



VINIEDAD NACIONAL
ADMINISTRACION DE
MEXICO

112A
29

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-238

Señor EFREN MUÑOZ GARDUÑO,
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud, me es grato hacer de su conocimiento el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. en C. Enrique del Valle Calderón, para que lo desarrolle como TESIS para su Examen Profesional de la carrera de INGENIERO CIVIL.

"COMPARACION ENTRE VARIOS METODOS PARA DETERMINAR LOS FACTORES DE AMPLIFICACION DE MOMENTOS EN COLUMNAS"

1. Introducción. Planteamiento del problema.
2. Métodos propuestos por el Reglamento.
3. Ejemplo de aplicación.
4. Cargas verticales.
5. Cargas horizontales por sismo.
6. Superposición de efectos en columnas.
7. Revisión de columnas empleando los distintos métodos propuestos por el Reglamento.
8. Resumen de resultados.
9. Conclusiones y recomendaciones.
10. Bibliografía.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento con lo especificado por la Ley de Profcsiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Coordinación de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

Atentamente

"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"

Cd. Universitaria, a 4 de septiembre de 1985

EL DIRECTOR

DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ

OARCH/RCCH/sho.



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INTRODUCCION

Este trabajo tiene la finalidad de hacer una comparación entre los métodos para diseñar columnas esbeltas de concreto reforzado debido a los efectos de carga vertical y carga horizontal.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño de Estructuras de Concreto, propone varios métodos para considerar los efectos de esbeltez.

La esbeltez en una columna puede hacer que la carga axial última se reduzca por la deflexión lateral provocada por flexión. Para ilustrar este efecto de esbeltez, tomemos un ejemplo.

Considérese una columna sujeta a carga axial y momentos flexionantes (P_o , M_o , qM_o) que flexionan a la columna en curvatura simple, como se muestra en la figura 1.a.

Supóngase que se quita la fuerza axial, con lo que la barra queda en las condiciones de la figura 1.b. con el diagrama de momentos indicado en la figura 1.c.

Y después se vuelve a aplicar la fuerza axial P_o ; ya no actúa a lo largo del eje de la pieza, que ya no es una línea recta, y ocasiona una flexión adicional que origina incrementos de los desplazamientos laterales, los cuales crecen hasta los indicados con línea llena en la figura 1.d. Los momentos adicionales $P_o v$, donde v es el desplazamiento lateral total de cada uno de los puntos del eje, debido a la acción simultánea de los pares extremos y de la fuerza axial,

se suman a los primarios M , con lo que se obtiene finalmente el diagrama de momentos totales de la fig. 1.e.

El momento P_{0v} ocasionado por la fuerza axial se suma siempre con el primario M , pero su efecto sobre la capacidad de carga de la pieza varía de unos casos a otros, dependiendo fundamentalmente de la esbeltez y de los momentos.

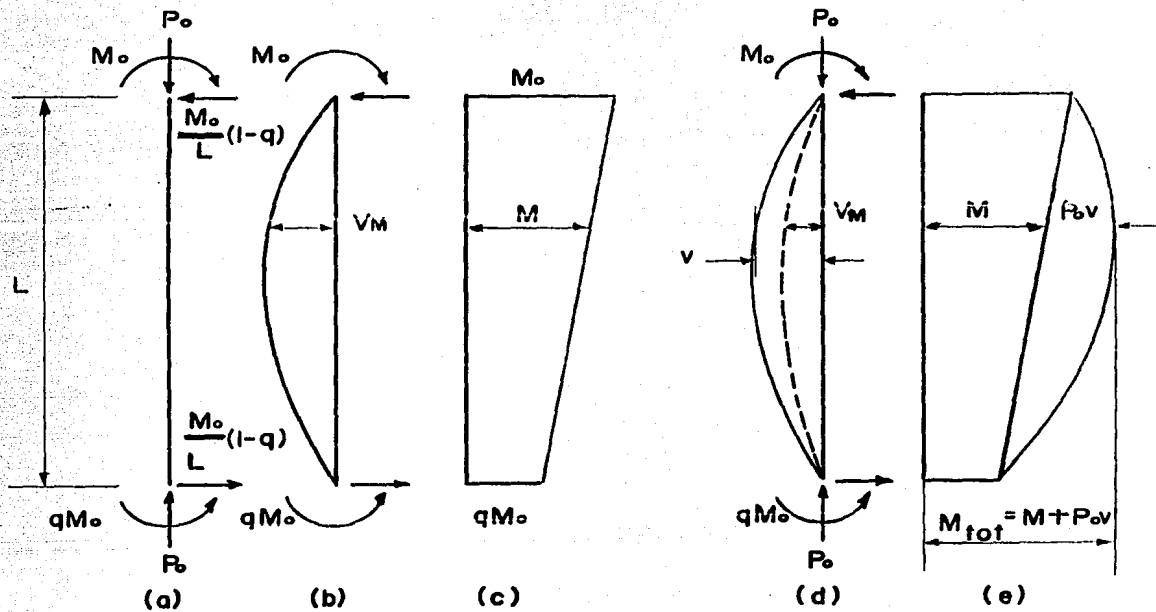


Fig. 1 Amplificación de momentos en una barra flexocomprimida.

La tesis consta básicamente del diseño, según los métodos citados, de dos columnas de una estructura sujeta a carga vertical y horizontal, considerándola primero empotrada y después articulada en la cimentación, se incluye una breve descripción de cada uno de los métodos.

Como resultado se presenta a los momentos de diseño, las cuantías de acero de refuerzo obtenido según el método empleado y una comparación con las Normas de Emergencia.

Finalmente con base en los resultados obtenidos se exponen algunas conclusiones y comentarios.

2. METODOS PROPUESTOS POR EL REGLAMENTO

Las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal, relativos al diseño y construcción de estructuras de concreto dicen:

1.3.2. Efectos de Esbeltez

a) Conceptos preliminares

Longitud libre, H , de un miembro a flexocompresión.

Es la distancia libre entre elementos capaces de darle al miembro apoyo lateral. En columnas que se soporten sistemas de pisos formados por vigas y losas, H será la distancia libre entre el piso y la cara inferior de la viga más peraltada que llega a la columna en la dirección en que se considera la flexión.

En aquellas que soportan losas planas, H será la distancia libre entre el piso y la sección en que la columna se une al capitel, el ábaco o a la losa según el caso.

Longitud efectiva, H' , de un miembro a flexocompresión; en miembros con extremos restringidos lateralmente, la longitud efectiva dependerá al grado de restricción al giro de sus extremos y puede determinarse con el nomograma de la fig. 2 a.

Si los extremos del miembro no están restringidos lateralmente, la longitud efectiva puede calcularse con el nomograma de la fig. 2 b.

b) Miembros en los que pueden despreciarse los efectos de esbeltez.

Los efectos de esbeltez pueden despreciarse en miembros con extremos restringidos lateralmente cuando la relación entre H' y el radio de giro, r , de la sección en la dirección considerada es menor que $34 - \frac{12 M_1}{M_2}$; en miembros con extremos no restringidos, cuando H'/r es menor que 22. En la expresión anterior M_1 es el menor y M_2 el mayor de los momentos en los extremos del miembro y el cociente $-- M_1/M_2$ es positivo cuando el miembro se flexiona en curvatura simple y negativo cuando lo hace en curvatura doble, para valuar M_1 y M_2 se incluirán las excentricidades accidentales del artículo 2.1.3a con su signo más desfavorable.

En secciones rectangulares, el radio de giro, r , puede tomarse igual a 0.30 por la dimensión de la sección en la dirección considerada, y en secciones circulares igual a 0.25 por el diámetro. Para otras secciones, r se calculará a partir de la sección bruta de concreto.

c) Limitación para H'/r

En todos los casos en que H'/r sea mayor de 100 deberá hacerse un análisis de segundo orden de acuerdo con lo prescrito en f).

d) Momentos de diseño

Los miembros sujetos a flexocompresión en los que, de acuerdo con b), no puedan despreciarse los efectos de esbeltez, se dimensionarán para la carga axial de diseño, P_u , obtenida de un análisis convencional y un momento amplificado, obtenido aproximadamente con el procedimiento de e) o con los criterios I y II que siguen. En todos los casos las excentricidades accidentales definidas según 2.1.3a) se tomarán con los signos que conduzcan al mayor valor del momento de diseño.

En estructuras cuyas columnas no tienen restringidos lateralmente sus extremos, las vigas u otros elementos en flexión se dimensionarán para que resistan los momentos--amplificados de los extremos de las columnas. Cuando la ---torsión de un entrepiso sea significativo se incluirá en la determinación de los efectos de esbeltez.

I. Miembros con extremos restringidos lateralmente.

El momento amplificado, M_c , se calculará con la expresión :

$$M_c = F_a M_2 \quad (1.1)$$

donde M_2 es el mayor de los momentos, en valor absoluto, que actúan en los extremos del miembro, obtenido del análisis --convencional incluyendo la excentricidad accidental prescrita en 2.1.3a), multiplicado por el factor correspondiente.

$$F_a = \frac{C_m}{1 - P_u/P_c} \geq 1.0 \quad (1.2)$$

$$C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40$$

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H^1)^2}$$

M_1/M_2 se valúa con el criterio que se indica en b)

$$EI = 0.40 \frac{E_c I_g}{(1+U)}$$

$$E_c = 10\,000 \sqrt{f'c} \quad (\text{en kg/cm}^2)$$

donde I_g momento de inercia centroidal de la sección bruta de concreto.

U relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

II. Miembros con extremos no restringidos lateralmente.

El momento de diseño para cada columna se calculará con la ecuación 1.1 usando el mayor de los dos valores de F_a siguientes:

1. El que se obtenga con la ecuación 1.6 para el entrepiso completo suponiendo que todas las columnas están--cargadas, y con sus extremos sin restricción lateral.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} 1.0$$

$$1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}$$

las sumas se refieren a todas las columnas del entrepiso.

2. El obtenido como si la columna tuviera sus - extremos restringidos.

e) Procedimiento aproximado optativo

Otra manera aproximada de tomar en cuenta los momentos de segundo orden ante la acción combinada de carga vertical y horizontal, consiste en multiplicar los momentos por carga lateral, obtenidos de un análisis convencional, incluyendo las excentricidades accidentales de 2.1.3a) por el factor de amplificación.

$$1 + \frac{W_u / h}{R/Q - 1.2 W_u / h}$$

donde:

R rigidez de entrepiso, definida como la fuerza cortante en ese entrepiso dividida entre el -

desplazamiento relativo de los niveles que lo limitan, provocado por la fuerza cortante mencionada (suma de rigideces de entrepiso de todos los marcos de la estructura en la dirección analizada).

Wu suma de las cargas de diseño, muertas y vivas (cargas nominales multiplicadas por el factor de carga correspondiente) acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

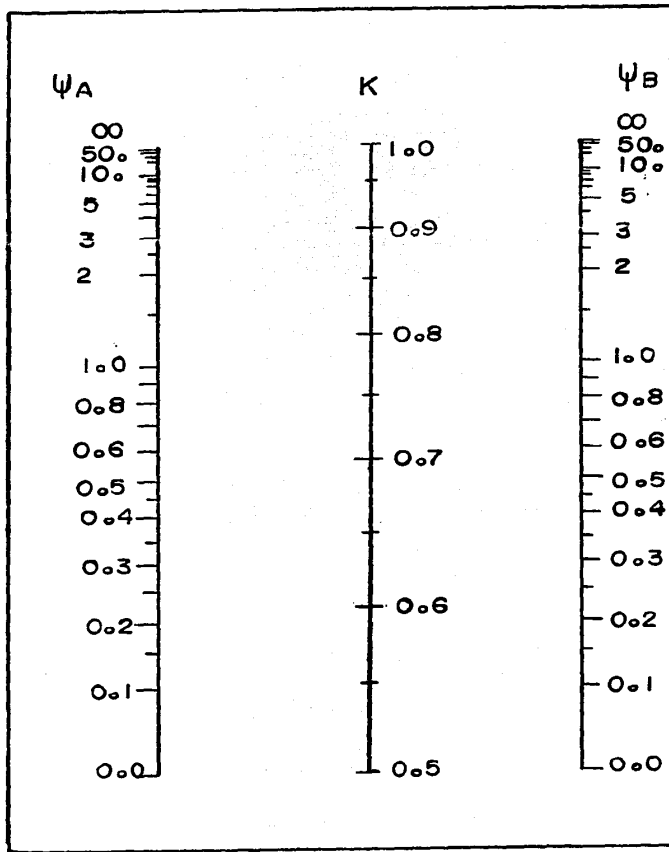
Q cantidad adimensional definida en el Cap. -- XXXVII "Diseño por sismo" del título IV del reglamento. En diseño por viento se tomará -
 $Q = 1$

h altura del entrepiso

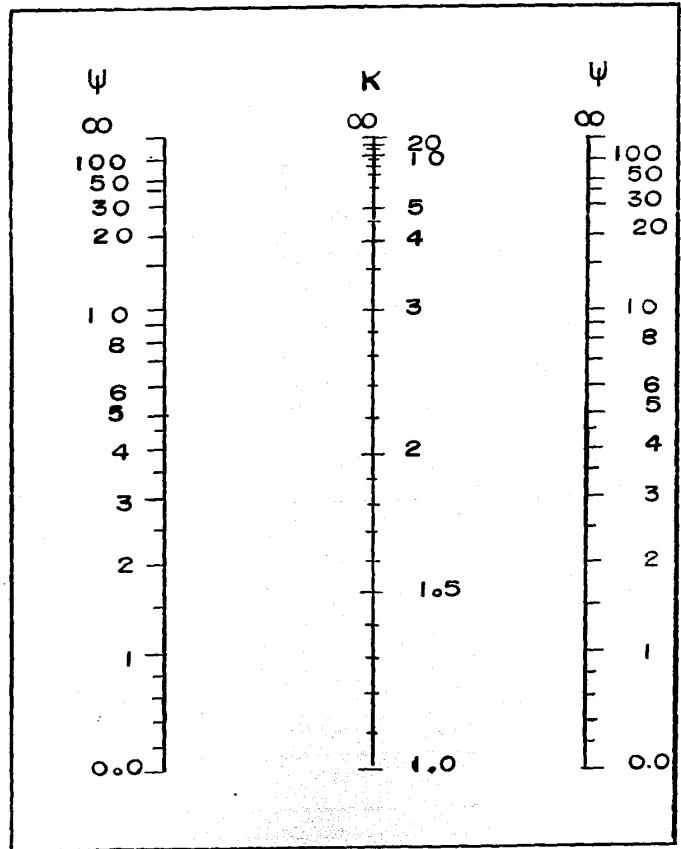
Si se aplica este procedimiento para valuar los efectos de esbeltez, cada columna aislada debe revisarse -- suponiendo sus extremos restringidos lateralmente (Criterio-1 del inciso d)

f) Análisis de segundo orden.

