_i = 2,539.13(24.0) + 2,539.13(18.0) + 2,539.13(12.0) + 2,539.13(6.0) + 2,539.13(0.0)$$

$$\sum R X_i = 152,347.80 \text{ ton/m-m}$$

$$\sum R_i = 5 * 2,359.13 \text{ ton/m} = 12,695.65 \text{ ton/m}$$

$$X_{cr} = \frac{152,347.80 \text{ ton/m-m}}{12,695.65 \text{ ton/m}} = 12.00 \text{ m}$$

Centro de Rigidez (12.00m , 4.50m)



UBICACION DE LOS CENTROS DE RIGIDEZ Y DE MASA

c) Excentricidades calculadas

$$e_y = 0.58 \text{ m} \quad e_x = 0 \text{ m}$$

d) Excentricidades de diseño

De acuerdo a las NTCDS en su sección 8.6 (Efectos de Torsión), las excentricidades de diseño son las siguientes :

$$e_{I} = 1.5 e_c + 0.1 b$$

$$e_{II} = e_c - 0.1 b$$

donde : e_c = excentricidad calculada.

b = dimensión del entrepiso en el mismo sentido en que se evalúa la excentricidad.

El efecto de la torsión provoca que la estructura gire sobre su centro de rigideces ante el cortante sísmico teóricamente aplicado en el centro de masas (cm). La distancia entre el punto de aplicación de la carga (cm) y el centro de rigidez (cr) provoca un momento torsionante. (27)

Las NTCDS señalan que para una zona con gran riesgo sísmico como lo es la Ciudad de México es necesario considerar una excentricidad de diseño aun cuando teóricamente el edificio no sufra excentricidades, esto con el fin de proteger a la estructura de una posible variación de las cargas vivas. (28)

Excentricidades en Y: $b = 11.6 \text{ m}$

Para $e_y = 0.58 \text{ m}$ $e_{I} = 2.03 \text{ m}$
 $e_{II} = -0.58 \text{ m}$

Excentricidades en X: $b = 24.0 \text{ m}$

Para $e_x = 0 \text{ m}$ $e_{I} = 2.40 \text{ m}$
 $e_{II} = -2.40 \text{ m}$

e) Momentos con respecto al eje de torsión provocados por los cortantes sísmicos.

$$M^t = e V_D$$

- Dirección X, (excentricidades en Y)

$V_{x_2} = 62.74 \text{ ton}$ (los cortantes fueron obtenidos en la pág. 71)

$M_I = e_{yI} V_{x_2} = 2.03 * 62.74 = 127.36 \text{ ton-m}$

$M_{II} = e_{yII} V_{x_2} = -0.58 * 62.74 = -36.39 \text{ ton-m}$

-Dirección Y, (excentricidades en X)

$V_{y_2} = 64.13 \text{ ton}$

$M_I = e_{xI} V_{y_2} = 2.40 * 64.13 = 153.91 \text{ ton-m}$

$M_{II} = e_{xII} V_{y_2} = -2.40 * 64.13 = -153.91 \text{ ton-m}$

f) Distribución del cortante por torsión en cada marco

En cada marco se evalúa el efecto que provoca el sismo en las dos direcciones. (29)

Dirección X, marcos largos

Dirección Y, marcos cortos

$$V_{xi}^t = \frac{R_{xi} Y_{cri}}{(R_{xi} Y_{cri}^2 + R_{yi} X_{cri}^2)} M_{tx}$$

$$V_{yi}^t = \frac{R_{yi} X_{cri}}{(R_{xi} Y_{cri}^2 + R_{yi} X_{cri}^2)} M_{ty}$$

$$V_{yi}^t = \frac{R_{xi} Y_{cri}}{(R_{xi} Y_{cri}^2 + R_{yi} X_{cri}^2)} M_{ty}$$

$$V_{xi}^t = \frac{R_{yi} X_{cri}}{(R_{xi} Y_{cri}^2 + R_{yi} X_{cri}^2)} M_{tx}$$

donde: R_{xi} = Rigidez del marco largo

R_{yi} = Rigidez del marco corto

X_{cri}, Y_{cri} = Distancia del marco al eje de torsión

M_{tx}, M_{ty} = Momentos torsionantes

En el inciso d) son calculadas las excentricidades de diseño, que al multiplicarlas por el cortante sísmico dan como resultado un momento torsionante. Se puede observar que para cada dirección son calculados dos momentos torsionantes M_{I} y M_{II} .

Para conocer los efectos de la torsión en cada marco, es necesario usar el momento que produzca el efecto más desfavorable ya que el cortante debido a la torsión se sumará algebraicamente a los efectos que el cortante sísmico directo produzca en los marcos.

Sobre el centro de rigideces se traza un sistema de ejes cartesianos que serán los ejes de torsión.

MARCOS LARGOS, Dirección X

Quando los marcos se encuentran por arriba del eje X (como es el caso del marco 1), su distancia centroidal al eje X (Y_{cri}) es positiva. En este caso se debe usar el momento torsionante más grande, para que así se obtenga un cortante por torsión positivo que incremente lo más posible el efecto causado por el cortante sísmico directo (V_{Dx}).

Quando los marcos se encuentran por debajo del eje X (como es el caso del marco 3), su distancia centroidal al eje X (Y_{cri}) es negativa. En este caso se debe usar el momento torsionante más pequeño, para que así se obtenga un cortante por torsión que disminuya lo menos posible el efecto causado por el cortante sísmico directo (V_{Dx}).

Quando se evalúa la torsión provocada por el sismo cuando actúa en forma perpendicular al eje del marco se usa el momento torsional mayor en valor absoluto.

$$R_{xi} \text{ 2o. Nivel} = 5,744.83 \text{ ton/m}$$

$$R_{yi} \text{ 2o. Nivel} = 2,539.13 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma(R_{xi} Y_{cri}^2 + R_{yi} X_{cri}^2) &= 5,744.83 (4.5)^2 + 5,744.83 (-4.5)^2 + \\ & 2,539.13 (12.0)^2 + 2,539.13 (6.0)^2 + \\ & 2,539.13 (-6.0)^2 + 2,539.13 (-12.0)^2 \\ &= 1'146,753.30 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

-Marco 1

$$\text{Sismo en X} \quad V_{xt} = \frac{5,744.83 (4.5)}{1'146,753.30} (127.36) = 2.87 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en Y} \quad V_{yt} = \frac{5,744.83 (4.5)}{1'146,753.30} (153.91) = 3.47 \text{ ton}$$

-Marco 2

No tiene cortantes por torsión ya que se encuentra sobre el eje X y por lo tanto su distancia centroidal $Y_{cr}=0$.

-Marco 3

$$\text{Sismo en X} \quad V_{xt} = \frac{5,744.83 (-4.5)}{1'146,753.30} (-36.39) = 0.82 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en Y} \quad V_{yt} = \frac{5,744.83 (-4.5)}{1'146,753.30} (-153.91) = 3.47 \text{ ton}$$

MARCOS CORTOS, Dirección Y.

Cuando los marcos se encuentran a la derecha del eje Y (como es el caso del marco E), su distancia centroidal al eje Y (X_{cri}) es positiva .En este caso se debe usar el momento torsionante más grande para que así se obtenga un cortante por torsión que incremente lo más posible el efecto del cortante sísmico directo en el marco.

Cuando los marcos se encuentran a la izquierda del eje Y (como es el caso del marco A), su distancia centroidal al eje Y (X_{cri}) es negativa . En este caso se debe usar el momento torsionante más pequeño para que el cortante por torsión obtenido disminuya lo menos posible los efectos del cortante sísmico directo en el marco.

Cuando se analiza el sismo en el sentido perpendicular al eje del marco se toma el momento torsionante mayor en valor absoluto.

-Marco A

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{2,539.13 (-12.0)}{1'146,753.30} (-153.91) = 4.09 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{2,539.13 (-12.0)}{1'146,753.30} (-36.39) = 0.97 \text{ ton}$$

-Marco B

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{2,539.13 (-6.0)}{1'146,753.30} (-153.91) = 2.04 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{2,539.13 (-6.0)}{1'146,753.30} (-36.39) = 0.48 \text{ ton}$$

-Marco C

Este marco se encuentra sobre el eje de torsión Y por lo que su distancia al eje Y es $X_{cr}=0$

-Marco D

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{2,539.13 (6.0)}{1'146,753.30} (153.91) = 2.04 \text{ ton}$$

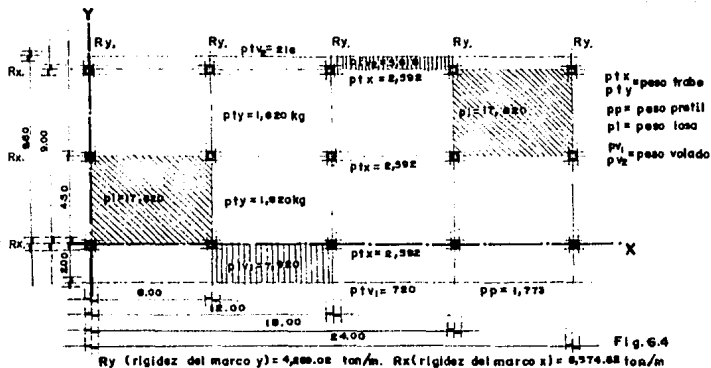
$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{3,152.02 (6.0)}{1'146,753.30} (127.36) = 1.69 \text{ ton}$$

-Marco E

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{2,539.13 (12.0)}{1'146,753.30} (153.91) = 4.09 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{2,539.13 (12.0)}{1'146,753.30} (127.36) = 3.38 \text{ ton}$$

PRIMER NIVEL



PLANTA DE PESOS DEL 1er. NIVEL

Peso losa (6.0m*0.6m)	=	6.0m * 0.6m * 660 kg/m ²	=	2,376 kg
Peso jardinera	=	6.0m * 540 kg/m	=	<u>3,240 kg</u>
				5,616 kg
Peso losa (6.0m*4.5m)	=	6.0m * 4.5m * 660 kg/m ²	=	17,820 kg
Peso losa (6.0m*2.0m)	=	6.0m * 2.0m * 660 kg/m ²	=	7,920 kg
Peso trabe (30*60) L=6.0m	=	6.0m * 432 kg/m	=	2,592 kg
Peso pretel	=	6.0m * 295.5 kg/m	=	1,773 kg
Peso trabe (30*50) L=4.5m	=	4.5m * 360 kg/m	=	1,620 kg
Peso trabe (30*50) L=2.0m	=	2.0m * 360 kg/m	=	720 kg
Peso trabe (30*50) L=0.6m	=	0.6m * 360 kg/m	=	216 kg

a) Centro de masas

$$Y_{cm} = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$$

$$\begin{aligned} \sum W_i Y_i &= 4 * 5,616(9.30) + 4 * 2,592(9.00) + 4 * 17,820(6.75) \\ &+ 4 * 2,592(4.50) + 4 * 17,820(2.25) + 4 * 2,592(0.00) \\ &- 4 * 7,920(1.0) + 4 * 1,773(2.00) \end{aligned}$$

$$\sum W_i Y_i = 944,539.20 \text{ kg-m}$$

$$\sum W_i = 4 [5,616 + 2,592 + 17,820 + 2,592 + 17,820 + 2,592 + 7,920 + 1,773]$$

$$\sum W_i = 234,900.00 \text{ kg}$$

$$Y_{cm} = \frac{944,539.20 \text{ kg-m}}{234,900.00 \text{ kg}} = 4.02 \text{ m}$$

$$X_{cm} = \frac{\sum W_i X_i}{\sum W_i}$$

$$\begin{aligned} \sum W_i X_i &= [216 + (2 * 1,260) + 720] (24) + [5,616 + (2 * 17,820) + 7,920] (21) \\ &[216 + (2 * 1,260) + 720] (18) + [5,616 + (2 * 17,820) + 7,920] (15) \\ &[216 + (2 * 1,260) + 720] (12) + [5,616 + (2 * 17,280) + 7,920] (9) \\ &[216 + (2 * 1,260) + 720] (6) + [5,616 + (2 * 17,280) + 7,920] (3) \end{aligned}$$

$$\sum W_i X_i = 250,560 + 2'360,448 = 2'611,008 \text{ kg-m}$$

$$\sum W_i = [216 + (2 * 1,260) + 720] (5) + [5,616 + (2 * 17,820) + 7,920] (4)$$

$$\sum W_i = 217,584 \text{ kg}$$

$$X_{cm} = \frac{2'611,008 \text{ kg-m}}{217,584 \text{ kg}} = 12.00 \text{ m}$$

Centro de masas (12.00m , 4.02m)

b) Centro de Rigideces

Como la primera planta es igual a la segunda, en cuanto a dimensiones y secciones de los elementos estructurales, el centro de rigidez es el mismo.

$$Y_{cr} = 4.50 \text{ m}$$

$$X_{cr} = 12.00 \text{ m}$$

Centro de rigideces (12.00m , 4.50m)

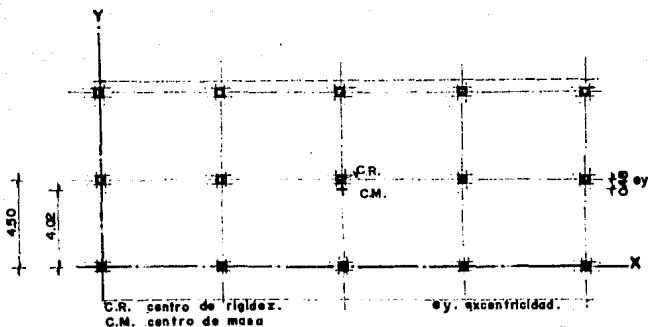


Fig. 65

UBICACION DE LOS CENTROS DE RIGIDEZ Y DE MASAS

c) Excentricidades calculadas

$$e_y = 0.48\text{m} \quad e_x = 0.00\text{m}$$

d) Excentricidades de diseño

De acuerdo a la sección 8.6 de las NTCDS:

$$e_{I} = 1.5 e_c + 0.1 b$$

$$e_{II} = e_c - 0.1 b$$

$$\text{Para } e_y = 0.48\text{m}, b = 11.6\text{m}$$

$$e_{yI} = 1.88\text{m}$$

$$e_{yII} = -0.68\text{m}$$

$$\text{Para } e_x = 0.00\text{m}, b = 24.0\text{m}$$

$$e_{xI} = 2.4\text{m}$$

$$e_{xII} = -2.4\text{m}$$

e) Momentos con respecto al eje de torsión provocados por los cortantes sísmicos

$$M^t = e V$$

-Dirección X, (excentricidades en Y)

$$V_{X1} = 110.10 \text{ ton}$$

$$M_I = e_{yI} V_{X1} = 1.88 * 110.10 = 210.98 \text{ ton-m}$$

$$M_{II} = e_{yII} V_{X1} = -0.68 * 110.10 = -74.87 \text{ ton-m}$$

-Dirección Y, (excentricidades en X)

$$V_{y1} = 109.24 \text{ ton}$$

$$M_I = e_{xI} V_{y1} = 2.4 * 109.24 = 262.18 \text{ ton-m}$$

$$M_{II} = e_{xII} V_{y1} = -2.4 * 109.24 = -262.18 \text{ ton-m}$$

f) Distribución del cortante por torsión en cada marco

$$R_{xi} \text{ 1er. Nivel} = 8,574.82 \text{ ton/m}$$

$$R_{yx} \text{ 1er. Nivel} = 4,269.01 \text{ ton/m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma(R_{xi} Y_{cr}^2 + R_{yi} Y_{cri}^2) &= 8,574.82(4.5)^2 + 8,574.82(-4.5)^2 \\ &\quad + 4,269.01(12.0)^2 + 4,269.01(6.0)^2 \\ &\quad + 4,269.01(-6.0)^2 + 4,269.01(-12.0)^2 \\ &= 1'884,125.30 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

MARCOS LARGOS, Dirección X

El procedimiento es análogo al del 2o. Nivel.

Marco 1

$$\text{Sismo en X} \quad V_{x^t} = \frac{8,574.82(4.5)}{1'884,125.30} (206.98) = 4.24 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en Y} \quad V_{y^t} = \frac{8,574.82(4.5)}{1'884,125.30} (262.18) = 5.37 \text{ ton}$$

Marco 2

Este marco se encuentra sobre el eje torsional X, debido a esto $Y_{cr}=0$ y por lo tanto no tiene cortantes por torsión.

Marco 3

$$\text{Sismo en X} \quad V_{x^t} = \frac{8,574.82(-4.5)}{1'884,125.30} (-74.87) = 1.53 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en Y} \quad V_{y^t} = \frac{8,574.82(-4.5)}{1'884,125.30} (-262.18) = 5.37 \text{ ton}$$

MARCOS CORTOS, Dirección Y

El procedimiento es análogo al del 2o. Nivel.

Marco A

$$\text{Sismo en Y} \quad V_{y^t} = \frac{4,269.01(-12.0)}{1'884,125.30} (-262.18) = 7.13 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_{x^t} = \frac{4,269.01(-12.0)}{1'884,125.30} (-74.87) = 2.04 \text{ ton}$$

Marco B

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{4,269.01 (-6.0)}{1'884,125.30} (-262.18) = 3.56 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{4,269.01 (-6.0)}{1'884,125.30} (-74.87) = 1.02 \text{ ton}$$

Marco C

Este marco se encuentra sobre el eje torsional Y, debido a esto $X_{cr}=0$ y por lo tanto no tiene cortantes debidos a la torsión.

Marco D

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{4,269.01 (6.0)}{1'884,124.22} (262.18) = 3.56 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{4,269.01 (6.0)}{1'884,124.22} (206.98) = 2.81 \text{ ton}$$

Marco E

$$\text{Sismo en Y} \quad V_y^t = \frac{4,269.01 (12.0)}{1'884,124.22} (262.18) = 7.13 \text{ ton}$$

$$\text{Sismo en X} \quad V_x^t = \frac{4,269.01 (12.0)}{1'884,124.22} (206.98) = 5.63 \text{ ton}$$

RESUMEN DE CORTANTES

Marco	V (ton) V_D	2o. Nivel		V (ton) V_D	1er. Nivel	
		V_x	V_y		V_x	V_y
1	20.91	2.87	3.47	36.70	4.24	5.37
2	20.91	----	----	36.70	----	----
3	20.91	0.82	3.47	36.70	1.53	5.37
A	12.83	0.97	4.09	21.85	2.04	7.13
B	12.83	0.48	2.04	21.85	1.02	3.56
C	12.83	----	----	21.85	----	----
D	12.83	1.69	2.04	21.85	2.81	3.56
E	12.83	3.38	4.09	21.85	5.62	7.13

El cortante directo V_D es obtenido en la distribución de los cortantes de entrepiso obtenidos del análisis sísmico dinámico.

CORTANTE TOTAL PARA CADA MARCO

De acuerdo a la sección 8.8. de las NTCDS. Efectos Bidireccionales que dice lo siguiente:

"Los efectos de ambos componentes horizontales del terreno se combinarán tomando, en cada dirección en que se analice la estructura, el 100 % de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente en ella, con los signos que para cada concepto resulten mas desfavorables."

Marcos Largos (Dirección X)

1.-Sismo en X

2.-Sismo en Y

$$V_{tot} = V_D + V_{tx} \pm 0.30 V_{ty}$$

$$V_{tot} = V_{ty} \pm V_{tx}$$

NIVEL 2

Marco 1.

Sismo en X $V_{totX} = 20.91 + 2.87 + 0.30 (3.47) = 24.82 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 3.47 + 0.30 (2.87) = 4.33 \text{ ton}$

Marco 2

Sismo en X $V_{totX} = 20.91 + 0 + 0 = 20.91 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 0 = 0$

Marco 3

Sismo en X $V_{totX} = 20.91 + 0.82 + 0.30 (3.47) = 22.77 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 3.47 + 0.30 (0.82) = 3.72 \text{ ton}$

NIVEL 1

Marco 1

Sismo en X $V_{totX} = 36.70 + 4.24 + 0.30 (5.37) = 42.55 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 5.37 + 0.30 (4.24) = 6.64 \text{ ton}$

Marco 2

Sismo en X $V_{totX} = 36.70 + 0 + 0 = 36.70 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 0 = 0$

Marco 3

Sismo en X $V_{totX} = 36.70 + 1.53 + 0.30 (5.37) = 39.84 \text{ ton}$

Sismo en Y $V_{totY} = 5.37 + 0.30 (1.53) = 5.83 \text{ ton}$

Marcos Cortes (Dirección Y)

1.-Sismo en Y

$$V_{tot} = V_D + V_{ty} \pm 0.30 V_{tx}$$

2.-Sismo en X

$$V_{tot} = V_{tx} \pm 0.30 V_{ty}$$

NIVEL 2**Marco A**

Sismo en Y $V_{totY} = 12.83 + 4.09 + 0.30 (0.97) = 17.21 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 0.97 + 0.30 (4.09) = 2.19 \text{ ton}$

Marco B

Sismo en Y $V_{totY} = 12.83 + 2.04 + 0.30 (0.48) = 15.02 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 0.48 + 0.30 (2.04) = 1.10 \text{ ton}$

Marco C

Sismo en Y $V_{totY} = 12.83 + 0 + 0 = 12.83 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 0 = 0$

Marco D

Sismo en Y $V_{totY} = 12.83 + 2.04 + 0.30 (1.69) = 15.38 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 1.69 + 0.30 (2.04) = 2.31 \text{ ton}$

Marco E

Sismo en Y $V_{totY} = 12.83 + 4.09 + 0.30 (3.38) = 17.93 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 3.38 + 0.30 (4.09) = 4.61 \text{ ton}$

NIVEL 1**Marco A**

Sismo en Y $V_{totY} = 21.85 + 7.12 + 0.30 (2.04) = 29.59 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 2.04 + 0.30 (7.12) = 4.17 \text{ ton}$

Marco B

Sismo en Y $V_{totY} = 21.85 + 3.56 + 0.30 (1.02) = 25.72 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 1.02 + 0.30 (3.56) = 2.09 \text{ ton}$

Marco C

Sismo en Y $V_{totY} = 21.85 + 0 + 0 = 21.85 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 0 = 0$

Marco D

Sismo en Y $V_{totY} = 21.85 + 3.56 + 0.30 (2.81) = 26.26 \text{ ton}$

Sismo en X $V_{totX} = 2.81 + 0.30 (3.56) = 3.88 \text{ ton}$

Marco ESismo en Y $V_{totY} = 21.85 + 7.13 + 0.30 (5.63) = 30.67 \text{ ton}$ Sismo en X $V_{totX} = 5.63 + 0.30 (7.13) = 7.77 \text{ ton}$ **RESUMEN DE CORTANTES TOTALES (ton)****DIRECCION X**

Marco	V tot.2o.Nivel		V tot.1er.Nivel	
	Vx	Vy	Vx	Vy
1	24.82	4.33	42.55	6.64
2	20.91	0	36.70	0
3	22.77	3.72	39.84	5.83

DIRECCION Y

Marco	V tot.2o.Nivel		V tot.1er.Nivel	
	Vy	Vx	Vy	Vx
A	17.21	2.19	29.59	4.17
B	15.02	1.10	25.72	2.09
C	12.83	0	21.85	0
D	15.38	2.31	26.26	3.88
E	17.93	4.61	30.67	7.77

Estos cortantes totales son el resultado de combinar el efecto de los cortantes directos y de los efectos de torsión; con ellos se procede a realizar el Análisis Estructural.