Este procedimiento consiste en obtener las fuerzas y los momentos internos tomando en cuenta los efectos de las deformaciones sobre dichas fuerzas y momentos, así como la influencia de la carga axial en las rigideces. Se puede aplicar cualquiera que sea el valor de H'/r



(a)
marcos contraventeados



(b)
marcos sin contraventeo

Fig. 2 Factor de longitud efectiva.

Como consecuencia del fenómeno sísmico ocurrido en el Distrito Federal el 19 de septiembre de 1986, múltiples edificios e instalaciones de carácter público y privado, sufrieron daños de distinta magnitud de inclusive, en muchos casos, la destrucción de los mismos.

Por decreto publicado en el Disrio Oficial del viernes 18 de octubre de 1985 se establecen las Normas de Emergencia en Materia de Construcción para el Distrito Federal a fin de prevenir riesgos y proporcionar una mayor seguridad a los habitantes del propio Distrito Federal.

Artículo Sexto.- Los factores de resistencia especificados en el Artículo 221 del Reglamento se tomarán iguales a los que fijan las Normas Complementarias para cada material, salvo en columnas de concreto reforzado cuando se haya adoptado en diseño sísmico de estos miembros se tomará el factor de reducción F_r igual a 0.5, tanto en flexo con presión como en cortante y torsión.

Artículo Séptimo.- Para el diseño de edificios destinados a oficinas, las cargas vivas que marca el Artículo 227 del Reglamento se tomarán como sigue:

$W = 140 \text{ kg/m}^2$, $W_a = 180 \text{ kg/m}^2$ y $W_m = 120 + 420 A - 1/2$ pero no menor de 250.0 kg/m^2

Artículo Noveno.- El coeficiente c que fija el Artículo 234 del Reglamento para las estructuras del Grupo B se incrementará a 0.27 en la zona II y a 0.40 en la zona III. Los valores de a_o que establece el Artículo 236 del Reglamento se incrementarán a 0.054 para la zona II y a 0.10 para la zona III.

Artículo Décimo.- El factor de ductilidad Q , a que se refiere el Artículo 235 del Reglamento se determina como sigue:

I. Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

1.- La resistencia en todos los niveles es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de concreto en los que la capacidad de los marcos sin contar muros ni contra vientos sea cuando menos 50% del total.

2.- El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso la acción de diseño no diferirá en más de 30% del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para tal fin la capacidad resistente del entrepiso se calculará en cuenta todos los elementos que pueden contribuir a la resistencia, en particular los muros que posean el tipo 1 de liga con la estructura según se define en el Artículo 13 del Reglamento.

3.- En columnas de concreto con estribos se cumplen con las siguientes limitaciones:

3.1.- La dimensión mínima no es menor que 30 cm.

3.2.- La separación máxima entre barras de refuerzo no excede de 30 cm.

Como ejemplo de aplicación se analizará la columna D-3, en el primero y segundo nivel de un edificio cuya planta y elevaciones se muestran en las figuras 3, 4 y 5.

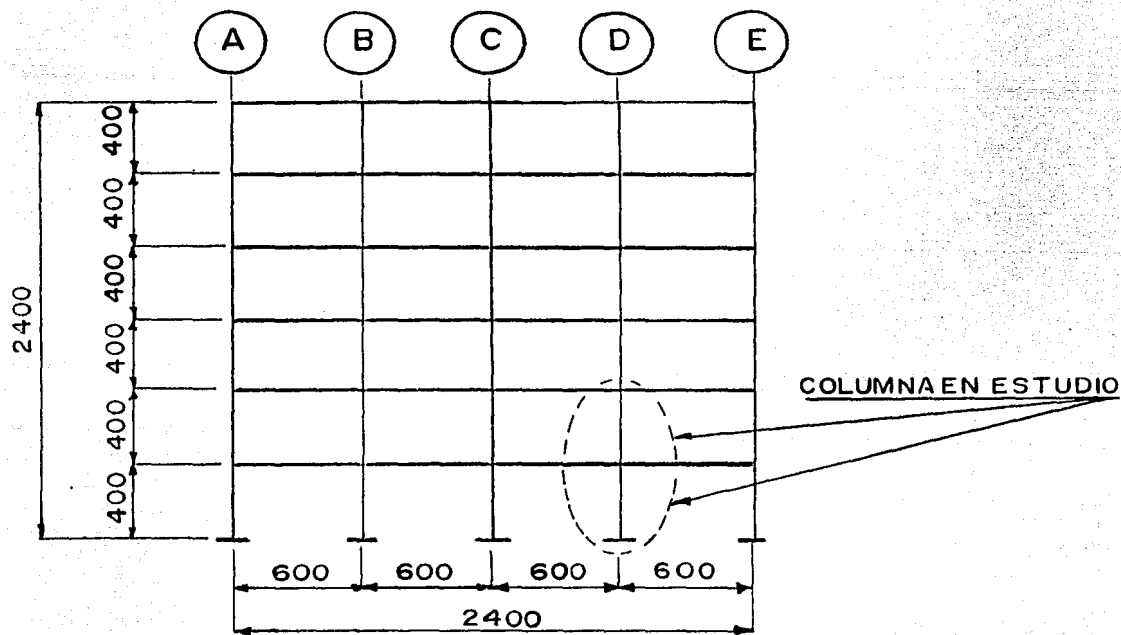
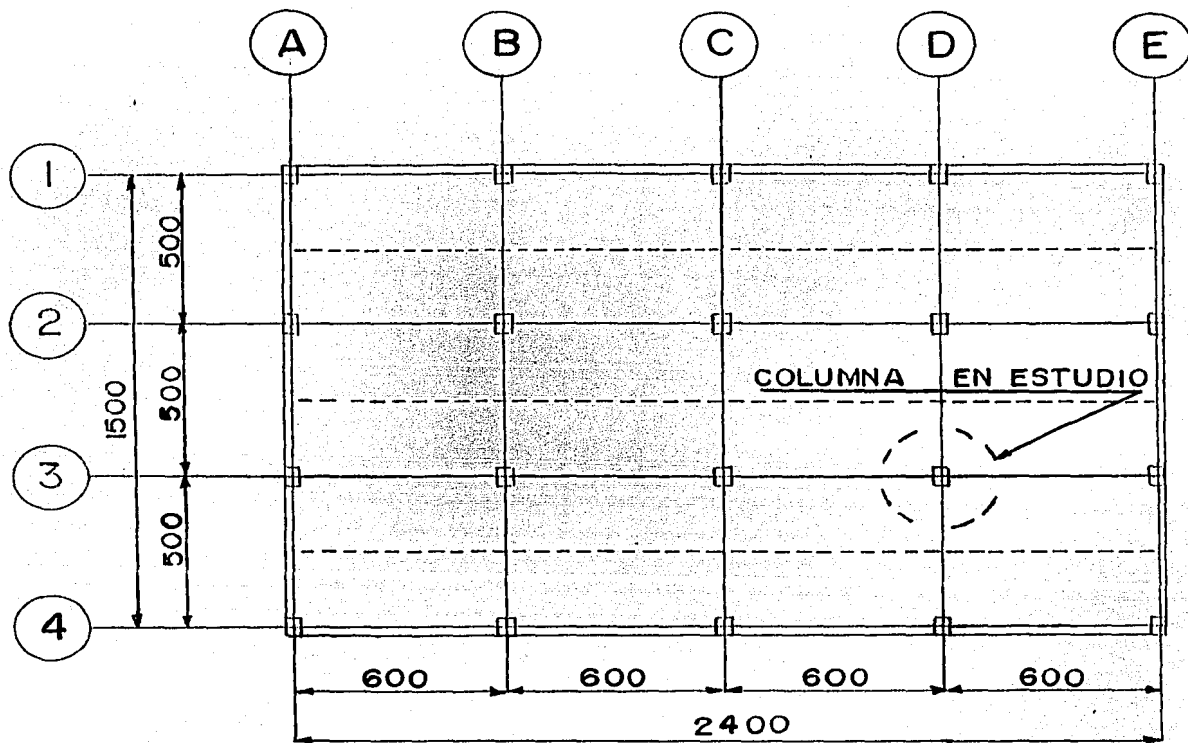
Se consideran dos casos. En el primero se consideran las columnas empotradas en la cimentación, en el segundo caso se consideran a las columnas articuladas en la cimentación.

El edificio se considera dentro del grupo B y cimentado en terreno tipo III (Terreno compresible), con un factor de ductilidad $Q = 4.0$, que se utilizará en la obtención de las fuerzas producidas por sismo.

Los materiales a emplear son:

$$f_c = 200.00 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200.00 \text{ kg/cm}^2$$



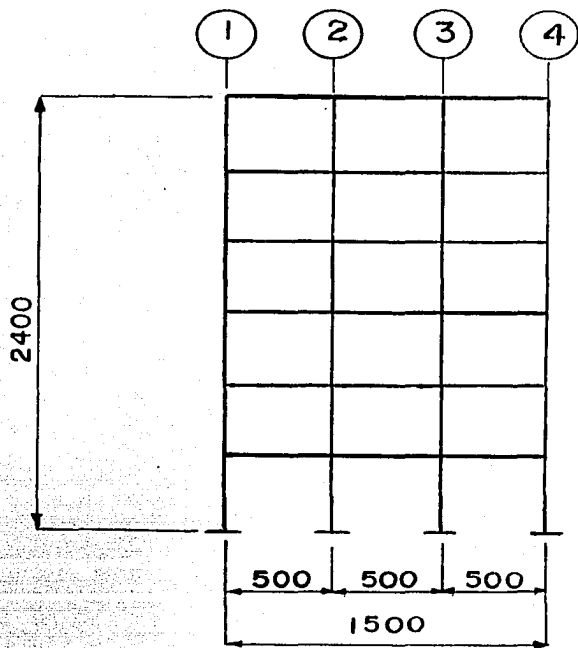


FIG. 5 MARCO EJE D

Secciones consideradas en el análisis. Después de hacer un dimensionamiento preliminar se decidió emplear las siguientes secciones.

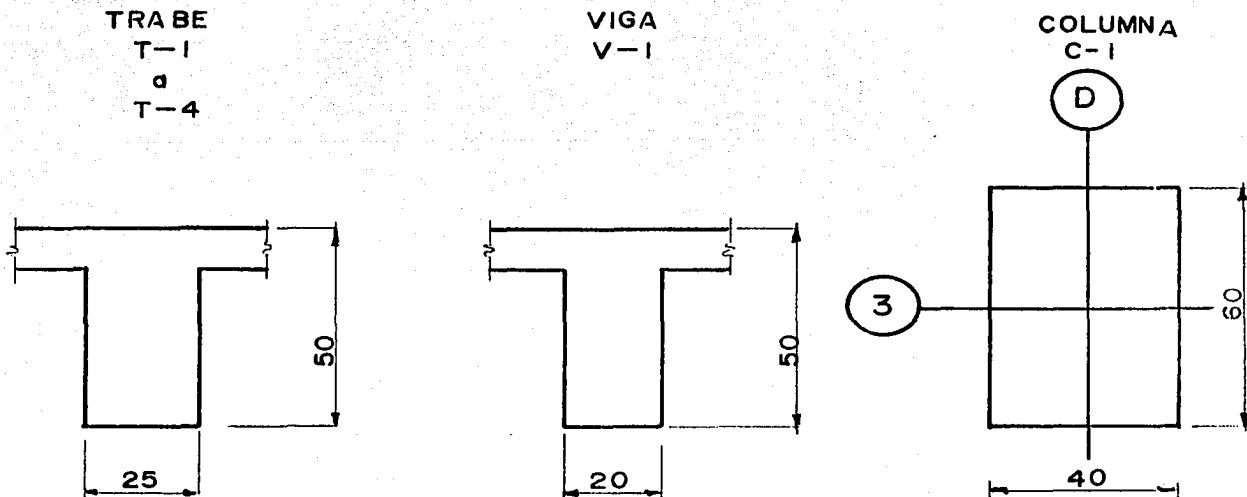


FIG. 6 SECCIONES

Estimación de cargas

Cargas muertas:

Losa	240.0 kg/m ²
Plafón	120.0
Muros	100.0
Fachadas	300.0
Relleno de tezontle	200.0
Sobrecarga	20.0

carga en planta tipo 480.0 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

carga en azotea 580.0 $\frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$

Cargas vivas de acuerdo a las áreas tributarias

Áreas tributarias A1 = 5.94 m²

A2 = 1.56 m²

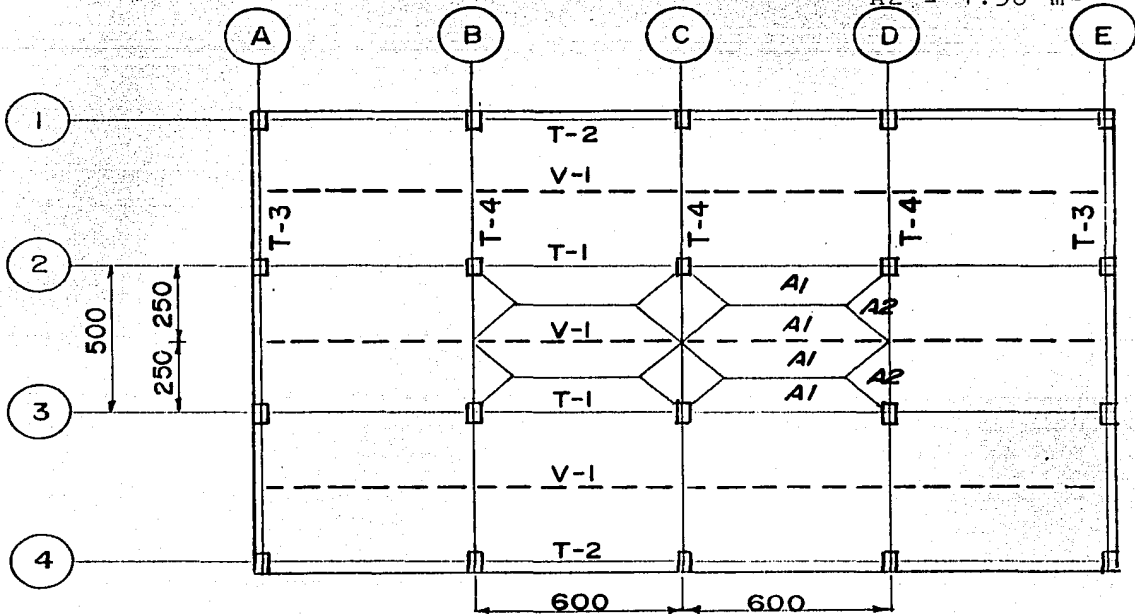


FIG. 7 ÁREAS TRIBUTARIAS

Area tributarias en V-1 y T-1

$$2 \cdot A_1 = 2.0 \times 5.94 \text{ m}^2 \quad A_T = 11.88 \text{ m}^2$$

Area tributaria en T-4

$$4 \cdot A_2 + 2A_1 = 4.0 \times 1.56 \text{ m}^2 + 2 \times 2 \times 5.94 \text{ m}^2 \quad A_T = 18.22 \text{ m}^2$$

Carga viva en V-1 y T-1

$$W_{cv} = 120.0 + \frac{420.0}{\sqrt{11.88}} \quad W_{cv} = 241.85 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva en T-4

$$W_{cv} = 120.0 + \frac{420.0}{\sqrt{18.12}} \quad W_{cv} = 218.67 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva en azotea $W_{cv} = 100.0 \text{ kg/m}^2$

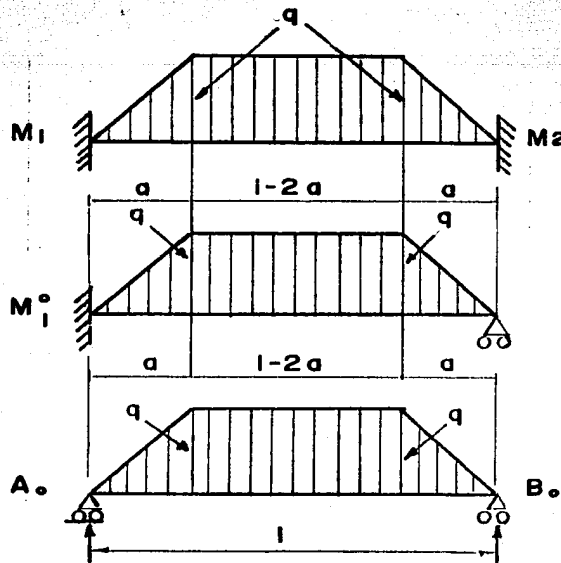


FIG. 8 CAGA TRAPECIAL

TABLA PARA MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO.

$$a = mL \quad 0 \leq m \leq 0.5$$

$$M_1 = -qL^2 \frac{(1-2m^2+m^3)}{12}$$

$$M_2 = M_1$$

$$M_1^o = -\frac{qL^2}{8} (1-2m^2+m^3)$$

$$A_o = qL \frac{(1-m)}{2} \quad \Delta_o = B_o$$

$$q = \frac{W.A}{L_a}$$

ANALISIS DE VIGA V-1

Planta tipo carga muerta 480.0 kg/m²

$$\text{peso propio } 0.50m \times 0.20m \times \frac{2400.0 \text{ kg}}{m^3} = 240.0 \text{ kg/m}$$

Nivel azotea carga muerta 580.0 kg/m²

Planta tipo $q = \frac{480.0 \times 11.88}{(6.0 - 1.25)} q = 1200.0 \text{ kg/m}$ $a=1.25m$ $L=6.00m$

$$m = \frac{1.25}{6.0}; m = 0.21$$

$$M_1 = -\frac{1200.0 \times 6.0^2}{12} (1-2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1 = -3315.82 \text{ kg-m}$$

$$M_1^o = \frac{1200.0 \times 6.0^2}{8} (1-2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1^o = 4973.73 \text{ kg-m}$$

$$A_o = \frac{1200.0 \times 6.00 (1-0.21)}{2}$$

$$A_o = 2844.00 \text{ k}$$

Momentos por peso propio

$$M_1 = \frac{WL^2}{12} \quad M_1 = \frac{240.0 \times 6.00^2}{12}$$

$$M_1 = 720.0 \text{ kg-m}$$

$$M_o = \frac{WL^2}{8} \quad M_o = \frac{240.0 \times 6.0^2}{8}$$

$$M_o = 1080.0 \text{ kg-m}$$

$$A_o = \frac{WL}{2} \quad A_o = \frac{240.0 \times 6.0}{2}$$

$$A_o = 720.0 \text{ kg}$$

Reacción de V-1 sobre T-4 por carga muerta. -
considerando la simetría en cargas y geometría se obtienen-
la rigidez, momentos de empotramiento y factores de distri-
bución

$$M_1 = -3.316 \text{ ton-m} - 0.720 \text{ ton-m} \quad M_1 = -4.036 \text{ ton-m}$$

$$M_0 = -4.974 \text{ ton-m} - 1.080 \text{ ton-m} \quad M_0 = -6.054 \text{ ton-m}$$

$$k = \frac{3E1}{L}$$

$$k = \frac{4E1}{L}$$

$$k = 0.5E1$$

$$k = 0.67E1$$

0.43	0.57	0.5		F.D.
-6.054	4.036	-4.036		M.E.
0.868	1.150	+0.575		DIST Y TRANSPORTE
-5.186	5.186	-3.461		M.F.
-0.864	0.864	0.288	-0.288	V.H.
3.564	3.564	3.564	3.564	V.I.
2.70	4,428	3,852	3,276	V.F.
2.70	8.28	6.552		R

Planta nivel azotea

$$q = \frac{580.0 \times 11.88}{6.0 - 1.25}$$

$$q = 1450.6 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = \frac{-1450.6 \times 6.0^2}{12} (1 - 2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1 = 4008.3 \text{ kg-m}$$

$$M_1^0 = \frac{-1450.6 \times 6.0^2}{8} (1 - 2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1^0 = 6012.41 \text{ kg-m}$$

$$A_0 = \frac{1450.6 \times 6 (1 - 0.21)}{2}$$

$$A_0 = 3438.0 \text{ kg}$$

	0.43	0.57		W.D.
	- 7.09	4.73	-4.73	M.E.
	1.01	1.35	0.67	DIST. Y TRANSF.
	- 6.08	6.08	-4.06	M.F.
= 1.01	1.01	0.34	-0.34	V.H.
4.16	4.16	4.16	4.16	V.I.
3.15	5.17	4.50	3.82	V.F.
3.15	9.67		7.64	R

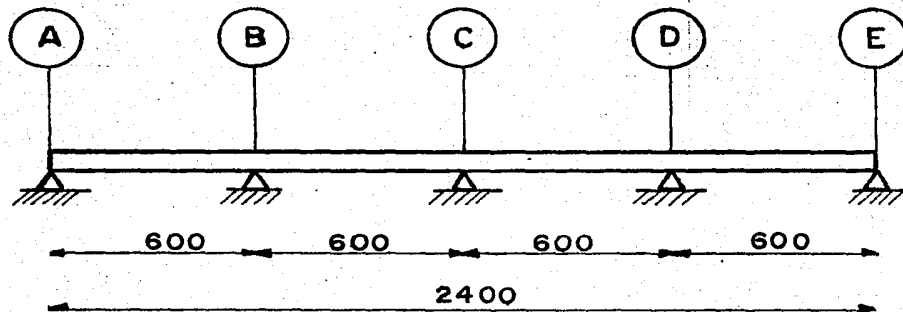


FIG. 9 VIGA V-1

carga viva en V-1 por planta tipo

$$W_{cv} = 241.85 \text{ kg/m}^2 \quad q = \frac{241.85 \times 11.88}{6.0 - 1.25} \quad q = 604.88 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = \frac{604.88 \times 6.0^2}{-12} (1.0 - 2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1 = -1671.39 \text{ kg-m}$$

$$M_0 = \frac{604.88 \times 6.0^2}{-8} (1 - 2.0 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_0 = -2507.09 \text{ kg-m}$$

$$A_0 = \frac{604.88 \times 6.0}{2} (1 - 0.21) \quad A_0 = 1433.57 \text{ kg}$$

	0.43	0.57		F.D.
	-2.51	1.67	-1.67	M.E.
	0.36	0.48	0.24	DIST. Y TRANSPORTE
	-2.15	2.15	1.43	M.F.
-0.36	0.36	0.12	-0.12	V.H.
1.43	1.43	1.43	1.43	V.I.
1.07	1.70	1.55	1.31	V.F.
1.07	3.34		2.62	R

Carga viva en V-1 por planta azotea

$$W_{cv} = 100.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad q = \frac{100.0 \times 11.88}{(6 - 1.25)} \quad q = 250.11 \text{ kg/m}$$

$$M_1 = - \frac{250.11 \times 6.0^2}{12} (1 - 2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1 = 691.10 \text{ kg-m}$$

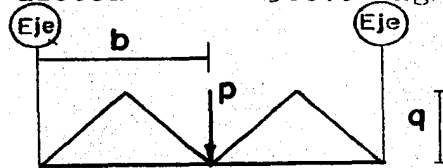
$$M_1^o = - \frac{250.11 \times 6.0^2}{8} (1 - 2 \times 0.21^2 + 0.21^3) \quad M_1^o = 1036.65 \text{ kg-m}$$

$$A_o = \frac{250.11 \times 6.0}{2} (1 - 0.21) \quad A_o = 592.76$$

	0.43	0.57	0	F.D
	-1.04	0.69	-0.69	M.E.
	0.15	0.20	0.10	DIST. Y TRANSPORTE
	-0.89	0.89	-0.59	M.F.
-0.15	0.15	0.015	-0.05	V.H.
0.59	0.59	0.59	0.59	V.I.
0.44	0.74	0.64	0.54	V.F.
0.44	1.38		1.08	REACCION

Análisis de carga para el marco eje D

Por carga muerta

para planta tipo 480.0 kg/m²planta azotea 580.0 kg/m²

$$b = 2.50 \text{ m}$$

$$\text{Planta tipo } W_t = 480.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 3.125 \text{ m}^2 \quad W_t = 1500.0 \text{ kg}$$

$$W_t = \frac{qb}{2} \quad W_t = 1500.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \quad 1500.0 = \frac{q}{2} \times \frac{2.50}{\text{m}}$$

$$q = 1200.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Planta azotea

$$W_t = 580.0 \text{ kg/m}^2 \times 3.125 \text{ m}^2 \quad W_t = 1812.50 \text{ kg}$$

$$W_t = \frac{qb}{2} \quad 1812.50 = \frac{q \times 2.50}{2} \quad q = 1450.0 \text{ kg/m}$$

El diagrama del marco con la carga muerta se muestra a continuación:

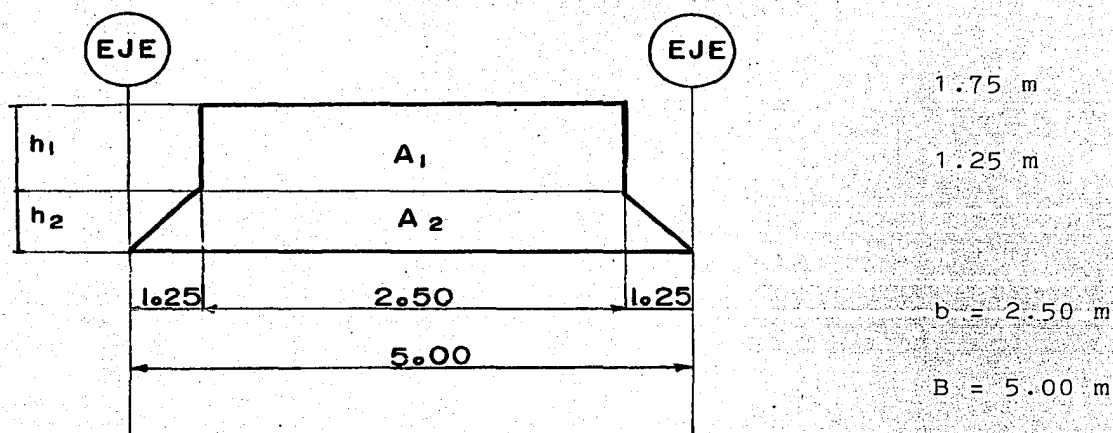
Peso propio de trabe

$$0.25 \text{ m} \times 0.50 \text{ m} \times 2400.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 300.0 \text{ kg/m}$$