CAPITULO 7

Analisis Estructural

En esta etapa del proceso de diseño se realiza la determinación de la respuesta estructural, es decir, los efectos que las acciones de diseño producen en la estructura.

Para el análisis estructural por métodos exactos se usarán las cortantes totales obtenidas de la combinación de los cortantes directos y los provocados por los efectos de torsión.

Al igual que en el análisis estructural aproximado se analizarán dos condiciones de carga:

- 1.- (Sismo + Cargas Gravitacionales Instantáneas)
- 2.- (Cargas Gravitacionales Máximas)

Cada una afectada por su respectivo factor de carga:

$F_c = 1.1$ para Sismo + Cargas Gravitacionales Instantáneas

$F_c = 1.5$ para Cargas Gravitacionales Máximas

La finalidad del Análisis Estructural es la determinación de las fuerzas internas actuantes en las secciones de la estructura para después compararlas con las fuerzas internas resistentes, a fin de verificar si las secciones cuentan con la seguridad adecuada, lo que se hará en el capítulo siguiente.

Existen diversos métodos exactos de análisis estructural como son el de Ritter, el de Kani, etc (30), pero los más usados en la actualidad son los métodos matriciales ya que son usados en la gran mayoría de los programas de computadora (31).

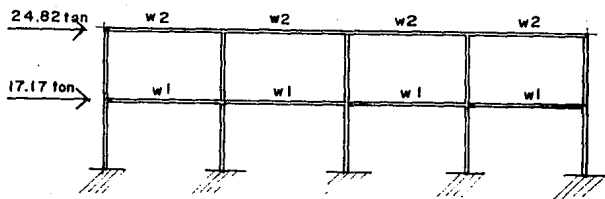
Los métodos matriciales se dividen en dos tipos: de las rigideces o de los desplazamientos, y de las flexibilidades o de las fuerzas; la diferencia entre ellos radica en lo que se considera como incógnitas en el planteamiento del problema de análisis. Para marcos y estructuras de edificios el método mas adecuado es el de rigideces.

En este capítulo se usa un programa que analiza marcos planos, es decir que cada marco se resuelve de manera independiente, lo cual satisface las necesidades del problema en cuestión porque las acciones de diseño ya contemplan los efectos de la torsión. El programa se llama **AMPLAN** y está fundamentado en el método de las rigideces. Consta de dos partes:

- 1) **AMPLAN3** En esta parte se introducen los datos de la estructura.
- 2) **AMPLAN4** En esta parte se proporcionan las cargas a las que está sometida la estructura y el programa da como resultado los elementos mecánicos de cada miembro del marco.

Una vez realizado el análisis se debe ubicar cuales son los elementos mecánicos máximos a los que está sometido cada tipo de miembro del marco.

En la *Dirección X* los elementos mecánicos más desfavorables se encuentran localizados en el *Marco 1*.



MARCO 1

fig. 7.1

Las cargas de diseño son las siguientes:

Cortantes sísmicos:

V2 = 24.82 ton F1 = 24.82 ton

V1 = 42.55 ton F1 = 17.73 ton

Cargas Gravitacionales :

	C.Gravit.Máximas (ton/m)	C.Gravit.Instantáneas (ton/m)
w 2	1.67	1.61
w 1	3.15	2.91

Se realiza el análisis para las dos condiciones de carga que se habían señalado anteriormente.

Enseguida se presentaran los resultados dados por el programa AMPLAN para los elementos mecánicos del Marco 1, los mismos que deben ser afectados por un factor de carga correspondiente.

MARCO EJE 123
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR
18	30	15	15
NSJ	E	ANCHO BANDA	NDE
5	2213594	12	2

COORDENADAS DE NUDO

NUDO	X	Y
1	0	0
2	0	3.5
3	0	7
4	6	0
5	6	3.5
6	6	7
7	12	0
8	12	3.5
9	12	7
10	18	0
11	18	3.5
12	18	7
13	24	0
14	24	3.5
15	24	7

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	IZ	K1	KJ	KIJ
1	.25	.005208	4	4	2
2	.18	.0054	4	4	2

DESIGNACION DE MIEMBROS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	2	5	2	6	1	0
2	3	6	2	6	1	0
3	5	8	2	6	1	0
4	6	9	2	6	1	0
5	8	11	2	6	1	0
6	9	12	2	6	1	0
7	11	14	2	6	1	0

cb

8	12	15	2	6	1	0
9	1	2	1	3.5	0	1
10	4	5	1	3.5	0	1
11	7	8	1	3.5	0	1
12	10	11	1	3.5	0	1
13	13	14	1	3.5	0	1
14	2	3	1	3.5	0	1
15	5	6	1	3.5	0	1
16	8	9	1	3.5	0	1
17	11	12	1	3.5	0	1
18	14	15	1	3.5	0	1

NUDO	RESTRIC.EN X	RESTRIC.EN Y	RESTRIC.EN Z
1	1	1	1
4	1	1	1
7	1	1	1
10	1	1	1
13	1	1	1

SE EMPLEO EL ARCHIVO : VERSA11
 CON EL TITULO : MARCO LARGO

MARCO EJE*1 CONDICION DE CARGA+SISMO+GRAV.INST.

TITULO :MARCO LARGO
 ARCHIVO :VERSA11

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
2	2	8

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
2	17.73	0	0
3	24.82	0	0

TIPOS DE CARGAS

TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	0	-8.73	8.73	0	-8.73	-8.73
2	0	-4.83	4.83	0	-4.83	-4.83

DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	TIPO DE CARGA
1	1
3	1
5	1
7	1
2	2
4	2
6	2
8	2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	0	0	0
2	4.715855E-03	1.332903E-04	-1.507672E-03
3	9.297133E-03	1.810199E-04	-8.922321E-04
4	0	0	0
5	4.531271E-03	1.589171E-04	-8.923152E-04
6	8.941913E-03	2.149424E-04	-4.601051E-04
7	0	0	0
8	4.391672E-03	1.717456E-04	-9.139246E-04
9	8.686005E-03	2.33118E-04	-4.951029E-04

25

10	0	0	0
11	.0042989	1.709711E-04	-8.926144E-04
12	8.518941E-03	2.317189E-04	-4.886158E-04
13	0	0	0
14	4.251506E-03	5.116354E-05	-9.374651E-04
15	8.439476E-03	6.966954E-05	-5.210827E-04

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	12.2577	-13.5284	-6.8911	-12.2578	-3.9317	-21.8992
2	23.5893	-7.5468	-4.181	-23.5894	-2.1133	-12.1193
3	9.2705	-12.337	-2.0479	-9.2706	-5.1231	-19.594
4	16.9942	-6.7451	-.8455	-16.9943	-2.915	-10.645
5	6.1607	-12.3286	-2.1081	-6.1608	-5.1315	-19.4832
6	11.0943	-6.7889	-1.0596	-11.0944	-2.8712	-10.6937
7	3.1473	-12.2964	-1.8799	-3.1474	-5.1637	-19.5186
8	5.2771	-6.734	-.8172	-5.2772	-2.9261	-10.6066
9	-21.0751	6.703	16.6963	21.075	-6.7031	6.7643
10	-25.127	9.5821	19.7078	25.1269	-9.5822	13.8295
11	-27.1554	9.0096	18.7772	27.1553	-9.0097	12.7566
12	-27.033	8.8306	18.3937	27.0329	-8.8307	12.5135
13	-8.0897	8.4244	17.8306	8.0896	-8.424501	11.6549
14	-7.5467	1.2307	-.1266	7.5466	-1.2308	4.181
15	-8.8584	6.5948	10.1174	8.8583	-6.5949	12.9646
16	-9.7039	5.8999	8.9454	9.7038	-5.9	11.7044
17	-9.6051	5.8172	8.8494	9.605	-5.8173	11.5108
18	-2.9261	5.2771	7.8635	2.926	-5.2772	10.6065

8

MARCO EJE*1 CONDICION DE CARGA*GRAV.MAXIMA

TITULO :MARCO LARGO
 ARCHIVO :VERSA11

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
2	0	8

TIPOS DE CARGAS

TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FDY	MBZ
1	0	-9.45	9.45	0	-9.45	-9.45
2	0	-5.01	5.01	0	-5.01	-5.01

DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	TIPO DE CARGA
1	1
3	1
5	1
7	1
2	2
4	2
6	2
8	2

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	0	0	0
2	-1.675487E-05	9.704513E-05	-2.496366E-04
3	5.938408E-05	1.311047E-04	-1.733174E-04
4	0	0	0
5	-6.531438E-06	1.768653E-04	2.079999E-05
6	2.712033E-05	2.376479E-04	2.045947E-05
7	0	0	0
8	-6.240618E-11	1.838039E-04	5.689567E-12
9	-1.186492E-10	2.47608E-04	-2.839792E-12
10	0	0	0
11	6.531313E-06	1.768651E-04	-2.079989E-05
12	-2.712056E-05	2.376477E-04	-2.045944E-05
13	0	0	0
14	1.675474E-05	9.704512E-05	2.496367E-04
15	-5.938431E-05	1.311046E-04	1.733173E-04

bb

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	-.679	-9.959	7.3845	.6789	-8.9411	-10.438
2	2.1425	-5.3853	3.4981	-2.1426	-4.6348	-5.7498
3	-.4338	-9.4132	9.6019	.4337	-9.4869	-9.381
4	1.801	-4.9759	5.1531	-1.8011	-5.0442	-4.9484
5	-.4338	-9.4869	9.3809	.4337	-9.4132	-9.602
6	1.801	-5.0442	4.9483	-1.8011	-4.9759	-5.1532
7	-.679	-8.9411	10.4379	.6789	-9.959	-7.3846
8	2.1425	-4.6348	5.7497	-2.1426	-5.3853	-3.4982
9	-15.3442	-1.4637	-1.7392	15.3441	1.4636	-3.3837
10	-27.9649	.0963	.1001	27.9648	-.0964	.2371
11	-29.062	-.0001	-.0001	29.0619	0	-.0001
12	-27.9649	-.0964	-.1002	27.9648	.0963	-.2372
13	-15.3442	1.4636	1.7391	15.3441	-1.4637	3.3836
14	-5.3853	-2.1426	-4.0009	5.3852	2.1425	-3.4982
15	-9.610601	.3415	.5988	9.6105	-.3416	.5965
16	-10.0884	-.0001	-.0001	10.0883	0	-.0001
17	-9.610601	-.3416	-.5989	9.6105	.3415	-.5966
18	-5.3853	2.1425	4.0008	5.3852	-2.1426	3.4981

Las condiciones más desfavorables corresponden a la combinación de Carga Gravitacional Instantánea y Sismo:

Para las trabes, el momento máximo se presenta en el miembro 1

$$M \text{ max. + en trabe} = 21.90 \text{ ton-m} * 1.1 = 24.09 \text{ ton-m}$$

Por lo que respecta a las columnas el momento máximo se presenta en el miembro 10:

$$M \text{ max. en columna} = 19.71 \text{ ton-m} * 1.1 = 21.68 \text{ ton-m}$$

Las secciones de los miembros de la estructura deben ser capaces de soportar estas condiciones de carga, lo que se verificará en el Diseño estructural.