Por carga viva:

para planta tipo 218.67 kg/m^2

planta azotea 100.00 kg/m^2



$$A_1 = 8.75 \text{ m}^2 \quad 48.28\% \quad W_1 = 1913.52 \text{ kg}$$

$$A_2 = 9.375 \text{ m}^2 \quad 51.72\% \quad W_2 = 2049.87 \text{ kg}$$

$$A_t = 18.125 \text{ m}^2 \quad 100.00\% \quad W_t = 3963.39 \text{ kg}$$

$$\text{Planta tipo } W_t = 218.67 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 18.125 \text{ m}^2 \quad W_t = 3963.39 \text{ kg}$$

$$q_1 = \frac{W_1}{b} \quad q_1 = \frac{1913.52}{2.59} \quad q_1 = 765.41 \text{ kg/m}$$

$$q_2 = \frac{W_2 \times 2}{B + b} \quad q_2 = \frac{2049.87 \times 2}{5.0 + 2.50} \quad q_2 = 546.63 \text{ kg/m}$$

Planta nivel azotea

$$W_t = 100.0 \text{ kg/m}^2 \times 18.125 \text{ m}^2 \quad W_t = 1812.50 \text{ kg}$$

$$A_1 = 8.75 \text{ m}^2 \quad 48.28\% \quad W_1 = 875.08 \text{ kg}$$

$A_2 = 9.375 \text{ m}^2$ 51.72% $W_2 = 937.43 \text{ kg}$

$A_t = 18.125 \text{ m}^2$ 100.00% $W_t = 1812.50 \text{ kg}$

$q_1 = \frac{W_1}{b}$ $q_1 = \frac{875.08 \text{ kg}}{2.50 \text{ m}}$ $q_1 = 850.0 \text{ kg/m}$

$q_2 = \frac{2 \times W_2}{B + b}$ $q_2 = \frac{2 \times 937.43 \text{ kg}}{5.00 + 2.50 \text{ m}}$ $q_2 = 249.98 \approx 250.0 \text{ kg/m}$

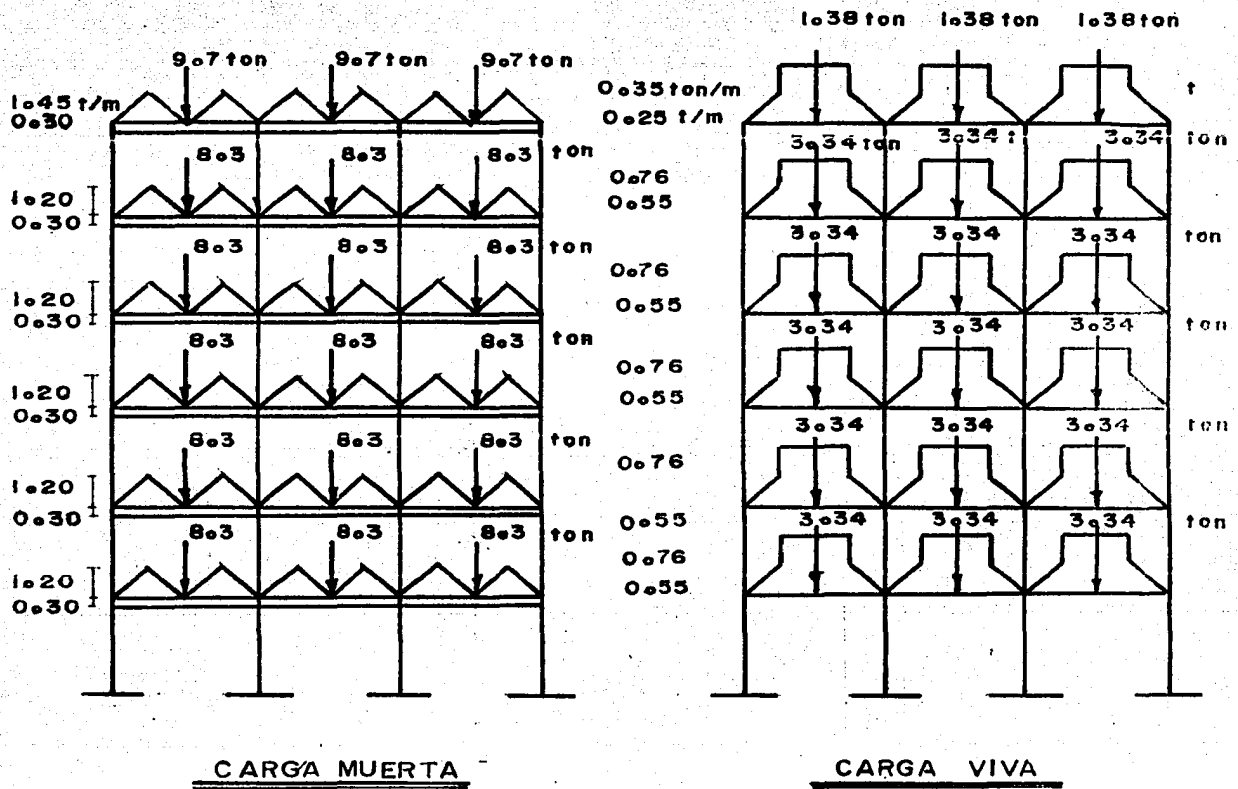


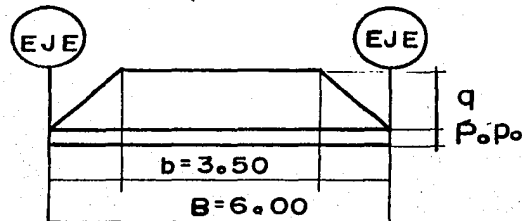
FIG. 10 CARGAS EN EJE "D"

Análisis de cargas en marco eje 3

Por carga muerta

Planta tipo 480.0 kg/m^2

planta azotea 580.0 kg/m^2



$$B = 6.00 \text{ m}$$

$$b = 3.50 \text{ m}$$

$$A = 11.88 \text{ m}^2$$

FIG. II CARGA TIPO EJE "3"

Planta tipo

$$W_t = W \times A \quad W_t = 480.0 \times 11.88 \text{ m}^2 \quad W_t = 5702.40 \text{ kg}$$

$$q \frac{(B+b)}{2} = W_t \quad q = \frac{2 W_t}{B+b} \quad q = \frac{2 \times 5702.40}{6.00 + 3.50} \quad q = 1200.51 \text{ kg/m}$$

peso propio de trabe 300.0 kg/m

Planta azotea

$$W_t = W \times A \quad W_t = 580.0 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 11.88 \text{ m}^2 \quad W_t = 6890.0 \text{ kg}$$

$$q = \frac{2 W_t}{B+b} \quad q = \frac{2 \times 6890.0}{6.00 + 3.50} \quad q = 1450.0 \text{ kg/m}$$

Por carga viva

$$\text{plant azotea } W_t = 100.0 \text{ kg/m}^2 \times 11.88 \text{ m}^2 \quad W_t = 1188.0 \text{ kg}$$

$$q = \frac{2 W_t}{B+b} \quad q = \frac{1188.0 \times 2}{6.00 + 3.50} \quad q = 250.11 \text{ kg/m}$$

Planta tipo

$$W_t = W \cdot A \quad W_t = 241.85 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 11.88 \text{ m}^2 \quad W_t = 2873.18 \text{ kg}$$

$$q = \frac{2W_t}{B+b} \quad q = \frac{2 \times 2873.18}{6.00 + 3.50} \quad q = 604.88 \text{ kg/m}$$

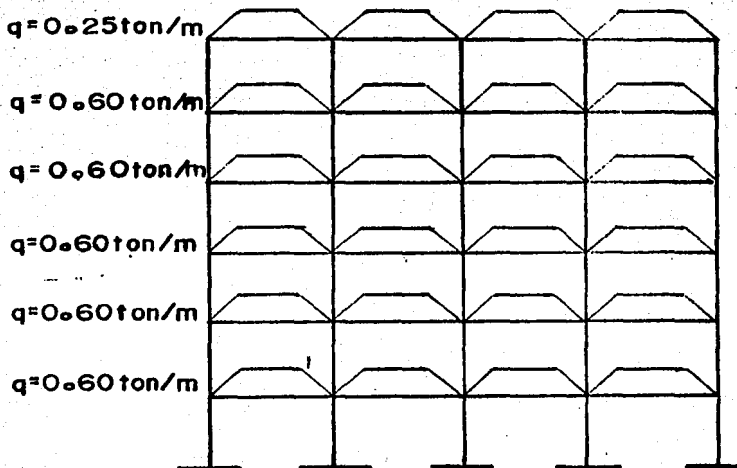
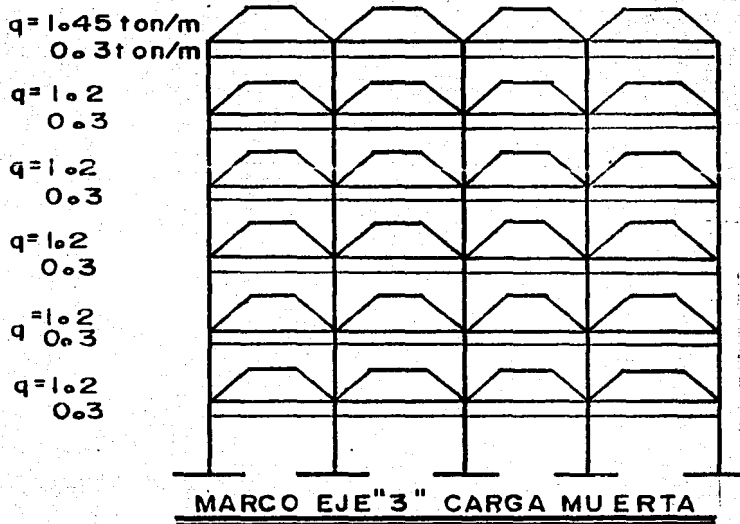
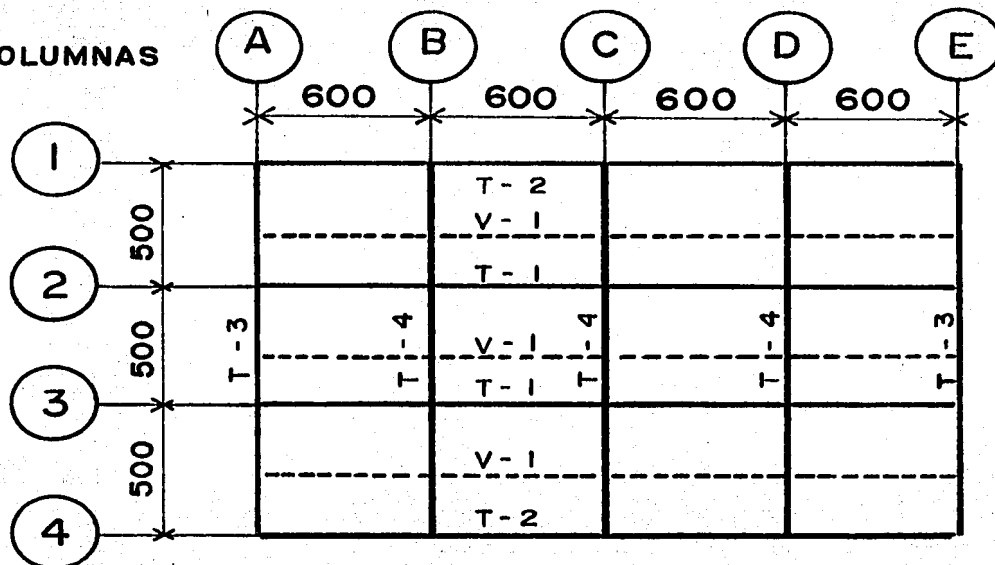


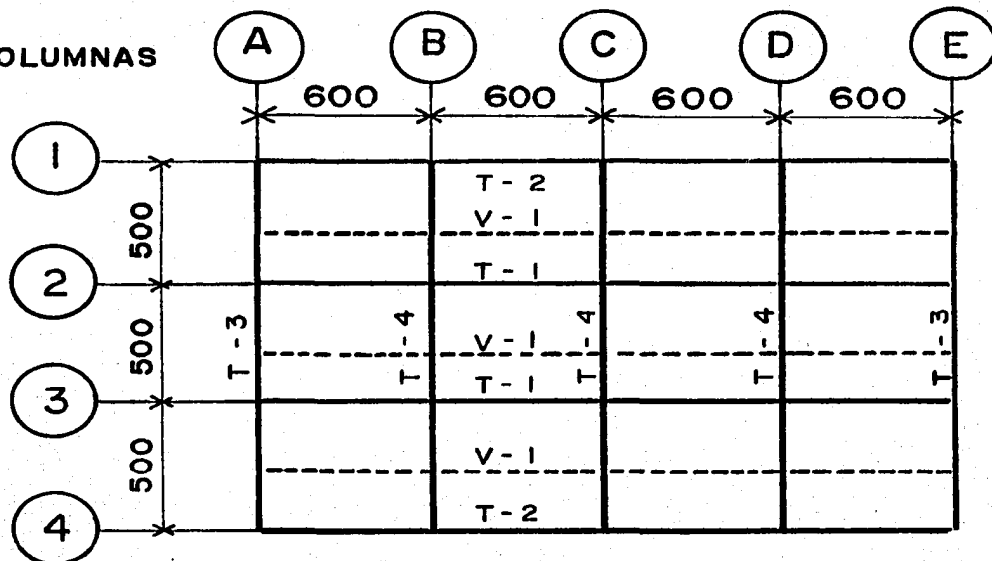
FIG. 12 CARGAS EN EJE "3"

CARGA EN COLUMNAS



COLUMNAS		A-1	A-4	E-1	E-4	B-1 B-4	C-1 C-4	D-1 D-4
NIVEL	P. To.	2°		1°		2°		1°
AREA (m ²)		37.50	45.00	75.00	90.00			
C. V.		7.07	8.22	12.64	14.78			
LOSA (580) (480)		18.75	22.35	37.50	44.70			
FACHADA		8.25	9.90	9.00	10.80			
V-1		1.80	2.16	3.60	4.32			
T-1		-	-	-	-			
T-2		4.50	5.40	9.00	10.80			
T-3		3.75	4.50	-	-			
T-4		-	-	3.75	4.50			
P. P.		11.50	13.80	11.50	13.80			
Σ		48.55	58.12	74.35	88.92			

CARGA EN COLUMNAS



COLUMNAS		A-2	A-3	E-2	E-3	B-2 B-3	C-2 C-3	D-2 D-3
NIVEL	P. To.	2°		1°		2°		1°
AREA (m ²)		75.0		90.0		150.0		180.0
C. V.		12.64		14.78		23.14		27.23
LOSA (580) (480)		37.50		44.70		75.00		89.40
FACHADA		7.50		9.00		—		—
V-1		3.60		4.32		7.20		8.64
T-1		4.50		5.40		9.00		10.80
T-2		—		—		—		—
T-3		7.50		9.00		—		—
T-4		—		—		7.50		9.00
P. P.		11.50		13.80		11.50		13.80
Σ		72.10		86.27		110.22		131.66

Análisis Sísmicos

Edificio grupo B

Zona III terreno compresible

$Q = 4.0$ $C = 0.24$

Carga viva 90.0 Kg/m².