En la *Dirección Y* los elementos mecánicos más desfavorables se encuentran en el *Marco D*.

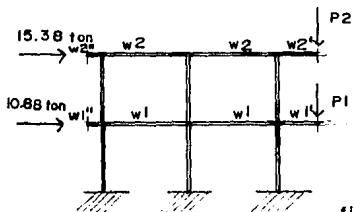


fig. 7.2

MARCO D

Las cargas de diseño son las siguientes:

Cortantes sísmicos:

V2 = 15.38 ton F1 = 15.38 ton

V1 = 26.26 ton F1 = 10.88 ton

Cargas Gravitacionales :

	C.Gravit.Máximas (ton/m)	C.Gravit.Instantáneas (ton/m)
w''2	0.56	0.56
w 2	1.90	1.80
w'2	1.04	1.00
w''1	1.02	0.98
w 1	3.33	3.03
w'1	1.38	1.24
P2	4.98 ton	4.80 ton
P1	6.42 ton	5.88 ton

Se realiza el análisis para las dos condiciones de carga que se habían señalado anteriormente.

Enseguida se presentaran los resultados dados por el programa AMPLAN para los elementos mecánicos del *Marco D*, los mismos que deben ser afectados por un factor de carga correspondiente.

MARCO EJE ABCDE
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

DATOS DE LA ESTRUCTURA

M	N	NJ	NR
14	30	13	9
NSJ	E	ANCHO BANDA	NDE
3	2213594	12	2

COORDENADAS DE NUDO

NUDO	X	Y
1	0	3.5
2	0	7
3	.6	0
4	.6	3.5
5	.6	7
6	5.1	0
7	5.1	3.5
8	5.1	7
9	9.6	0
10	9.6	3.5
11	9.6	7
12	11.6	3.5
13	11.6	7

TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	AREA	IZ	KI	KJ	KIJ
1	.25	.005208	4	4	2
2	.15	.003125	4	4	2

DESIGNACION DE MIEMBROS Y PROPIEDADES

MIEMBRO	JJ	JK	TIPO	L	CX	CY
1	1	4	2	.6	1	0
2	2	5	2	.6	1	0
3	4	7	2	4.5	1	0
4	5	8	2	4.5	1	0
5	7	10	2	4.500001	1	0
6	8	11	2	4.500001	1	0
7	10	12	2	2	1	0
8	11	13	2	2	1	0

501

9	3	4	1	3.5	0	1
10	6	7	1	3.5	0	1
11	9	10	1	3.5	0	1
12	4	5	1	3.5	0	1
13	7	8	1	3.5	0	1
14	10	11	1	3.5	0	1

NUDO	RESTRIC.EN X	RESTRIC.EN Y	RESTRIC.EN Z
3	1	1	1
6	1	1	1
9	1	1	1

SE EMPLEO EL ARCHIVO : VERSA16
 CON EL TITULO : MARCO CORTO

101

MARCO EJE*D CONDICION DE CARGA*SISMO+GRAV.INST.

TITULO :MARCO CORTO
ARCHIVO :VERSA16

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
6	4	8

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
4	10.88	0	0
5	15.38	0	0
12	0	-5.88	0
13	0	-4.8	0

TIPOS DE CARGAS

TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	0	-6.82	5.11	0	-6.82	-5.11
2	0	0	0	0	-5.59	-1.18
3	0	-2.48	2.48	0	0	0
4	0	-4.05	3.04	0	-4.05	-3.04
5	0	0	0	0	-3.4	-1.1
6	0	-2	2	0	0	0

DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	TIPO DE CARGA
1	2
2	5
3	1
4	4
5	1
6	4
7	3
8	6

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	6.02635E-03	1.360917E-03	-2.02004E-03
2	1.320434E-02	1.062916E-03	-1.428149E-03
3	0	0	0
4	6.026351E-03	1.488927E-04	-2.020041E-03

501

5	1.320434E-02	2.060261E-04	-1.428149E-03
6	0	0	0
7	5.937835E-03	1.394987E-04	-1.447398E-03
8	1.304592E-02	1.931145E-04	-8.431639E-04
9	0	0	0
10	5.86267E-03	-4.672967E-05	-2.069012E-03
11	1.302305E-02	-7.057931E-05	-1.723736E-03
12	5.862667E-03	-6.451472E-03	-3.769052E-03
13	1.302305E-02	-5.368435E-03	-3.111525E-03

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	-.0003	.0001	0	.0002	-.5902	-.18
2	0	0	0	0	-.3401	-.1
3	6.5312	-13.9184	-11.7417	-6.5313	.2783	-20.2011
4	11.6891	-8.6936	-8.3073	-11.6892	.5935	-12.5888
5	5.5461	-13.8577	-9.769301	-5.5462	.2176	-21.9004
6	1.6877	-9.071	-6.9036	-1.6878	.9709	-15.6909
7	.0003	3.3999	14.2399	-.0004	-5.88	-.0001
8	.0009	2.7999	11.5999	-.001	-4.8	-.0001
9	-23.542	8.0383	20.7208	23.5419	-8.0384	7.4135
10	-22.0567	10.9862	23.9933	22.0566	-10.9863	14.4584
11	7.3886	7.2337	19.4739	-7.3887	-7.2338	5.844
12	-9.0336	3.6901	4.5081	9.0335	-3.6902	8.4073
13	-8.4774	10.0012	15.5118	8.4774	-10.0013	19.4923
14	3.7709	1.6877	1.8162	-3.771	-1.6878	4.0908

301

TITULO :MARCO CORTO
 ARCHIVO :VERSA16

DATOS DE CARGA

T.D.C.	NLJ	NLM
6	2	8

ACCIONES APLICADAS EN LOS NUDOS

NUDO	ACCION EN X	ACCION EN Y	ACCION EN Z
12	0	-6.42	0
13	0	-4.98	0

TIPOS DE CARGAS

TIPO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	0	-7.49	5.62	0	-7.49	-5.62
2	0	0	0	0	-.61	-.18
3	0	-2.76	2.76	0	0	0
4	0	-4.28	3.21	0	-4.28	-3.21
5	0	0	0	0	-.34	-.1
6	0	-2.08	2.08	0	0	0

DESIGNACION DE CARGAS EN MIEMBROS

MIEMBRO	TIPO DE CARGA
1	2
2	5
3	1
4	4
5	1
6	4
7	3
8	6

DESPLAZAMIENTOS DE NUDO

NUDO	DESPL.EN X	DESPL.EN Y	DESPL.EN Z
1	6.647188E-04	3.451099E-04	-4.155281E-04
2	2.00552E-03	3.619623E-04	-3.832198E-04
3	0	0	0
4	6.647188E-04	9.579296E-05	-4.155281E-04
5	2.00552E-03	1.320104E-04	-3.832199E-04

6	0	0	0
7	6.644813E-04	1.514224E-04	-2.020855E-04
8	2.001029E-03	2.079827E-04	-1.244034E-04
9	0	0	0
10	6.442877E-04	1.506422E-05	-5.101333E-04
11	2.034087E-03	1.43522E-05	-6.898811E-04
12	6.442875E-04	-3.480091E-03	-.0023663
13	2.034086E-03	-3.285183E-03	-2.129711E-03

ACCIONES DE EXTREMO DE MIEMBRO

MIEMBRO	FAX	FAY	MAZ	FBX	FBY	MBZ
1	0	0	0	0	-.6101	-.18
2	0	0	0	0	-.3401	-.1
3	.0175	-8.8066	2.3296	-.0176	-6.1735	-8.2542
4	.1838	-5.3897	.3154	-.1839	-3.1704	-5.3088
5	1.49	-8.8256	3.0885	-1.4901	-6.1545	-9.0986
6	-2.2917	-5.7726	.7209	2.2916	-2.7875	-7.4376
7	0	3.6599	15.5999	-.0001	-6.42	-.0001
8	.0001	2.8999	12.0399	-.0002	-4.98	-.0001
9	-15.1462	-.2016	1.016	15.1461	.2015	-1.7214
10	-23.942	1.0029	2.4207	23.9419	-1.003	1.0894
11	-2.3819	-.8017	.2774	2.3818	.8016	-3.0832
12	-5.7297	-.184	-.4284	5.7296	.1839	-.2155
13	-8.943	2.4754	4.0761	8.9429	-2.4755	4.5878
14	.1125	-2.2917	-3.4183	-.1126	2.2916	-4.6024

201

Las condiciones más desfavorables corresponden a la combinación de Carga Gravitacional Instantánea y Sismo:

Para las trabes, el momento máximo se presenta en el miembro 5

$$M \text{ max. + en trabe} = 21.91 \text{ ton-m} * 1.1 = \mathbf{24.10 \text{ ton-m}}$$

Por lo que respecta a las columnas el momento máximo se presenta en el miembro 10:

$$M \text{ max. en columna} = 23.99 \text{ ton-m} * 1.1 = \mathbf{26.39 \text{ ton-m}}$$

La columna que se encuentra sometida a un esfuerzo mayor en toda la estructura es la que corresponde al cruce del *Marco 2* y el *Marco E*. El *Marco 2* le proporciona un momento de 15.46 ton-m y el *Marco E* uno de 26.68 ton-m aún sin afectar por su factor de carga.

La secciones de los miembros de la estructura deben ser capaces de soportar estas condiciones de carga, lo que se verificará en el Diseño estructural.

CAPITULO 8

Análisis Sísmico por Computadora

211

En este capítulo se realiza un análisis sísmico mediante un método numérico que determina cuales son las fuerzas de diseño por sismo en estructuras tridimensionales (32).

Este método de análisis involucra en un solo proceso la solución por cargas verticales y por fuerzas laterales. Consta de dos partes, en la primera se obtienen las rigideces a partir de las propiedades geométricas de la estructura, lo cual es posible condensando las matrices de rigidez de cada marco componente y ensamblándolas en una matriz general, y en la segunda se trata de la solución de un problema de valores característicos teniendo como datos los resultados de la primera parte.

El programa que desarrolla el método numérico, llamado **CADSE** está constituido por una serie de módulos independientes que se desarrollaran de la siguiente manera:

- 1) Definición del mapa de la estructura.
- 2) Captura o lectura de datos básicos para cada marco.
- 3) Cálculo aproximado de rigideces y análisis estático.
- 4) Condensación estática de cada marco.
- 5) Ensamble de las matrices condensadas y análisis dinámico.
- 6) Efectos de la torsión.

En este capítulo se incluyen algunos de los resultados arrojados por el programa para compararlos con resultados de capítulos anteriores y verificar la aproximación de los cálculos realizados. En particular la aproximación que tienen todos los resultados del análisis sísmico dinámico proporcionados por el programa y las fuerzas de diseño definitivas calculadas.

En primer lugar después de introducir los datos de cada marco, se realiza un *Análisis Sísmico Estático*.

Para este análisis se ocupan dos programas:

1) Programa WILBUR

Contando con las características de trabes y columnas de toda la estructura, da como resultado la rigidez de entrepiso, que es necesario conocer para calcular aproximadamente los desplazamientos que sufre la estructura.

2) Programa METEST

Realiza el cálculo del cortante sísmico por el método estático.

Estos programas nos proporcionan los siguientes resultados:

```
-----  
IOIS/jam  Fuerzas Sísmicas Estáticas (Método Simplificado)  FSI86  
-----  
Proyecto :  TESIS                      Archivo  :  E.FSI  
Cliente  :  JORGE PERALTA              Fecha    :  16/NO/91  
Obra    :  EJEMPLO TESIS               Revisión :  01
```

Determinación de fuerzas estáticas equivalentes para análisis dinámico de estructuras de edificios.

Se utiliza el método estático propuesto por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, según el Artículo No. 240, Inciso I. (Versión 1987)

```
Número de niveles..... 2  
Coeficiente sísmico sin reducir..... .600  
Factor de ductilidad utilizado..... 3.000  
Coeficiente sísmico reducido por ductilidad. .200
```

```
-----  
NIVEL      MASA      PESO      ALTURA     FUERZA      CORTANTE  
-----  
2          26.340    258.400   7.000      73.232      73.232  
1          37.686    369.700   3.500      52.388      125.620  
-----  
                64.027    628.100                125.620
```

Cálculo del desplazamiento lateral en base a la rigidez aproxim.

```
{  ----Fuerza----  ----Rigidez----  ----Despl.----  
X  N01    52.38800    27,619.50    .1364471E-01  
X  N02    73.23200    16,578.96    .2689620E-01  
  
Y  N01    52.38800    23,656.25    .2655111E-01  
Y  N02    73.23200    12,608.50    .5559186E-01
```


Tipo Dir.	Niv.	Fuerza	Rig. Entrepiso	Desplaz. Prom.
1 X	1	52.38800	27,619.50	.1364471E-01
1 X	2	73.23200	16,578.96	.2689620E-01
1 Y	1	52.38800	23,656.25	.2655111E-01
1 Y	2	73.23200	12,608.50	.5559186E-01

Parámetros para Análisis Dinámico Espectral Modal:

Acelerac. gravedad (g) .. 9.810
 Coeficiente sísmico (c) .. .600
 Factor amplific. (Fa) .. 1.000
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .150
 Período caract. 1 (T1) .. .600
 Período caract. 2 (T2) .. 3.900
 Exponente ord. spec.(r) .. 1.000

Solución al Eigenproblema. Sismo en dirección X.

Modo : 1 W (Rad) T (seg) F (Hz)
 17.576 .35749 2.7973

Forma : .84739E-01 .16641

Modo : 2 W (Rad) T (seg) F (Hz)
 38.644 .16259 6.1503

Forma : .13912 -.10136

Solución al Eigenproblema. Sismo en Dirección Y.

Modo : 1 W (Rad) T (seg) F (Hz)
 15.903 .39509 2.5311

Forma : .80039E-01 .16970

Modo : 2 W (Rad) T (seg) F (Hz)
 34.468 .18229 5.4858

Forma : .14188 -.95738E-01

Resultados del Análisis Espectral Modal:

Coefficientes de Participación Modal:

Modo	X	Y
1	7.5766	7.4863
2	2.5731	2.8250

Nivel	Coordenadas Centro de Rigidez	Excentricidad Calculada		
	X(C.R.)	Y(C.R.)	ESX	ESY
2	12.0000	4.5000	.95367E-06	.58000
1	12.0000	4.5000	.95367E-06	.48000

Despl.laterales generados por Fuerzas Dinámicas (Afectados por Q)

Nivel	Dx	Rel*Qx	DY	Rel*Qy	D Perm.	
2	.9698E-02	.1436E-01	.1216E-01	.1937E-01	.2800E01	Perm.
1	.4912E-02	.1474E-01	.5709E-02	.1713E-01	.2800E01	Perm.

Marco 1-X 01 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTX	FXTY	Fuerza Diseño
2	24.41	20.34	3.5396	4.2929	25.17
1	17.46	14.44	1.5501	2.1755	16.64

Marco 2-X 02 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTX	FXTY	Fuerza Diseño
2	24.41	20.34	.00000	.00000	20.34
1	17.46	14.44	.00000	.00000	14.44

Marco 3-X 03 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTX	FXTY	Fuerza Diseño
2	24.41	20.34	1.0113	4.2929	22.64
1	17.46	14.44	.82965	1.0113	15.92

Marco 1-Y		0A	Fuerzas de entrepiso		
Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTY	FXTX	Fuerza Diseño
2	14.65	12.52	5.2237	4.4184	18.12
1	10.48	8.26	3.6407	1.2492	12.28
Marco 2-Y		0B	Fuerzas de entrepiso		
Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTY	FXTX	Fuerza Diseño
2	14.65	12.52	2.6118	.63120	15.32
1	10.48	8.26	1.8204	.62459	10.27
Marco 3-Y		0C	Fuerzas de entrepiso		
Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTY	FXTX	Fuerza Diseño
2	14.65	12.52	.41514E-01	.35114E-01	12.52
1	10.48	8.26	.28934E-01	.20070E-01	8.26
Marco 4-Y		0D	Fuerzas de entrepiso		
Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTY	FXTX	Fuerza Diseño
2	14.65	12.52	2.6119	2.2092	15.80
1	10.48	8.26	1.8204	1.2627	10.46
Marco 5-Y		0E	Fuerzas de entrepiso		
Nivel	Análisis Estático	Análisis Dinámico	FXTY	FXTX	Fuerza Diseño
2	14.65	12.52	5.2237	4.4148	19.07
1	10.48	8.26	3.6407	2.5254	12.66

La frecuencia y el periodo de cada modo de vibración, así como también las fuerzas sísmicas son los resultados más significativos del Análisis Sísmico Dinámico, por lo que se van a comparar los resultados proporcionados por el programa y los obtenidos durante el proceso de diseño, para determinar la exactitud de los cálculos.

DIRECCION X

Modo	frecuencias $w(\text{seg}^{-1})$		Periodo		Dif. (%)
	w programa	w calculada	T programa	T calculada	
1	17.576	17.281	0.35749	0.36359	1.71
2	38.644	38.673	0.16259	0.16247	0.08

DIRECCION Y

Modo	frecuencias $w(\text{seg}^{-1})$		Periodo		Dif. (%)
	w programa	w calculada	T programa	T calculada	
1	15.903	15.425	0.39509	0.40733	3.10
2	34.468	33.872	0.16259	0.18550	1.76

Comparando los resultados del programa con las fuerzas de diseño obtenidas en el Capítulo 6 queda lo siguiente:

NIVEL 2

Marco	Efectos Sísmicos (ton)			Diferencia (%)
	Vtot.prog.	Vtot.prog.	Vtot.calculada	
1	25.17	25.17	24.82	- 1.41
2	20.34	20.34	20.91	+ 2.80
3	22.64	22.64	22.77	+ 0.57
A	18.12	18.12	17.21	- 5.29
B	15.32	15.32	15.02	- 2.00
C	12.52	12.52	12.83	+ 2.48
D	15.80	15.80	15.38	- 2.73
E	19.07	19.07	17.93	- 6.35

NIVEL 1

Marco	Efectos Sísmicos (ton)			Diferencia (%)
	Ftot.prog.	Vtot.prog.	Vtot.calculada	
1	25.17	41.81	42.55	+ 1.78
2	20.34	34.78	36.70	+ 5.52
3	22.64	38.56	39.84	+ 3.32
A	18.12	30.40	29.59	- 2.74
B	15.32	25.59	25.72	+ 0.51
C	12.52	20.78	21.85	+ 5.15
D	15.80	26.26	26.26	0
E	19.07	31.73	30.67	- 3.46

Los resultados obtenidos del proceso de cálculo tienen una aproximación aceptable comparados con los resultados que proporciona el programa.

CAPITULO 9

Diseño Estructural

En este capítulo se pretende revisar si las secciones supuestas de los elementos estructurales resisten bajo condiciones de seguridad y eficiencia los efectos de los elementos mecánicos, así como también determinar las cantidades de acero de refuerzo necesarias para cada sección.

El dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y sus conexiones, es uno de los aspectos fundamentales del diseño de estructuras resistentes a sismo para lograr que la estructura se comporte en forma congruente como se ha supuesto en el análisis.

En este ejemplo se utiliza el *método de estado límite (diseño por resistencia última)* (33).

En primer lugar es necesario considerar cuales son los efectos máximos a que esta sometido la estructura y tomar en cuenta que dependiendo de la condición de carga de que se trate se afectan por su correspondiente factor de carga, como lo señalan los artículos 188 y 194 del RCDF.

Si los elementos mecánicos que resisten los miembros de la estructura son mayores que los elementos actuantes afectados por su factor de carga, las secciones supuestas para el análisis resultarán adecuadas; pero si ésto no ocurre se deberán incrementar las dimensiones de los elementos estructurales hasta que su resistencia supere los efectos actuantes. Si las dimensiones se incrementan en más de 10% sería necesario repetir todo el proceso de diseño ya que la estructura no se comportaría como se supuso en el análisis y sus condiciones de carga y rigidez cambiarían por completo.

Carga Gravitacional Máxima

El programa de análisis estructural proporciona los momentos en los extremos de la barra, pero también es necesario conocer el momento máximo positivo dentro de la barra para poder tenerlo en cuenta en el momento de proponer la cantidad de acero de refuerzo.

Mediante las siguientes fórmulas (34), se pueden calcular el momento máximo positivo en la zona central de la barra, así como también su localización y sus puntos de inflexión.

$$R1 = V1 = \frac{w\ell}{2} + \frac{M1-M2}{\lambda}$$

$$R2 = V2 = \frac{w\ell}{2} - \frac{M1-M2}{\lambda}$$

$$Mx = \frac{w\lambda}{2} (\ell - x) + \left(\frac{M1-M2}{\lambda} \right) x - M1$$

$$M3 = \frac{w\ell^2}{8} - \frac{M1+M2}{2} + \frac{(M1-M2)^2}{2w\lambda^2}$$

$$x = \frac{\ell}{2} + \frac{M1-M2}{w\lambda}$$

$$b = \sqrt{\frac{\ell^2}{4} - \left(\frac{M1+M2}{w} \right) + \left(\frac{M1-M2}{w} \right)^2}$$

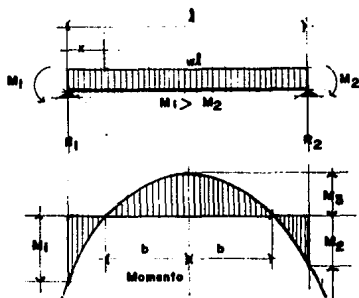


fig.9.1

En primer lugar se revisará la resistencia de las vigas en los marcos de la dirección X. Como ya se observó en el análisis estructural las condiciones de diseño máximas se localizan en el marco 1 en las vigas del 1er. nivel.