Carga muerta 480.0 Kg/m².

Fachada 300.0 Kg/m².

Análisis de peso por nivel tipo

peso de fachada.

$300.00 \text{ Kg/m}^2 \cdot X (5.0 \text{ m.} \cdot X 3 + 6.0\text{m.} \cdot X 4) = 23.40 \text{ ton.}$

peso de vigas.

$24.0 \text{ m.} \cdot X 0.10 \text{ m}^2 \cdot X 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 5.76 \text{ ton.}$

m³.

peso de trabes (t-1, t-2, t-3, t-4)

$300 \text{ Kg/m.} \cdot X (6.0\text{m.} \cdot X 4 \cdot X 4 + 5.0\text{m.} \cdot X 3 \cdot X 5) = 51.30 \text{ ton.}$

peso de columnas.

$2.304 \text{ ton.} \cdot X 20 = 46.08 \text{ ton.}$

peso de losa planta tipo

$0.480 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot X 6.00 \text{ m.} \cdot X 5.0 \text{ m.} \cdot X 12 = 172.80 \text{ ton.}$

m².

Carga viva.

$0.090 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \cdot X 360.0 \text{ m}^2 \cdot = 32.40 \text{ ton.}$

m².

Peso total de nivel 331.74 ton.

Peso nivel azotea

Peso de fachada 23.40 ton.

Peso de vigas. 5.76 ton.

Peso de trabes. 51.30 ton.

Peso de columnas

2.30 ton. $X 20$ 23.00 ton.

peso de losa nivel azotea
 $0.580 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 6.00\text{m} \times 5.00\text{m} \times 12$ 208.80

Carga viva
 $0.070 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 360.0 \text{ m}^2$ 25.20 ton

Peso total del nivel 337.50 ton

Por comodidad se considera que todos los niveles pesan igual a la planta tipo

$$Q = 4.0 \quad d = 0.06 \quad C = 0.24$$

ZONA III

$$\frac{C}{Q} = \frac{0.24}{4}$$

$$\frac{V}{W} = \frac{C}{Q}$$

$$\frac{V}{W} \geq d$$

NIVEL	ENTRE PISO	H _i	h _i	W _i	W _i h _i	F _i	V _i
6	6	4.0	24.0	331.74	7961.76	34.12	34.12
5	5	4.0	20.0	331.74	6634.80	28.43	62.55
4	4	4.0	16.0	331.74	5307.84	22.75	85.30
3	3	4.0	12.0	331.74	3984.88	17.06	102.36
2	2	4.0	8.0	331.74	2653.92	11.37	113.73
1	1	4.0	4.0	331.74	1326.96	5.69	119.42
				1990.44	27870.16		

Para obtener el efecto de torsión y los desplazamientos se calcularán las rigideces con las fórmulas de ---- Wilbur tomando en cuenta que dada la simetría de la estructura, los resultados de computadora diferirán poco de los obtenidos con este método aproximado.

Primero se consideran los marcos empotrados en la base con :

$$E_c = 10\,000.0 \sqrt{f'c} \quad E_c = 141421.36 \text{ Kg/cm}^2.$$

Cálculo de propiedades para marco de 3 crujeas

$$I_c = \frac{40 \times 60^3}{12} \quad I_c = 720,000.00 \text{ cm}^4$$

$$K_c = \frac{I_c}{L_c} \quad K_c = \frac{720000.0}{400.0} \quad K_c = 1800.00$$

$$I_T = \frac{25 \times 50^3}{12} \quad I_T = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$K_T = \frac{I_T}{L} \quad K_T = \frac{260,416.67}{500.0} \quad K_T = 520.83$$

La rigidez del primer entrepiso.

$$K_1 = h_1 \left(\frac{48 E}{\sum k_{hi} + \frac{\sum k_{t_1} + \sum k_{c_1}}{12}} \right)$$

$$K_1 = \frac{48 \times 141421.36}{400 \left(\frac{4 \times 400}{4 \times 1800} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83} + \frac{4 \times 1800}{12} \right)}$$

$$K_1 = 28,658.53$$

Rigidez del segundo entrepiso

$$K_2 = \frac{48 E}{h_2 \left(\frac{4 h_2}{\sum k_{c_1}} \frac{k_1 + h_2}{\sum k_{t_1} + \frac{kc_1}{12}} + \frac{h_2 + h_3}{\sum kt_2} \right)}$$

$$K_2 = \frac{48 \times 141421.36}{400 \left(\frac{4 \times 400}{4 \times 1800} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83 + 4 \times 1800} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83} \right)}$$

$$k_2 = 15,369.53$$

Rigidez del entrepiso 3, 4, 5 "N"

$$k_n = \frac{48 E}{h_n \left(\frac{4 h_n}{\sum k_{c_n}} \frac{h_m + h_n}{\sum k_{t_m}} \frac{h_n + h_o}{\sum t_n} \right)}$$

$$k_n = \frac{48 \times 141421.36}{400 \left(\frac{4 \times 400}{4 \times 1800} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83} \right)}$$

$$k_n = 13617.61$$

Para el último entrepiso en general, si se acepta que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último, se ve que es aplicable la fórmula para entrepisos intermedios, poniendo $2h_m$ en vez de h_m y haciendo $h_o = 0$.

$$k_6 = \frac{48 E}{\left(\frac{4h_6}{\sum k_6} + \frac{2h_5 + h_6}{\sum k_{t_5}} + \frac{h_6}{\sum k_{t_6}} \right)}$$

$$k_6 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{4 \times 1800 + 2 \times 400 + 400 + 400} \right)$$

$$k_6 = 13617.53$$

Rigidez de marcos de 4 crujiás

$$I_t = \frac{25 \times 50^3}{12} \quad I_t = 260,416.67 \text{ cm}^4$$

$$k_t = \frac{260,416.67}{600.00} = k_t = 434.03$$

$$I_c = \frac{60 \times 40^3}{12} \quad I_c = 320,000.0 \text{ cm}^4$$

$$k_c = 800.00$$

$$k_1 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{5 \times 800 + 4 \times 434.03 + 5 \times 800.0} \right)$$

$$k_1 = 21575.25$$

$$k_2 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{5 \times 800 + 4 \times 434.03 + 5 \times 800.0 + 4 \times 434.03} \right)$$

$$k_2 = 13605.04$$

Rigidez de los entrepisos 3, 4 y 5

$$k_n = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{5 \times 800} + \frac{400 + 400}{4 \times 434.03} + \frac{400 + 400}{4 \times 434.03} \right)$$

$$k_n = 12840.97$$

Para el último entrepiso, se acepta que la cortante del penúltimo piso es el doble que la del último se hace 2 hm en vez de hm y $h_0 = 0$

$$k_6 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{5 \times 800} + \frac{2 \times 400 + 400}{4 \times 434.03} + \frac{400}{4 \times 434.03} \right)$$

Si en lugar de estar empotados los marcos en la cimentación, éstos estuvieran articulados, sólo se cambia la rigidez en el primer y segundo entrepiso, siendo las fórmulas de rigidez.

$$k_1 = \frac{24 E}{h_1 \left(\frac{8h_1}{h_{ci}} + \frac{2h_1 + h_2}{\sum k_1} \right)}$$

$$k_2 = \frac{48 E}{h_2 \left(\frac{4h_2}{\sum k_{c2}} + \frac{h_2 + h_3}{k_{t2}} + \frac{2h_1 + h_2}{k_{t1}} \right)}$$

En marco de 3 crujías

$$k_1 = 400 \left(\frac{24 \times 141421.36}{4 \times 1800} + \frac{2 \times 400 + 400}{3 \times 520.83} \right)$$

$$k_1 = 6\,998.49$$

$$k_2 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{4 \times 1800} + \frac{400 + 400}{3 \times 520.83} + \frac{2 \times 400 + 400}{3 \times 520.83} \right)$$

$$k_2 = 11\,296.91$$

En marco de 4 crujías

$$k_1 = 400 \left(\frac{24 \times 141421.36}{5 \times 800} + \frac{2 \times 400 + 400}{4 \times 434.03} \right)$$

$$k_1 = 5\,690.25$$

$$k_2 = 400 \left(\frac{48 \times 141421.36}{5 \times 800} + \frac{400 + 400}{4 \times 434.03} + \frac{2 \times 400 + 400}{4 \times 434.03} \right)$$

$$k_2 = 10\,934.68$$

Relación de rigideces

Como marco empotrado

Sentido Y

Sentido X

$$k_{1y} = 28658.53 = 1.33 k_{1x} \quad k_{1x} = 21\ 575.25 = 1.0$$

$$k_{2y} = 15\ 369.53 = 1.13 k_{2x} \quad k_{2x} = 13\ 605.04 = 1.0$$

$$k_{3y} = 13\ 617.57 = 1.06 k_{3x} \quad k_{3x} = 12\ 840.97 = 1.0$$

$$k_{4y} = 13\ 617.57 = 1.06 k_{4x} \quad k_{4x} = 12\ 840.97 = 1.0$$

$$k_{5y} = 13\ 617.57 = 1.06 k_{5x} \quad k_{5x} = 12\ 840.97 = 1.0$$

$$k_{6y} = 13\ 617.57 = 1.06 k_{6x} \quad k_{6x} = 12\ 840.97 = 1.0$$

Como marco articulado

$$k_{1y} = 6\ 998.49 = 1.23 k_{1x} \quad k_{1x} = 5\ 690.25 = 1.0$$

$$k_{2y} = 11\ 296.97 = 1.03 k_{2x} \quad k_{2x} = 10934.68 = 1.0$$

Análisis por torsión.

ENTREPISO 6

$$e_c = 0 \therefore M_t = \pm e a_c + V$$

$$V_x = 34.12 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 0.10 \times 15.0 \times 34.12$$

$$M_{tx1} = 51.18$$

$$V_y = 34.12 \quad X_v = 12.00 \quad M_{ty1} = 0.10 \times 24.0 \times 34.12$$

$$M_{ty1} = 81.89$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 381.6 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	8.53	0.76	9.29
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	8.53	0.25	8.78
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	8.53	0.25	8.78
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	8.53	0.76	9.29
Σ	4.0		30.0			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.0	0.0	-12.0	-12.72	152.64	6.82	2.06	8.88
2X	1.06	6.0	6.36	-6.0	6.36	38.16	6.82	1.03	7.85
3X	1.06	12.0	12.72	0.0	0.00	0.0	6.82	0.0	6.82
4X	1.06	18.0	19.08	6.0	6.36	38.16	6.82	1.03	7.85
5X	1.60	24.0	25.44	12.0	12.72	152.64	6.82	2.06	8.88
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 5

$$e_c = 0.0 \therefore M_t = \pm eac.V$$

$$V_x = 62.55 \text{ ton.} \quad Y_v = 7.50 \quad M_t X_1 = 62.55 \times 0.10 \times 15$$

$$M_t X_1 = 93.83$$

$$V_y = 62.55 \text{ ton.} \quad X_v = 12.0 \quad M_t Y_1 = 62.55 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_t Y_1 = 150.12$$

$$K_{ix} Y_{it}^2 + K_{iy} X_{it}^2 = 125.00 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	7.50	7.50	56.25	15.64	1.39	17.03
2Y	1.0	5.0	5.0	2.50	2.50	6.25	15.64	0.46	16.10
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	15.64	0.46	16.10
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	15.64	1.26	17.03
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.00	0.00	12.00	12.72	152.64	12.51	3.77	16.28
2X	1.06	6.00	6.36	6.00	6.36	38.16	12.51	1.88	14.39
3X	1.06	12.00	12.72	0.00	0.00	0.00	12.51	0.00	12.51
4X	1.06	18.00	19.08	6.00	6.36	38.16	12.51	1.88	14.39
5X	1.06	24.00	25.44	12.00	12.72	152.64	12.51	3.77	16.28
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 4