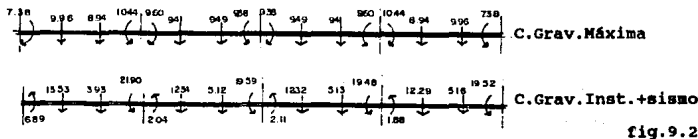
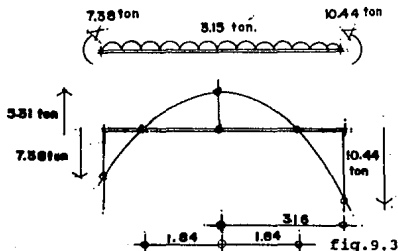


fig.9.2

Cargas Gravitacionales Maximas



$$M1 = 10.44 \text{ ton-m}$$

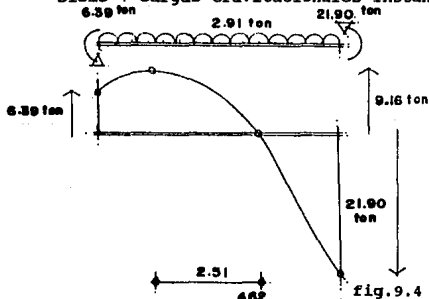
$$M2 = 7.38 \text{ ton-m}$$

$$M_{\max} = + \frac{3.15 (6.0)^2}{8} - \frac{7.38+10.44}{2} \cdot \frac{6.0}{2} + \frac{(10.44-7.38)^2}{2(3.15)(6.0)^2} = 5.31 \text{ ton-m}$$

$$x = \frac{6}{2} + \frac{10.44-7.38}{3.15(6.0)} = 3.16 \text{ m}$$

$$b = \frac{(6.0)^2}{4} - \frac{10.44+7.38}{3.15} \cdot \frac{6.0}{2} + \left(\frac{10.44-7.38}{3.15(6.0)} \right)^2 = 1.84 \text{ m}$$

Sismo + Cargas Gravitacionales Instantáneas



$$M1 = 21.90 \text{ ton-m}$$

$$M2 = -6.39 \text{ ton-m}$$

$$M_{\max} = + \frac{2.91 (6.0)^2}{8} - \frac{21.90-6.39}{2} \cdot \frac{6.0}{2} + \frac{(21.90+6.39)^2}{2(2.91)(6.0)^2} = 9.16 \text{ ton-m}$$

$$x = \frac{6}{2} + \frac{21.90+6.39}{2.91(6.0)} = 4.62 \text{ m}$$

$$b = \frac{(6.0)^2}{4} - \frac{21.90-6.39}{2.91} \cdot \frac{6.0}{2} + \left(\frac{21.90+6.39}{2.91(6.0)} \right)^2 = 2.51 \text{ m}$$

Constantes de Diseño

sección supuesta en el análisis : $b = 30 \text{ cm}$, $h = 60 \text{ cm}$.

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 0.80 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^{**}c = 0.85 f^*c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'c}}{f_y} = \frac{0.7 \sqrt{250}}{4200} = 0.003$$

$$\rho_b = \frac{4800}{f_y + 600} * \frac{f^{**}c}{f_y} = \frac{4800}{4200 + 6000} * \frac{170}{4200} = 0.0190$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 (0.0190) = 0.0143$$

$$\rho_{\max}^* = \rho_{\max} \frac{f_y}{f^{**}c} = 0.0143 \frac{4200}{170} = 0.3521$$

Revisión del Momento Resistente

$$M_{\max} = -21.90 \text{ ton.m (sismo+C.G.inst.)} \quad M_{\text{dis}} = 1.1 * 21.90 = -24.09 \text{ ton.m}$$

$$M_R = F_R b d^2 f^{**}c q (1 - 0.5q) \quad F_R = 0.9 \quad (\text{inciso 1.6 NTCDEC})$$

$$M_R = 0.9 (30) (55)_2 (170) (0.3521) (1 - 0.5 * 0.3521) = 4'028,244 \text{ kg-cm} \\ = 40.28 \text{ ton-m}$$

$$M_{\text{RESISTENTE}} = 40.28 \text{ ton-m} > M_{\text{dis}}$$

Refuerzo Longitudinal

a) Momento - en apoyos

$$M = -21.90 \text{ ton-m (sismo+C.G.inst.)} \quad M_{\text{dis}} = -21.90 * 1.1 = -24.09 \text{ ton-m}$$

$$M = -24.09 \text{ ton-m} = 2'409,000 \text{ kg-cm}$$

La cantidad de acero se puede calcular de la siguiente manera:

$$\text{usando la fórmula } A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j' d} \quad (35)$$

donde :

M_u = Momento de diseño

ϕ = Factor de reducción por resistencia = 0.9 (1.6 NTCDS)

j' = coeficiente de fuerzas internas = 0.9

d = peralte efectivo de la sección

$$A_s = \frac{2'409,000}{0.9 * 4200 * 0.9 * 55} = 12.87 \text{ cm}^2 \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{12.87}{30 * 55} = 0.0078$$

o bien usar ayudas de diseño, como son las tablas de porcentajes de refuerzo para secciones rectangulares (Apéndice 3) (36).

En estas tablas se entra con M_R/bd^2 y se obtiene ρ en %.

$$M_R = \frac{2'409,000}{30(55)} = 26.55 \quad \text{para este valor } \rho = 0.0080$$

$$A_s = \rho bd = 0.0080 * 30 * 55 = 13.2 \text{ cm}^2$$

Se proponen 3 var. del No.8 = 15.21 cm²

a) Momento máximo +

$$M = 9.16 \text{ ton-m (sismo+C.G.inst.) } M_{dis} = 9.16 * 1.1 = 10.076 \text{ ton-m}$$

$$M = 10.076 \text{ ton-m} = 1'007,600 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 5.39 \text{ cm}^2 \quad \rho = 0.0033$$

Se proponen 2 var. No.6 = 5.70 cm²

Refuerzo Transversal

$$V_u = 9.96 \text{ ton} = 9,960 \text{ kg}$$

$$\text{Para } M_{dis} + = 10.076 \text{ ton-m} \quad \rho = 0.0033$$

La siguiente expresión sirve para calcular el cortante que resiste la sección de concreto:

$$\text{Si } < 0.01 \quad V_{CR} = F_R bd (0.2 + 30\rho) \sqrt{f^*c} \quad (37)$$

$$\text{donde: } \begin{aligned} F_R &= \text{Factor de resistencia} = 0.8 \\ \rho &= \text{cantidad de acero en tensión} \\ f^*c &= 0.8 f'c \end{aligned} \quad (38)$$

$$V_{CR} = 0.8 * 30 * 55 (0.2 + 30 * 0.0033) \sqrt{200} = 5,582 \text{ kg}$$

$$V_{CR} > V_u = 9,960 \text{ kg}$$

Como el cortante máximo que resiste la sección es menor al actuante es necesario colocar refuerzo transversal que tome ese esfuerzo. Se propone varilla de 5/16 " de σ (0.79cm)

La sección 2.1.5. IV de las NTCDEC señala que la separación mínima se puede obtener de la siguiente manera:

$$\text{Se compara } V_u \text{ con } 1.5 F_R bd \sqrt{f^*c}$$

$$1.5 F_R bd \sqrt{f^*c} = 1.5 * 0.8 * 30 * 55 \sqrt{200} = 28,001 \text{ kg}$$

Si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que la expresión anteriormente señalada entonces la separación de los estribos verticales no deberá ser mayor que 0.5 d.

Por lo tanto si $V_u < 28,001$ kg entonces $s = 0.5(55) = 27.5$ cm

En los apoyos y a lo largo de una distancia de 2d, la separación no debe exceder de la menor de las siguientes expresiones:

$$0.25 d = 0.25 (55) = 13.75 \text{ cm} \quad **$$

$$8 \text{ o barra longit. menor} = 8 (1.91) = 15.28 \text{ cm}$$

$$24 \text{ o barra estribo} = 24 (0.79) = 18.96 \text{ cm}$$

$$30 \text{ cm} = \quad = 30.00 \text{ cm}$$

$$2 d = 2 * 55 \text{ cm} = 1.10 \text{ m}$$

El primer estribo se colocará a no más de 5 cm de la cara del miembro de apoyo y durante 1.10 m la separación máxima entre ellos no será mayor de 13.75 cm.

De acuerdo con las secciones 2.1.5. y 5.2.3 de las NTCDEC la separación del refuerzo por tensión diagonal será la siguiente:

$$s = \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{V_u - V_{CR}} (\sin \theta + \cos \theta) < \frac{F_R \cdot A_v \cdot f_y}{3.5 b}$$

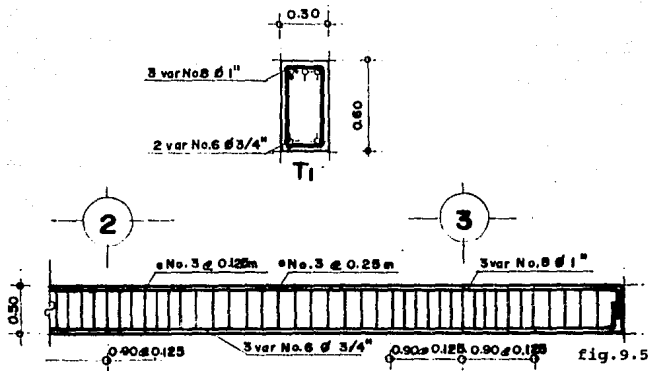
- donde:
- s = Separación en cm del refuerzo
 - F_R = Factor de resistencia
 - A_v = Area transversal del refuerzo
 - d = Peralte efectivo
 - V_u = cortante de diseño
 - V_{CR} = cortante resistente por el concreto

Si se proponen varillas del No.2.5 (5/16") $A_v = 2 * 0.49 = 0.98 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0.8 * 0.98 * 4,200 * 55}{9,960 - 5,582} < \frac{0.8 * 0.98 * 4,200}{3.5(30)}$$

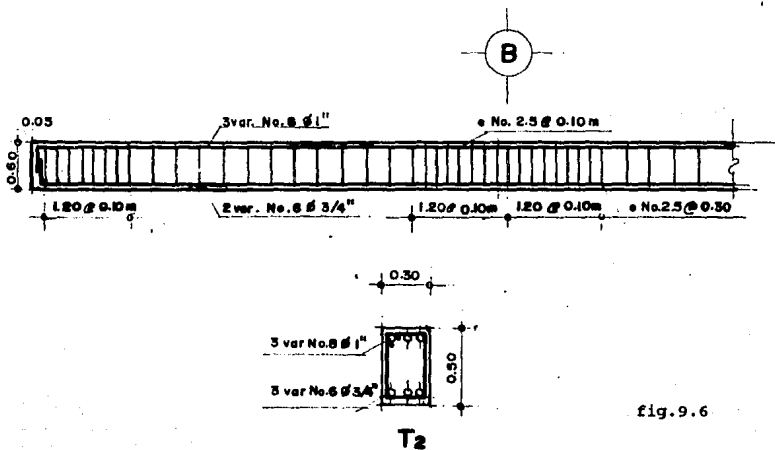
$$s = 41.37 \text{ cm} < 31.36 \text{ cm}$$

Por lo tanto se proponen varillas del No.2.5 con una separación de 25 cm y de 12.5cm a lo largo de 1.20 m.



De la misma manera se revisa la sección y se calcula el armado para la trabe correspondiente al 1er. nivel del marco D.

La sección propuesta es la siguiente:



Por lo que respecta a las columnas, la que se encuentra sometida a los efectos más desfavorables es la que está localizada en el cruce del marco 1 con el marco D en el primer entrespacio.

A partir del Análisis Estructural del Capítulo 7 se pueden obtener los elementos mecánicos a que está sometido este elemento. En el marco 1 corresponde al miembro No.12 y en el marco D al No.9.

Como se trata de un problema de flexión biaxial se debe tomar en cuenta el efecto total del sismo que actúa en la dirección principal, más el 30% del efecto que pueda actuar en la otra dirección (39).

De ahí se puede observar que la carga axial a que está sometida esta columna es la suma del FX (cortante en X) que corresponde a la dirección X (marco largo) y el 30% de la que corresponde a la dirección Y. Por lo tanto:

$$P_t = (0.3 P_x) + P_y = (0.3 * 27.03) + 23.54 = 31.65 \text{ ton}$$

Esta carga axial debe ser afectada por su factor de carga $F_c=1.1$ por que se trata de una combinación de sismo y carga gravitacional instantánea. $P = 1.1 * 31.65 = 34.82 \text{ ton}$

Por medio de la fórmula de Bresler (40) se puede calcular cual es la carga máxima que resiste la columna:

$$P_R = \frac{1}{(1/P_X) + (1/P_Y) - (1/P_o)}$$

donde: P_R = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .
 P_o = carga axial resistente de diseño suponiendo $e_x = e_y = 0$.
 P_X = carga normal de diseño aplicada con la excentricidad e_x .
 P_Y = carga normal de diseño aplicada con la excentricidad e_y .

Se supone $\rho = 0.015$

$$A_s = \rho bh = 0.015 * 50 * 50 = 37.5 \text{ cm}^2$$

$$A_c = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c} = 0.015 \frac{(4,200)}{170} = 0.73$$

Cálculo de P_o

$$P_o = F_R (A_c f'_c + A_s f_y)$$

$$P_o = 0.8 [(2500 - 37.5) * 170 + (37.5 * 4,200)]$$

$$P_o = 460,900 \text{ kg}$$

Cálculo de P_x

Se supone $d/h = 0.9$

$$\frac{e_x}{x} = \frac{0.3 * 18.39}{34.82} = 0.158 \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{15.8}{50} = 0.32$$

De ahí se pasa a las tablas de ayuda (Apéndice 3):

$$K_x = 0.80$$

$$P_x = K_x F_R bh f'_c = 0.80 * 0.80 * 50 * 50 * 170 = 272,000 \text{ kg}$$

Cálculo de P_y

$d/h = 0.9$

$$\frac{e_y}{y} = \frac{20.72}{34.82} = 0.595 \quad \frac{e_y}{h_y} = \frac{59.5}{50} = 1.19$$

$$K_y = 0.17$$

$$P_y = K_y F_R bh f'_c = 0.17 * 0.80 * 50 * 50 * 170 = 57,800 \text{ kg}$$

Cálculo de P_R

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{272,000} + \frac{1}{57,800} - \frac{1}{460,900}} = 53,169 \text{ kg}$$

$$53.17 \text{ ton} > 34.82 \text{ ton}$$

Por lo tanto la sección y el armado propuesto son adecuados.

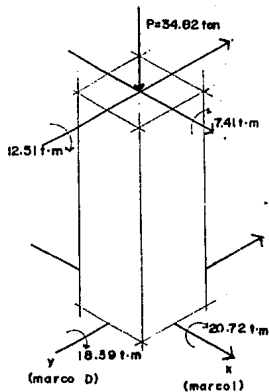


fig.9.7

$A_s = 37.5 \text{ cm}^2$ y para cubrir ésta área se proponen:

$$\begin{aligned} 4 \text{ var. No.8} &= 20.28 \text{ cm}^2 \\ 6 \text{ var. No.6} &= \frac{22.80 \text{ cm}^2}{43.08 \text{ cm}^2} \end{aligned}$$

Se proponen estribos del No. 2.5 O 5/16 " (0.79 cm)

La separación de los estribos no excederá (41):

- a) $\frac{850 \text{ O var. long.}}{f_y} = \frac{850 * 1.9}{400} = 25 \text{ cm}$
- b) $40 \text{ O var. estribo} = 40 * 0.79 = 31 \text{ cm}$
- c) $\text{menor dimensión}/2 = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$

Cerca de los apoyos la separación de los estribos se reduce a la mitad en una longitud mayor a las siguientes distancias (42):

- a) Longitud no menor que la dimensión máxima = 50 cm
- b) $(1/6)*h = (1/6)*350 = 58 \text{ cm}$
- c) 60 cm

COLUMNA TIPO

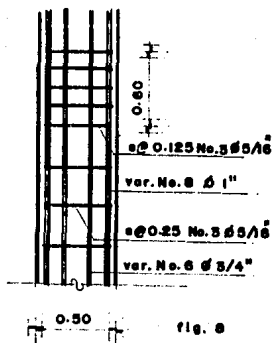
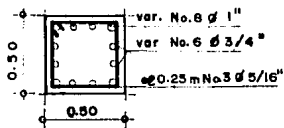


fig. 8

CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Después de describir paso a paso el proceso de diseño sísmico de un edificio se puede llegar a la conclusión de que la secuencia de cálculo adecuada es la siguiente :

- Estructuración y Predimensionamiento
- Análisis de Cargas
- Distribución de la carga gravitacional en los elementos estructurales
- Análisis Sísmico
- Análisis Estructural
- Diseño Estructural
- Recomendaciones constructivas

La estructuración elegida y el predimensionamiento son tal vez la parte mas creativa y mas importante de todo el proceso de diseño, ya que un error en esta etapa significaría partir de datos erróneos que por más refinado que sea el cálculo posterior, sería imposible detectar y corregir.

Dependiendo de la importancia y magnitud de la estructura a diseñar y si los fines son de diseño preliminar o diseño definitivo, se puede optar por un análisis sísmico estático o un análisis sísmico dinámico.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo establecen que se puede realizar con fines de diseño definitivo un análisis sísmico estático, cuando la estructura tiene una altura menor a 60 m, ya que no siempre se justifica un análisis dinámico cuando la estructura no es de cierta importancia. Para edificios pequeños los resultados obtenidos en un análisis sísmico estático están generalmente del lado de la seguridad.

Es muy importante la evaluación del factor de comportamiento sísmico ya que influye de manera determinante en el cálculo de las fuerzas sísmicas de diseño de donde parte todo el análisis estructural.

En la mayoría de los casos, los procedimientos de análisis para el diseño de las estructuras es muy laborioso, lo que hace necesario el uso de programas de computadora. En este trabajo gran parte de los cálculos se realizaron a mano para mostrar en forma detallada la secuencia del proceso de diseño.

Aquí se destaca la importancia del Análisis sísmico estático y del Análisis estructural aproximado ya que de una manera sencilla, rápida y con una aproximación aceptable permite evaluar si los resultados obtenidos de un análisis estructural por computadora corresponden a la realidad o se ha cometido algún error en la introducción de datos o en alguna consideración.

Por último es de vital importancia que las condiciones que se toman en cuenta en el diseño de la estructura sean en verdad con las que va a ser construida, ya que de otro modo de nada servirá un estudio a fondo del comportamiento de un edificio, si en la realidad su construcción y por ende su comportamiento serán completamente diferentes a los proyectados. Por eso es responsabilidad del proyectista indicar de una forma clara todo lo necesario en los planos estructurales para que el constructor no tenga dudas y es responsabilidad del constructor apegarse con criterio a lo que el proyectista ha calculado.

APENDICE 1

123

ANÁLISIS DE CARGAS CONSIDERANDO LOSA ENCASIONADA

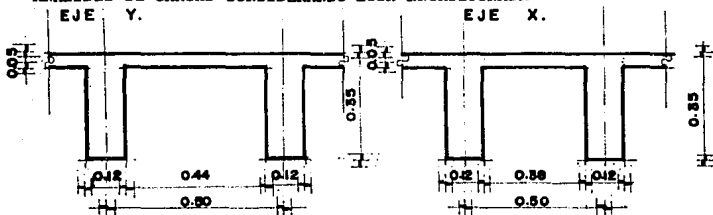


fig. A.

$$\text{Número de casetones / m}^2 = \frac{(100)^2}{50 * 56} = 3.57 \text{ casetones/m}^2$$

$$\text{Vol. total de losa/m}^2 = 1.0\text{m} * 1.0\text{m} * 0.35\text{m} = 0.35 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ incluyendo casetones}$$

$$\text{Vol. de cada casetón} = 0.38\text{m} * 0.44\text{m} * 0.30\text{m} = 0.050 \text{ m}^3/\text{casetón}$$

$$\text{Vol. total de casetones/m}^2 \text{ de losa} = 0.050 \text{ m}^3 * 3.57 \text{ casetones} = 0.179 \text{ m}^3/\text{m}^2 \text{ losa}$$

$$\text{Vol. de concreto} = 0.35 \text{ m}^3 - 0.179 \text{ m}^3 = 0.171 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Peso de la losa / m}^2 = 0.171 \text{ m}^3/\text{m}^2 * 2,400 \text{ kg/m}^3 = 411 \text{ kg/m}^2$$

Losa de Azotea

Carga Muerta

Losa	= 411 kg/m ²
Firme	= 100 kg/m ²
Yeso y plafón	= 25 kg/m ²
Carga Adicional	= 40 kg/m ²

Carga Viva

C.V. máxima	= 100 kg/m ²
C:V. instant.	= 70 kg/m ²

$$W \text{ total para sismo} = 646 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ total sin sismo} = 676 \text{ kg/m}^2$$

La carga adicional es de acuerdo al art.197 del RCDF.

Las Cargas Vivas son obtenidas de del Capítulo 5 del RCDF.

Losa de Entrepiso

Carga Muerta

Losa	= 411 kg/m ²
Firme	= 100 kg/m ²
Yeso y plafón	= 25 kg/m ²
Carga Adicional	= 40 kg/m ²

Carga Viva

C.V. máxima	= 350 kg/m ²
C.V. instant.	= 250 kg/m ²

$$W \text{ total para sismo} = 826 \text{ kg/m}^2$$

$$W \text{ total sin sismo} = 926 \text{ kg/m}^2$$

Si se opta por proponer como solución una losa plana aligerada se deben tomar en cuenta los requerimientos para :

- 1) Losa encasetonadas .- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Sección 4.3.6.
- 2) Losas planas .- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Sección 6.

Después del análisis de Cargas el proceso de cálculo es el mismo que para losas macizas como es el caso del ejemplo práctico que se está desarrollando.

En las Normas Técnicas para Diseño por Sismo sección 5, señala que para losas planas el factor de comportamiento sísmico (Q) debe ser igual a 3.

APPENDICE 2

ANÁLISIS ESTÁTICO ESTIMANDO EL PERÍODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION

Considerar el período fundamental de vibración del terreno en el análisis sísmico, permite reducir en ciertos casos las fuerzas sísmicas de diseño.

Cuando el período fundamental del edificio (T) se encuentra fuera de los límites del espectro de diseño, se permite hacer una reducción a las fuerzas sísmicas.

Esto se debe a que es poco probable que el período fundamental del edificio coincida con el del terreno y así sufra el fenómeno de resonancia tan desfavorable para las estructuras.