$$V_x = 85.30 \text{ ton.} \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 0.10 \times 15.0 \times 85.30$$

$$M_{txj} = 127.95$$

$$V_y = 85.30 \text{ ton.} \quad X_v = 12.00 \quad M_{ty1} = 85.30 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{tyj} = 204.72 \text{ ton-m}$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.00 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.00	0.00	0.00	-7.50	-7.50	56.25	21.33	1.89	23.22
2Y	1.00	5.00	5.00	-2.50	-2.50	6.25	21.33	0.63	21.96
3Y	1.00	10.00	10.00	2.50	2.50	6.25	21.33	0.63	21.96
4Y	1.00	15.00	15.00	7.50	7.50	56.25	21.33	1.89	23.22
	4.00		30.00			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
2X	1.06	0.0	0.00	-12.00	-12.72	152.64	17.06	5.14	22.20
2X	1.06	6.0	6.36	-6.00	-6.36	38.16	17.06	2.57	19.63
3X	1.06	12.00	12.72	0.00	0.00	0.00	17.06	0.00	17.06
4Y	1.06	18.00	19.08	6.00	6.36	38.16	17.06	2.57	19.63
5X	1.06	24.00	25.44	12.00	12.72	152.64	17.06	5.14	22.20
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 3

$$V_x = 102.36 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 102.36 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 153.54$$

$$V_y = 102.36 \quad X_v = 12.6 \quad M_{ty1} = 102.36 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 245.66$$

$$K_{ixYit}^2 + K_{iyXit}^2 = 125.00 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	kixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	25.59	2.27	27.86
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	25.59	0.76	26.35
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	25.59	0.76	26.35
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	25.59	2.27	27.86
	4.0		30.0			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.00	0.0	-12.00	-12.72	152.64	20.47	6.17	26.64
2X	1.06	6.00	6.36	-6.00	-6.36	38.16	20.47	3.08	23.55
3X	1.06	12.00	12.72	0.00	0.00	0.00	20.47	0.0	20.47
4X	1.06	18.00	19.08	6.00	6.36	48.16	20.47	3.08	23.55
5X	1.06	24.00	25.44	12.00	12.72	152.64	20.47	6.17	26.64
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 2

Marco empotrado en la base

$$V_x = 113.73 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 113.73 \times 0.10 \times 15.00$$

$$M_{tx1} = 170.60$$

$$V_y = 113.73 \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 113.73 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 272.95$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.00 + 406.80 = 531.80$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.00	0.00	0.00	-7.50	-7.50	56.26	28.43	2.41	30.84
2Y	1.00	5.00	5.00	-2.50	-2.50	6.25	28.43	0.80	29.23
3Y	1.00	10.00	10.00	2.50	2.50	6.25	28.43	0.80	29.23
4Y	1.00	15.00	15.00	7.50	7.50	56.25	28.43	2.41	30.84
	4.00		30.00			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.13	0.00	0.00	-12.0	13.56	162.72	22.75	6.96	29.71
2X	1.13	6.00	6.78	-6.00	6.78	40.68	22.75	3.48	26.23
3X	1.13	12.00	13.56	0.00	0.00	0.00	22.75	0.00	22.75
4X	1.13	18.00	20.34	6.00	6.78	40.68	22.75	3.48	26.23
5X	1.13	24.00	27.12	12.00	13.56	162.72	22.75	6.96	29.71
	5.65		67.80			402.80			

ENTREPISO 1

Marco empotrado en la base.

$$V_x = 119.42 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 119.42 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx} = 179.13$$

$$V_y = 119.42 \quad X_v = 12.00 \quad M_{ty1} = 119.42 \times 0.20 \times 24.0$$

$$M_{ty} = 286.61$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 478.80 = 603.80$$

EJE	Kiy	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.00	0.00	0.00	7.50	7.50	56.25	29.86	2.23	32.00
2Y	1.00	5.00	5.00	2.50	2.50	6.25	29.86	0.74	30.60
3Y	1.00	10.00	10.00	2.50	2.50	6.25	29.86	0.74	30.60
4Y	1.00	15.00	15.00	7.50	7.50	56.25	29.86	2.23	32.09
	4.00					125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Kit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.33	0.00	0.00	12.00	-15.96	191.52	23.88	7.58	31.46
2X	1.33	6.00	7.98	6.00	-7.98	47.88	23.88	3.79	27.67
3X	1.33	12.00	15.96	0.00	0.00	0.00	23.88	0.00	23.83
4X	1.33	18.00	23.94	6.00	7.98	47.88	23.88	3.79	27.67
5X	1.33	24.00	31.92	12.00	15.96	191.52	23.88	7.58	31.46
	6.65		79.80			478.80			

ENTREPISO 2

Marcos articulados en la base.

$$V_x = 113.73 \text{ ton.} \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 170.60$$

$$V_y = 113.73 \text{ ton.} \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 272.95.$$

$$K_{ixYit}^2 + K_{iyXit}^2 = 125.0 + 370.88 = 495.88$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	28.43	2.58	31.01
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	28.43	0.86	29.29
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	28.43	0.86	29.29
4Y	1.0	15.00	15.0	7.50	7.50	56.25	28.43	2.58	31.01
	4.0		30.0			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xt	KiyXt	KixXt ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.03	0.0	0.0	-12.0	12.36	148.36	22.75	6.88	29.55
2X	1.03	6.0	6.18	-6.0	6.18	37.08	22.75	3.40	26.15
3X	1.03	12.0	12.36	0.0	0.0	0.0	22.75	0.0	22.75
4X	1.03	18.0	18.54	6.0	6.18	37.08	22.75	3.40	26.15
5X	1.03	24.0	24.72	12.0	12.36	148.36	22.75	6.88	29.55
	5.15		61.80			370.88			

ENTREPISO 1

Marco articulado en la base.

$$V_x = 119.42 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 179.13$$

$$M_{tx2} =$$

$$V_y = 119.42 \quad X_v = 12.50 \quad M_{tx1} = 286.61$$

$$M_{ty2} =$$

$$K_{ixYit}^2 + K_{iyXit}^2 = 567.80$$

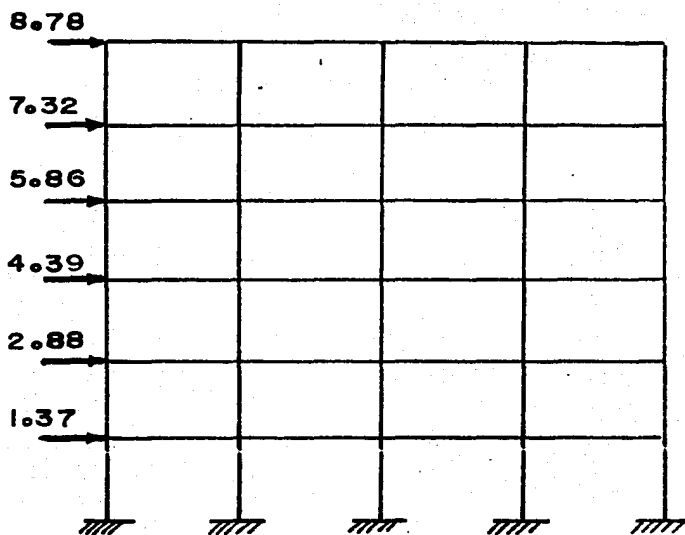
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KiyYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	29.82	2.37	32.19
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	29.82	0.79	30.61
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	29.82	0.79	30.61
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	29.82	2.37	32.19
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.25	0.00	0.0	-12.0	14.76	177.12	23.88	7.45	31.33
2X	1.23	6.00	7.38	6.0	7.38	44.28	23.88	3.73	27.61
3X	1.23	12.00	14.76	0.0	0.0	0.0	23.88	0.00	23.88
4X	1.23	18.00	22.14	6.0	7.38	44.28	23.88	7.45	27.61
5X	1.23	24.00	29.52	12.0	14.76	177.12	23.88	3.73	31.33
	6.15		73.8			442.80			

Cargas en los marcos empotrados. (TONS.)

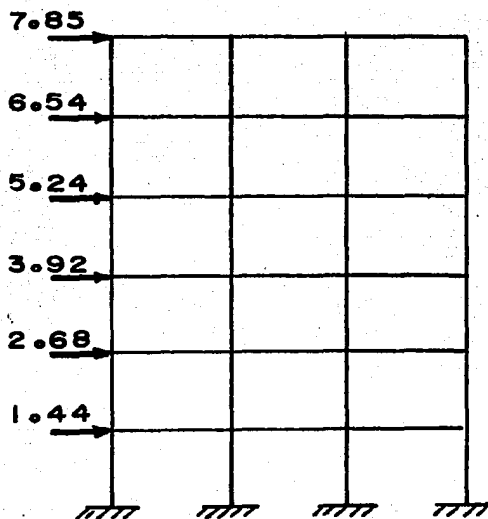
EJE 3

NIVEL	V_i	F_i
6	8.78	8.78
5	16.10	7.32
4	21.96	5.86
3	26.35	4.39
2	29.23	2.88
1	30.60	1.37



EJE "D"

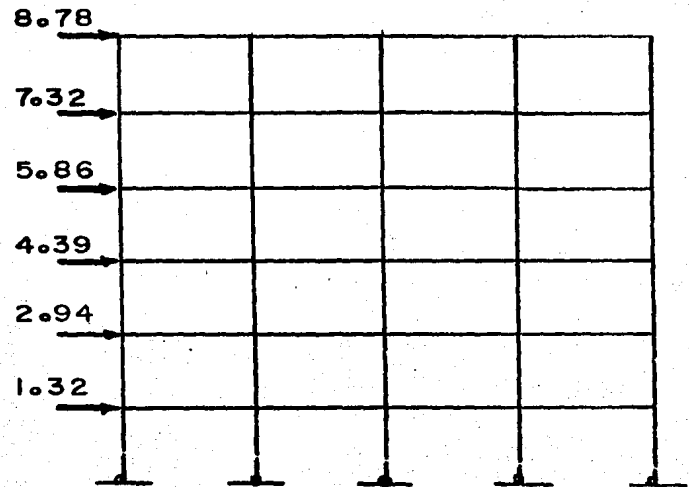
NIVEL	V_i	F_i
6	7.85	7.85
5	14.39	6.54
4	19.63	5.24
3	23.55	3.92
2	26.23	2.68
1	27.67	1.44



Cargas en los marcos articulados.(TONS.)

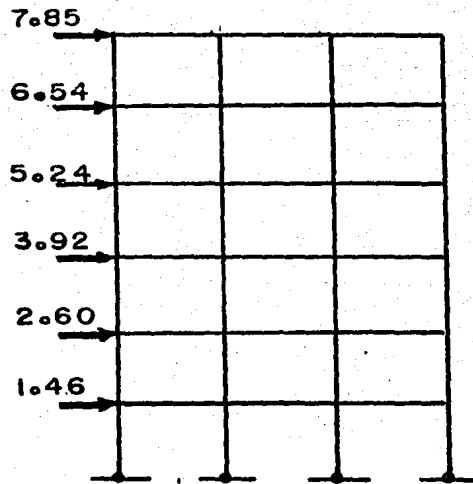
EJE 3

NIVEL	Vi	Fi
6	8.78	8.78
5	16.10	7.32
4	21.96	5.86
3	26.35	4.39
2	29.29	2.94
1	30.61	1.32



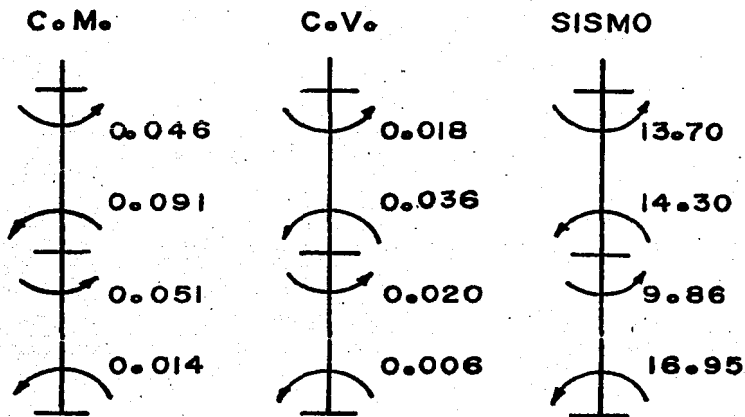
EJE D

NIVEL	Vi	Fi
6	7.85	7.85
5	14.39	6.54
4	19.63	5.24
3	23.55	3.92
2	26.15	2.60
1	27.61	1.46

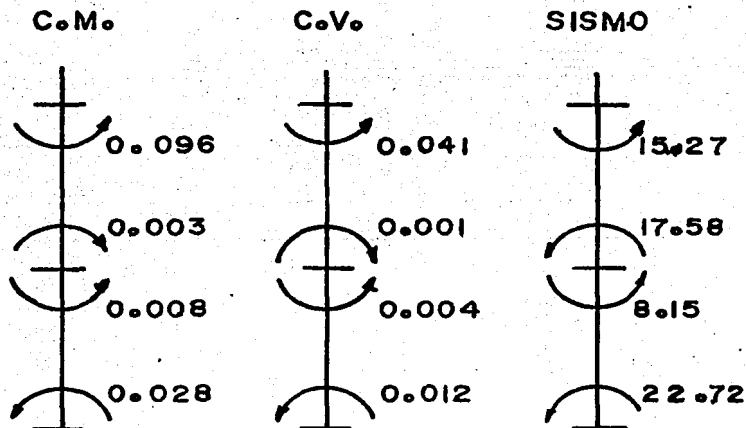


Elementos de flexión en columnas por análisis de computadora
 Marcos Empotrados.