En la sección 8, Análisis Estático, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo señala que el período fundamental de la estructura se puede calcular de la siguiente manera:

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum F_i X_i}}$$

donde :

W_i = Peso del entrepiso

F_i = Fuerzas sísmicas sin reducción

X_i = Desplazamientos de Entrepiso

entrepiso	W_i (kg)	V_i (kg)	F_i (kg)
2	235,972	73,239	73,239
1	341,022	125,620	52,381

Entrep.	V_i (kg)	RX_i (kg/cm)	RY_i (kg/cm)	x_i	DESPLAZAMIENTOS (cm)		
					X_i	y_i	Y_i
2	73,239	172,344.98	126,956.61	1.275	2.740	1.731	3.496
1	125,620	257,244.46	213,450.74	1.465	1.465	1.766	1.766

V_i, R_x, R_y y los desplazamientos para cada nivel fueron calculados en el Análisis Estático (capítulo 2)

Sentido X

$$T_x = 6.3 \sqrt{\frac{235,972 (2,740)^2 + 341,022 (1,465)^2}{981 [73,239(2,740) + 52,381(1,465)]}} = 0.604$$

Se obtiene de la sección 3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo los límites del espectro de diseño para construcciones ubicadas en la zona III:

$$T_a = 0.6 \quad T_b = 3.9 \quad r = 1$$

$$c = 0.6 \quad (\text{Art. 206 RCDF})$$

$$\text{Si } T_x < T_a \quad a = (1 + 3T/T_a) c/4$$

$$a = [1 + (3 \cdot 0.604/0.6)] 0.6/4 = 0.6032$$

$$Q'x = 1 + (T/T_a) (Q-1) =$$

$$Q'x = 1 + (0.604/0.6) (3-1) = 3.01$$

$$C_{s_r} = \frac{a}{Q'} = \frac{0.6032}{3.01} = 0.20$$

En esta dirección (X), se puede observar que el C_s reducido no presenta una reducción real con respecto al C_s calculado en el capítulo 2, por lo tanto no se reducen las fuerzas sísmicas.

Es de esperar que estructuras muy rígidas (periodos fundamentales cortos) difícilmente puedan desarrollar ductilidades que permitan reducir los cortantes sísmicos de diseño.

Sentido Y

$$T_x = 6.3 \sqrt{\frac{235,972 (3,496)^2 + 341,022 (1,766)^2}{981 [73,239(3,496) + 52,381(1,766)]}} = 0.6769$$

$$T_a = 0.6 \quad T_b = 3.9 \quad r = 1 \quad c = 0.6$$

$$\text{Si } T_y < T_a \quad a = [1 + (3 \cdot 0.6769/0.6)] 0.6/4 = 0.6577$$

$$Q'y = 1 + (0.6769/0.6) (3-1) = 3.2564$$

$$C_{s_r} = \frac{a}{Q'} = \frac{0.6577}{3.2564} = 0.20$$

C_{s_r} no es menor a C_s , por lo tanto no hay reducción por ductilidad.

Cuando el Análisis Sísmico Estático es el análisis definitivo, suele recurrirse a esta revisión para ver si es posible alguna reducción por ductilidad en los cortantes sísmicos.

APENDICE 3
(Referencia 36)

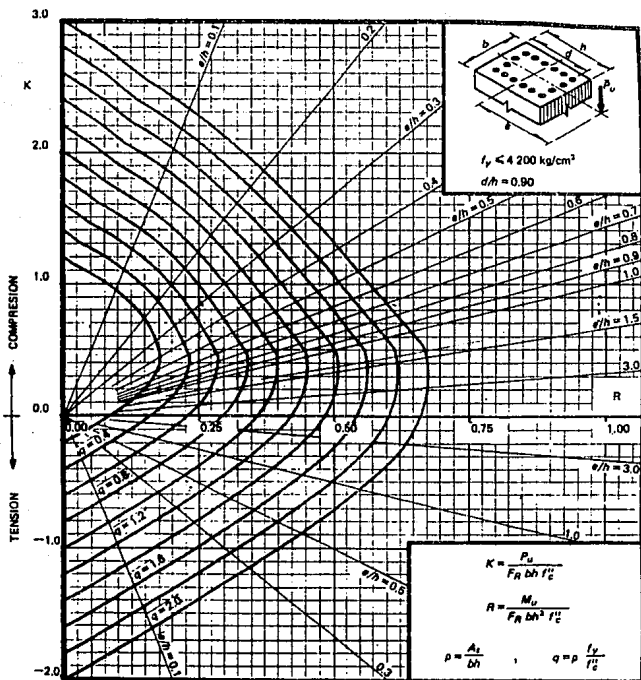
em

PORCENTAJES DE REFUERZO PARA SECCIONES RECTANGULARES

(Continuación)

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$		$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$		$\rho_b = 1.904\%$	
ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2	ρ	M_u/bd^2
(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)	(0/0)	(kg/cm ²)
.1000	3.733	.5459	19.24	.9919	32.90
.1093	4.075	.5552	19.54	1.001	33.16
.1185	4.417	.5645	19.85	1.010	33.42
.1278	4.757	.5738	20.15	1.019	33.69
.1371	5.097	.5831	20.45	1.029	33.95
.1464	5.436	.5924	20.75	1.038	34.21
.1557	5.774	.6017	21.05	1.047	34.47
.1650	6.111	.6109	21.35	1.056	34.73
.1743	6.447	.6202	21.65	1.066	34.99
.1836	6.783	.6295	21.94	1.075	35.25
.1929	7.118	.6388	22.24	1.084	35.51
.2022	7.452	.6481	22.53	1.094	35.76
.2114	7.785	.6574	22.83	1.103	36.02
.2207	8.118	.6667	23.12	1.112	36.27
.2300	8.449	.6760	23.41	1.121	36.53
.2393	8.788	.6853	23.71	1.131	36.78
.2486	9.110	.6946	24.00	1.140	37.03
.2579	9.439	.7039	24.29	1.149	37.29
.2672	9.768	.7131	24.58	1.159	37.54
.2765	10.09	.7224	24.87	1.168	37.79
.2858	10.42	.7317	25.16	1.177	38.04
.2951	10.74	.7410	25.44	1.187	38.28
.3044	11.07	.7503	25.73	1.196	38.53
.3136	11.39	.7596	26.02	1.205	38.78
.3229	11.72	.7689	26.30	1.214	39.03
.3322	12.04	.7782	26.58	1.224	39.27
.3415	12.36	.7875	26.87	1.233	39.52
.3508	12.68	.7968	27.15	1.242	39.76
.3601	13.00	.8060	27.43	1.252	40.00
.3694	13.32	.8153	27.71	1.261	40.24
.3787	13.64	.8246	27.99	1.270	40.49
.3880	13.96	.8339	28.27	1.279	40.73
.3973	14.28	.8432	28.55	1.289	40.97
.4066	14.59	.8525	28.83	1.298	41.21
.4158	14.91	.8618	29.10	1.307	41.44
.4251	15.22	.8711	29.38	1.317	41.68
.4344	15.54	.8804	29.66	1.326	41.92
.4437	15.85	.8897	29.93	1.335	42.15
.4530	16.16	.8990	30.20	1.344	42.39
.4623	16.47	.9082	30.48	1.354	42.62
.4716	16.78	.9175	30.75	1.363	42.86
.4809	17.09	.9268	31.02	1.372	43.09
.4902	17.40	.9361	31.29	1.382	43.32
.4995	17.71	.9454	31.56	1.391	43.55
.5087	18.02	.9547	31.83	1.400	43.78
.5180	18.33	.9640	32.10	1.409	44.01
.5273	18.63	.9733	32.36	1.419	44.24
.5366	18.94	.9826	32.63	1.428	44.47

GRAFICA DE INTERACCION PARA DISEÑO DE COLUMNAS



- A_s = Area total de refuerzo
- f'_c = $0.85 f'_c$, si $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$; $f'_c = (1.05 - \frac{f'_c}{1400}) f'_c$, si $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2$
- F_R = Factor de reducci3n de resistencia
- P_u = Carga axial 3ltima
- M_u = Momento flexionante 3ltimo

$$K = \frac{P_u}{F_R b h^2 f'_c}$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'_c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b h} \quad , \quad q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

2/11

B I B L I O G R A F I A
(REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS)

541

- 1.- Comité ACI 318 , *Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado (ACI 318-83) y Comentarios*, Limusa-IMCYC, México DF 1990, Capítulo 9.
- 2.- Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.131
- 3.- Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 192.
- 4.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México D.F., Diario oficial de la Federación del 26 de noviembre de 1987.
- 5.- Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 196.
- 6.- Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.442
- 7.- "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" México D.F., Diario oficial de la Federación del 28 de septiembre de 1987.
- 8.- Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 84.
- 9.- "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Porrúa, México D.F. 1988, Art.188 y 194.
- 10.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 89.
- 11.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" México D.F., Diario oficial de la Federación del 28 de septiembre de 1987, sección 5.
- 12.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 39.
- 13.-Timoshenko S.P. y Gere J.M. , *Mecánica de Materiales*, UTEHA, México D.F. 1979, Página 548.
- 14.-"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Porrúa, México D.F. 1988, Art.207.
- 15.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 28.
- 16.-"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Porrúa, México D.F. 1988, Art.209.
- 17.-Plazola A., *Arquitectura Habitacional*, Vol.II, Limusa, México D.F. 1985.
- 18.-Idem 17

- 19.-Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.369
- 20.-Robles F. y González O., *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, Limusa, México D.F. 1986, Página 379.
- 21.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 133.
- 22.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 139.
- 23.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" México D.F., Diario oficial de la Federación del 28 de septiembre de 1987. Sección 5.
- 24.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 123.
- 25.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 140.
- 26.-Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.446
- 27.-Gómez Tremari R., *Fundamentos de Diseño y Construcción Sísmo-resistente*, Universidad de Guadalajara, Guadalajara, Jal.1988 Página 139.
- 28.-Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.440
- 29.-Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.447
- 30.-Castillo H., *Nueva Teoría de las Estructuras*, Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A., México D.F. 1975, Página 167.
- 31.-Bazán E. y Meli R., *Manual de Diseño Sísmico de Edificios*, Limusa, México D.F. 1990, Página 30.
- 32.-Cesin J., *Proposición de un Método Numérico para la determinación de fuerzas horizontales por sismo en estructuras tridimensionales de edificios*, ULSA ING-c 1985-1, México D.F.
- 33.-Robles F. y González O., *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, Limusa, México D.F. 1986, Página 22.
- 34.-"Manual AHMSA para la construcción con acero", México 1987.
- 35.-Meli R., *Diseño Estructural*, Limusa, México D.F.1987, Pág.105
- 36.-Robles F. y González O., *Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*, Limusa, México D.F. 1986, Apéndice B.

- 37.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México D.F., Diario oficial de la Federación del 26 de noviembre de 1987. Sección 2.1.5.
- 38.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México D.F., Diario oficial de la Federación del 26 de noviembre de 1987. Sección 1.6.
- 39.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo" México D.F., Diario oficial de la Federación del 28 de septiembre de 1987. Sección 8.8
- 40.-Robles F. y González O., Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado, Limusa, México D.F. 1986, Página 122.
- 41.-"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México D.F., Diario oficial de la Federación del 26 de noviembre de 1987. Sección 5.2.3.
- 42.- Idem 41

A G R A D E C I M I E N T O S

Agradezco mucho a las siguientes personas, ya que sin su valiosa ayuda hubiera sido muy difícil la realización de este trabajo:

Talina Leyva Moyano

Socorro Reyna Villafuerte

Juan Carlos Menchaca

Angélica López Buendía

Jorge Alberto Cabrera

Dr. Rene López Buendía

Dr. Gerardo López Buendía

Baltazar Ochoa Fernández

Sergio Sandoval

Sergio Ortiz Muñiz

Victor M. Bolaños Zamorategui

Ing. Carlos Ochoa Fernández

Ing. Guadalupe Ponce de León

Ing. Alicia Canales Madrazo

Ing. Oscar Vega Roldán

Ing. Hugo Gómez Tagle

Ing. Javier Cesín

Ing. Carlos Aguilera

M. en I. Javier Ribé Martínez de V.

Ing. Edmundo Barrera Monsivais

Y de una manera muy especial al director de este trabajo:

M. en I. José Alberto Castillo Hernández por su paciencia y generosidad al transmitir parte de sus conocimientos.

th