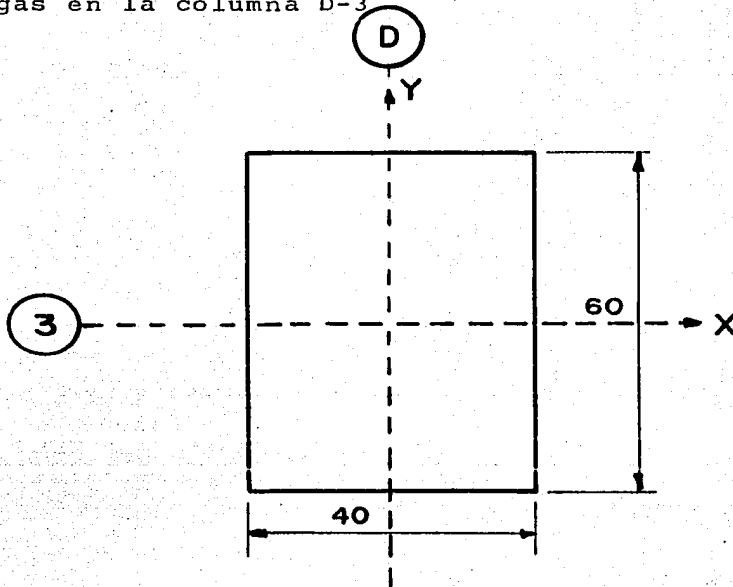
EJE "3" (My, TON-M)



EJE "D" (Mx, TON-M)



Cargas en la columna D-3



Combinación de cargas

CM + CV

1er. Nivel.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.4 (128.66 + 27.23) & P_u &= 218.25 \text{ ton.} \\
 M_{xs} &= 1.4 (0.008 + 0.004) & M_{xs} &= 0.017 \text{ ton-m.} \\
 M_{xi} &= 1.4 (0.028 + 0.012) & M_{xi} &= 0.056 \text{ ton-m.} \\
 M_{ys} &= 1.4 (0.051 + 0.020) & M_{ys} &= 0.099 \text{ ton-m.} \\
 M_{yi} &= 1.4 (0.014 + 0.006) & M_{yi} &= 0.028 \text{ ton-m}
 \end{aligned}$$

CM + CV + S

1er. Nivel.

$$\begin{aligned}
 P_{u_x} &= 1.1 (1.28.66 + 27.23 + 1.62) & P_{u_x} &= 173.26 \text{ ton.} \\
 P_{u_x} &= 1.1 (1.28.66 + 27.23 + (-1.55)) & P_{u_x} &= 169.77 \text{ ton.} \\
 P_{u_y} &= 1.1 (1.28.66 + 27.23 + 0.49) & P_{u_y} &= 172.02 \text{ ton.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{xs} &= 1.1 (0.008 + 0.004 + 8.15) & M_{xs} &= 8.98 \text{ ton-m.} \\ M_{xi} &= 1.1 (0.028 + 0.012 + 22.72) & M_{xi} &= 25.07 \end{aligned}$$

El 30 %

$$\begin{aligned} M_{xs} &= 2.69 \text{ ton-m.} \\ M_{xi} &= 7.51 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

En el sentido X

$$\begin{aligned} M_{ys} &= 1.1 (0.051 + 0.020 + 9.86) & M_{ys} &= 10.92 \text{ ton-m.} \\ M_{yi} &= 1.1 (0.014 + 0.006 + 16.95) & M_{yi} &= 18.67 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

El 30 %

$$\begin{aligned} M_{ys} &= 3.28 \text{ ton-m.} \\ M_{yi} &= 5.60 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

Cálculo de factores de amplificación de momentos.
Efectos de esbeltez en la dirección XX

Por movimiento general

Revisión según inciso 1.3.2b. se pueden despreciar los efectos de esbeltez si : $\frac{H'}{V} \leq 22$

$$H = 350 \text{ cm.}$$

$$\text{Nudo Superior } \psi_s = \frac{800 \times 800}{434.0 + 434.0} \quad \psi_s = 1.84$$

Nudo Inferior $\psi_1 = 0.0$ por estar empotrado en la cimentación

En la figura 2 de las normas $k = 1.28$

$$H' = 1.28 \times 350 \quad H' = 448.0 \text{ cm.}$$

$$r = 0.30 \text{ h.}$$

$$r = 0.30 \times 40 = 12.0 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{448.0}{12}$$

$$\frac{H'}{r} = 37.33 \quad 22$$

∴ Se deben considerar los efectos de esbeltez.

El factor de amplificación se puede calcular de dos formas:

Primer método.

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0$$

$$P_u = 1.4(4 \times (8.22 + 57.36) + 6(17.78 + 87.42) + 4(14.78 + 84.72) + 6(27.23 + 128.66))$$

$$\sum P_u = 3\,117.60 \text{ ton.}$$

$$P_c = \frac{F_r E I \pi^2}{(H')^2}$$

Columnas extremas

$$s = \frac{800.0 + 800.0}{434.03} \quad \psi_s = 3.69$$

$$\psi_1 = 0.0$$

$$\therefore \kappa = 1.45$$

$$H' = 1.45 \times 350$$

$$H' = 507.50 \text{ cm.}$$

$$I_g = 320\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 10\,000 \text{ fc'}$$

$$E_c = 10\,000.0 \sqrt{200} = 141421.36 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + u}$$

$$U = \frac{Mcú}{Mu}$$

$$u = \frac{0.014}{18.67} = 0.00075$$

$$EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320\,000.0}{1.00075}$$

$$EI = 1.8088 \times 10^{10}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times 1.80881 \times 10^{10} \pi^2}{(507.50)^2}$$

$$P_c = 589.17 \text{ ton.}$$

Columna Central :

$$P_c = \frac{0.85 \times 1.80881 \times 10^{10} \times \pi^2}{(448.0)^2}$$

$$P_c = 756.06 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = 8 \times 589.17 + 17 + 12 \times 7.5606 \times 10^2$$

$$\sum P_c = 13786.08 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{3117.60}{13786.08}} = 1.29$$

Cálculo del factor de amplificación considerado la columna -- aislada.

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

$$C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.40$$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2}$$

Cálculo de M1 y M2.

$$ea = 0.05 h.$$

$$ea = 0.05 \times 40$$

$$ea = 2.00 \text{ cm.} = e_{\min}$$

$$es = \frac{10.92}{173.26}$$

$$es = 6.30 \text{ cm.}$$

$$esd = 6.30 - 2.0 \quad esd = 4.30$$

$$e_1 = \frac{18.67}{173.26}$$

$$ei = 10.78 \text{ cm}$$

$$eis = 10.78 + 2.0 \quad eid = 12.78$$

$$34 - 12 \frac{(-4.30)}{12.78} = 38.04$$

Cálculo de la longitud efectivo con la fig. 2 de las normas.

$$\psi_a = 0.0$$

$$\psi_b = 1.84$$

$$K = 0.65$$

$$H' = 0.65 \times 3.50.0$$

$$H' = 227.50 \text{ cm.}$$

$$r = 12.0 \text{ cm.}$$

$$H' = \frac{227.50}{12} = \frac{H'}{r} = 18.96 < 38.04 \quad \text{se puede ignorar el --}$$

efecto de la esbeltez.

$$\frac{M1}{M2} < 0.0 \quad \text{Por doble curvatura la relación es negativa.}$$

Cálculo del factor de amplificación en la dirección YY
Esbeltez de conjunto, se desprecia el efecto de esbeltez si:

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

$$\psi_s = \frac{1800.00 + 1800.00}{520.83 + 520.83} \quad \psi_s = 3.46$$

$$\psi_i = 0.0 \text{ por estar empotrado}$$

En la figura 2b de las normas $K = 1.42$ $H' = KH$ $r = 0.30 h$.

$$H' = 1.42 \times 350.0 \quad H' = 497.0 \text{ cm.} \quad r = 0.30 \times 60.0 \quad r = 18.0 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{497.0}{18.0} \quad \frac{H'}{r} = 27.61 > 22.0 \quad \text{Si se debe considerar el --- efecto de esbeltez .}$$

$$u = \frac{0.028}{25.04} \quad U = 0.00112 \quad \sum Pu = 3,117.60 \text{ ton.} \quad I_g = 720\,000 \text{ cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720\,000.0}{1 + 0.00112}$$

$$EI = 4.06838 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2$$

Cálculo de H' y P_c en columnas extremas.

$$\psi_s = \frac{1800.0 + 1800.0}{520.83} \quad \psi_s = 6.91 \quad \psi_i = 0.0 \quad K = 1.60$$

$$H' = KH \quad H' = 1.60 \times 350 \quad H' = 560.0 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{Fr EI \pi^2}{(H')^2} \quad P_c = \frac{0.85 \times 4.06838 \times 10^{10} \pi^2}{(560.0)^2} \quad P_c = 1088.34 \text{ ton.}$$

Cálculo de P_c en columnas interiores $H' = 497.0$ cm.

$$P_c = \frac{0.85 \times 4.06838 \times 10^{10} \times \pi^2}{(497.0)^2} \quad P_c = 1381.74 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = (1088.34 + 1381.74) \cdot 10 \quad \sum P_c = 24700.80$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3117.60}{24700.80}} \quad F_a = 1.14$$

Cálculo del factor de amplificación considerando la columna - aislada.

$$\psi_s = 3.46 \quad \psi_i = 0.0 \quad K = 0.675 \quad H' = KH \quad H' = 0.675 \times 350$$

$$H' = 236.25 \text{ cm.}$$

$$e_a = 0.05 h \quad e_a = 0.05 \times 60 \quad e_a = 3.00 \text{ cm.} > 2.0 \text{ cm.}$$

$$e_s = \frac{8.98}{173.26} = \quad e_s = 5.18 \text{ cm.} - 3 = 3.28$$

$$e_i = \frac{25.04}{173.26} = \quad e_i = 14.45 \text{ cm.} + 3 = 17.45$$

$$34 - 12 \left(\frac{-2.18}{17.45} \right) = 35.60$$

$$r = 0.30 h. \quad r = 0.30 \times 60.0 \quad r = 18.0$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{236.25}{18} \quad \frac{H'}{r} = 13.13 < 35.50$$

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1.0 \quad C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2}$$

$$F_a = 1.0$$

Factores de amplificación de la columna D-3 en el segundo nivel.

Combinación de cargas.

C.M. + C.V.

$$\begin{aligned} P_u &= 1.4 (107.22 + 23.14) & P_u &= 182.50 \text{ ton.} \\ M_{xs} &= 1.4 (0.996 + 0.041) & M_{xs} &= 0.192 \text{ ton-m.} \\ M_{xi} &= 1.4 (0.003 + 0.001) & M_{xi} &= 0.006 \text{ ton-m.} \\ M_{ys} &= 1.4 (0.046 + 0.018) & M_{ys} &= 0.090 \text{ ton-m.} \\ M_{yi} &= 1.4 (0.091 + 0.036) & M_{yi} &= 0.178 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

C.M. + CV. + S

$$\begin{aligned} P_{ux} &= 1.1 (107.22 + 23.14 \times 1.13) & P_{ux} &= 144.64 \text{ ton.} \\ P_{ux} &= 1.1 (107.22 + 23.14 - 1.08) & P_{ux} &= 142.21 \text{ ton.} \\ P_{uy} &= 1.1 (107.22 + 23.14 + 0.18) & P_{uy} &= 143.59 \text{ ton.} \\ P_{uy} &= 1.1 (107.22 + 23.14 - 0.12) & P_{uy} &= 143.26 \text{ ton.} \\ M_{xs} &= 1.1 (0.096 + 0.041 + 15.27) & M_{xs} &= 16.95 \text{ ton-m.} \\ M_{ys} &= 1.1 (0.046 + 0.018 + 13.70) & M_{ys} &= 15.14 \text{ ton-m} \\ M_{yi} &= 1.1 (0.091 + 0.036 + 14.30) & M_{yi} &= 15.87 \text{ ton-m} \\ M_{xi} &= 1.1 (0.003 + 0.001 + 17.58) & M_{xi} &= 19.34 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

30 %

$$\begin{aligned} M_{xs} &= 5.09 \text{ ton-m.} & 30 \% \\ M_{xi} &= 5.80 \text{ ton-m.} \\ M_{ys} &= 4.54 \text{ ton-m.} \\ M_{yi} &= 4.76 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

Efectos de esbeltez.

Dirección XX.

a): Por movimiento general, inciso 1.3.2b.

Se pueden despreciar si $\frac{H'}{r} < 22$ $H = 350.0 \text{ cm.}$

$$\text{Nudo S } \psi_s = \frac{800.0 + 800.0}{434.03 + 434.03} \quad \psi_s = 1.84$$

$$\text{Nudo I } \psi_i = \frac{800.0 + 800.0}{434.03 + 434.03} \quad \psi_i = 1.84$$

En la figura 1.1b. de las normas $K = 1.53$

$$H' = KH \quad H' = 1.53 \times 350 \quad H' = 535.5 \text{ cm.}$$

$$r = 0.30 h \quad r = 0.30 \times 40 \quad r = 12.0$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{535.5}{12} \quad \frac{H'}{r} = 44.63 > 22.0$$

Si se deben considerar los efectos de esbeltez.

Factor de amplificación.

$$F_a = \frac{1.0}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}}$$

$$\sum Pu = 1.4(4 \times (7.07 + 47.8)) + 6(12.64 + 72.85) + 4(12.64 + 70.60) + 6(23.14 + 107.22)$$

$$\sum Pu = 2586.56 \text{ ton.}$$

$$I_g = 320\,000.0 \quad E_c = 10\,000 \sqrt{f'c} \quad E_c = 141421.36 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$u = \frac{0.091}{15.87} \quad u = 0.00573$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1+u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320\,000.0}{1.00573}$$

$$EI = 1.79988 \times 10^{10} \text{ Kg - cm}^2.$$

$$P_c = \frac{Fr \pi^2 EI}{(H')^2} \quad P_c = \frac{0.85 \times 1.79988 \times 10^{10}}{(535.5)^2} \quad P_c = 526.25 \text{ ton.}$$

Columnas extremas.

$$\Psi_s = \frac{800.0 + 800.0}{434.03} \quad \Psi_s = 3.69$$

$$\Psi_i = 3.69 \quad K = 1.96 \quad H' = KH \quad H' = 1.96 \times 350.0 = 686.00 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.79988 \times 10^{10}}{(686)^2} \quad P_c = 320.86 \text{ ton.}$$

$$P_c = 12 \times 526.25 + 8 \times 320.86 \quad P_c = 8881.88 \text{ ton.}$$

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

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{8881.88}}$$

$$F_a = 1.41$$

Revisión de la columna suponiendo sus extremas restringi-
dos lateralmente. Revisión para ver si se pueden despreciar-
los efectos de esbeltez.

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$$

$$F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{M P_u}{M P_c}}$$

$$C_m = 0.60 + 0.40 \frac{M_1}{M_2} > 0.4$$

$$e_a = 0.05 h$$

$$e_a = 0.05 \times 40$$

$$e_a = 2.00 = e \text{ min.}$$

$$e_s = \frac{15.14}{144.64}$$

$$e_s = 10.47 \text{ cm.}$$

$$e_i = \frac{15.87}{144.64}$$

$$e_i = 10.97 \text{ cm.}$$

$$e_{ds} = 10.47 - 2.0$$

$$e_{ds} = 8.97$$

$$e_{di} = 10.97 + 2.0$$

$$e_{di} = 12.97$$

$$34 - 12 \frac{(-8.97)}{12.97} = 42.30$$

Con $\psi_s = \psi_i$ $\psi_s = 1.84$ en la fig. 2 $K = 0.84$

$$H' = KH \quad H' = 0.84 \times 350.0 \quad H' = 294.0$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{294}{12} \quad \frac{H'}{r} = 24.50 < 42.30$$

Si se pueden despreciar los efectos de esbeltez, es decir :

$$F_a = 1.0$$

Efecto de esbeltez en la dirección YY

Revisión por movimiento general.

$$\frac{H'}{r} > 22 \quad H' = 350.0 \quad r = 0.30 h \quad r = 0.30 \times 60 \quad r = 18.0 \text{ cm}$$

$$\psi_A = \frac{1800.0 + 1800.0}{520.83 + 520.83} \quad \psi_a = 3.46 \quad \psi_b = 3.46$$

En la figura 2b $K = 1.92$

$$H' = KH \quad H' = 1.92 \times 350.0 \quad H' = 672.0$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{672.0}{18.0} = \frac{H'}{r} = 37.22 > 22.0$$

Si se debe considerar el efecto de esbeltez.

$$\sum P_u = 2586.56 \text{ ton.} \quad I_g = 720\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$U = \frac{0.003}{19.34} \quad u = 0.00016$$

$$EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720.000.0}{1.00016} \quad EI = 4.07228 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2} \quad P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.07228 \times 10^{10}}{(672.0)^2}$$

$$P_c = 756.52 \text{ ton.}$$

Columnas extremas.

$$\psi_a = \frac{1800.0 + 1800.0}{520.83} = \psi_a = 6.91$$

$$\psi_b = 6.91$$

$$\text{En la fig. 2b} \quad K = 1.6$$

$$H' = KH \quad H' = 1.60 \times 350.0 \quad H' = 560.0 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.07228 \times 10^{10}}{(560.0)^2} \quad R = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2} \quad P_c = 1089.38 \text{ ton.}$$

$$P_c = 10 (756.52 + 1089.38) \quad P_c = 18459.00 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{18459.00}} \quad F_a = 1.16$$

Revisión de la columna suponiendo sus extremos restringidos - lateralmente. Se pueden despreciar los efectos de esbeltez si:

$$ea = 0.05 h \quad \frac{H'}{r} < 34 - \frac{12 M_1}{M_2}$$

$$ea = 0.05 \times 60.0 \quad ea = 3.00 \text{ cm.}$$

$$es = \frac{16.95}{144.64} \quad es = 11.72 \text{ cm.}$$

$$ei = \frac{19.34}{144.64} \quad ei = 13.37 \text{ cm.}$$

$$e_1 = 11.72 - 3.00 \quad ei = 8.72$$

$$e_2 = 13.37 + 3.00 \quad e_2 = 16.37$$

$$34 - \frac{12 M_1}{M_2} = 34 - \frac{12 (-8.72)}{16.37} = 40.39$$

$$\psi_s = 3.46 \quad \psi_i = 3.46 \quad \text{en la fig. 2 de las normas} \quad K = 0.90$$

$$H' = \frac{0.90 \times 350}{18.0} \quad \frac{H'}{r} = 17.50 < 40.39$$

Si se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

Dimensionamiento de columnas.

Columna D-3, 1er. Nivel, se usará la condición $CM + CV + S$

$$Pu = 173.26 \text{ ton.}$$

$$Mxi = 25.04 \text{ ton-m.}$$

$$Mxs = 8.98 \text{ ton-m.}$$

$$M_{yi} = 18.67 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ys} = 10.92 \text{ ton-m.}$$

Momentos por excentricidad accidental.

$$\text{Max} = 173.26 \text{ ton.} \times 0.05 \times 0.60 \text{ m.} \quad \text{Max} = 5.20 \text{ ton-m.}$$

$$\text{May} = 173.26 \text{ ton} \times 0.05 \times 0.04 \text{ m.} \quad \text{May} = 3.47 \text{ ton-m.}$$

Diseño en dirección YY

$$\text{Datos : } f'c = 200.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_y = 4200.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad f''c = 136.0 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_x = (25.04 + 5.20) \cdot 1.14 \quad M_x = 34.47 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (5.60 + 3.47) \cdot 1.29 \quad M_y = 11.70 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{35}{40} \quad \frac{d}{h} = 0.88$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{M_y}{M_x} \quad \frac{R_y}{R_x} = \frac{11.70}{34.47} \quad \frac{R_y}{R_x} = 0.34$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f''c} \quad K = \frac{173 \cdot 260.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136} = K \cdot 0.62$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f''c} \quad R_x = \frac{34.47000.00}{0.85 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.21$$

En la figura 42 de las Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado $q = 0.60$

$$q = p \frac{f_y}{f''c} \quad p = q \frac{f''c}{f_y} \quad p = \frac{0.60 \times 136.0}{4 \times 200} \quad p = 0.0194$$

$$P > P_{min} \quad P_{min} = 0.01$$

$$A_s = p h b \quad A_s = 0.0194 \times 40 \times 60 \quad A_s = 46.56 \text{ cm}^2$$

$$10 \# 8 \quad A_s = 50.70 \text{ cm}^2$$

Diseño de columna D-3, 2o. Nivel.

Datos:

$$P_u = 144.64 \text{ ton.}$$

$$M_{xi} = 19.34 \text{ ton-m.}$$

$$M_{yi} = 4.76 \text{ ton-m.}$$

Momentos por excentricidad accidental.

$$Max = 144.64 \times 0.03 \quad Max = 4.34 \text{ ton-m.}$$

$$May = 144.64 \times 0.02 \quad May = 2.89 \text{ ton-m.}$$

Momentos totales.

$$M_x = 19.34 + 4.34 \quad M_x = 23.68 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 4.76 + 2.89 \quad M_y = 7.65 \text{ ton-m.}$$

Multiplicando por los factores de amplificación.

$$M_x = (23.68) 1.16$$

$$M_x = 27.47 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (7.65) 1.41$$

$$M_y = 10.79 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{M_y}{M_x}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{10.79}{27.47}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = 0.39$$

$$R_x = M_x$$

$$R_x = 27.47$$

$$R_x$$

$$\frac{d}{e} = \frac{55.0}{60.0} \quad \frac{d}{3} = 0.92$$

$$e = 60.0 \quad 3$$

$$K = \frac{P_u}{f_r b h^2 c}$$

$$K = \frac{144\,640.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136}$$

$$K = 0.52$$

$$R = \frac{M_x}{F_r b h^2 f c}$$

$$R = \frac{257\,9000.0}{0.85 \times 0.40 \times 60^2 \times 136}$$

$$R_x = 0.15$$

En la gráfica # 42

$$q = 0.20$$

$$p = q \frac{f'c}{f_y}$$

$$p = \frac{0.20 \times 136}{4\,200}$$

$$p = 0.0065$$

$$A_s = 15.6 \text{ cm}^2$$

$$P_{min} = 0.01 \quad A_s = 24.00 \text{ cm}^2$$

$$6 \# 8 = 30.42$$

Procedimiento aproximado optativo.

$$F_a = 1 + \frac{\frac{W_u}{h}}{\frac{Q - 1.2 W_u}{h}}$$

$$Q = 4.0$$

Cálculo del factor de amplificación para el primer nivel.

$$K_y = 28658.53 \times 5$$

$$K_y = 143\ 292.65$$

$$W_u = 3\ 117.60 \text{ ton.}$$

$$h = 400.0 \text{ cm.}$$

Para Mx.

$$F_a = 1.0 + \frac{3117600.0}{400} \quad F_a = 1.29$$

$$\frac{143292.65}{4} - \frac{1.2 \times 3117\ 600.0}{400}$$

Para My

$$K_x = 21\ 574.25 \times 4$$

$$K_x = 86\ 297.00$$

$$F_a = 1.0 + \frac{3\ 117\ 600.0}{400.0} - \frac{86\ 297.00 - 1.2 \times 3117600.0}{400} \quad F_a = 1.64$$

Cálculo del factor de amplificación para el segundo nivel.

$$W_u = 2586.56 \text{ ton.}$$

$$R_y = 15\ 369.53 \times 5$$

$$K_y = 76\ 847.65$$

$$Q = 4$$

Para Mx.

$$F_a = 1.0 + \frac{2586560.0}{400.0} - \frac{76\ 847.65 - 1.2 \times 76847.65}{400.0} \quad F_a = 1.34$$

Para My

$$Kx = 13\ 605.04 \times 4 \quad Kx = 54\ 420.16$$

$$Fa = 1.0 + \frac{2586560.0}{400.0} \quad Fa = 1.11$$

$$\frac{54\ 420.16}{4.0} - \frac{1.2 \times 2586560.0}{400.0}$$

Cálculo del área de acero de la columna del primer nivel los momentos máximos por sismo son los momentos inferiores de la columna:

$$Mx = 25.07 \text{ ton-m.}$$

$$My = 18.67 \text{ ton-m.}$$

$$Pu = 173.26 \text{ ton.}$$

$$ea = 0.05 \text{ h.}$$

$$e_{ax} = 0.05 \times 0.40 \text{ m.}$$

$$e_{ax} = 0.02 \text{ m} = e_{\text{min.}}$$

$$e_{ay} = 0.05 \times 0.60 \text{ m.}$$

$$e_{ay} = 0.03 \text{ m} > e_{\text{min.}}$$

$$Max = 173.26 (0.03)$$

$$Max = 5.20 \text{ ton-m.}$$

$$May = 173.26 (0.02)$$

$$May = 3.47 \text{ ton-m.}$$

30 %

$$Mx = 7.52 \text{ ton-m.}$$

$$My = 5.60 \text{ ton-m.}$$

En el sentido "X"

$$My = (18.67 + 3.47) \cdot 1.64 \quad My = 36.31 \text{ ton-m.}$$

$$Mx = (7.52 + 5.20) \cdot 1.29 \quad Mx = 16.41 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{Rx}{Ry} = \frac{16.41}{36.31}$$

$$\frac{Rx}{Rv} = 0.45$$

$$\frac{d}{t} = \frac{35.0}{40.0}$$

$$\frac{d}{t} = 0.875$$

$$K = \frac{Pu}{Frbhf''c}$$

$$K = \frac{173260.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136}$$

$$K = 0.62$$

$$Ry = \frac{Mu}{Frbh^2 f''c}$$

$$Ry = \frac{3631000.0}{0.58 \times 60 \times 40^2 \times 136}$$

$$Ry = 0.33$$

De la gráfica # 42

$$q = 1.20$$

$$P = \frac{q f_e''}{f_y}$$

$$p = \frac{1.20 \times 136.0}{4200.0}$$

$$p = 0.0389 \quad A = 93.36 \text{ cm}^2.$$

$$19 \# 8 = 121.68 \text{ cm}^2.$$

En el sentido "Y"

$$My = (5.60 + 3.47) \cdot 1.64$$

$$My = 14.87 \text{ ton-m.}$$

$$Mx = (25.07 + 5.20) \cdot 1.29$$

$$Mx = 39.05 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{Ry}{Rx} = \frac{14.87}{39.05}$$

$$\frac{Ry}{Rx} = 0.38$$

$$K = \frac{Pu}{Frbhf''c}$$

$$K = 0.62$$

$$Rx = \frac{Mx}{Frbh^2 f''c}$$

$$R = \frac{3905000.0}{0.85 \times 40 \times 60^2 \times 136}$$

$$Rx = 0.23$$

Se usa la dirección "X"

Cálculo de área de acero de la columna del segundo nivel, los momentos máximos por sismo son:

$$M_x = 19.34 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 15.87 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 144.64 \text{ ton.}$$

Momentos por excentricidad accidental

$$e_{ax} = -0.03 \text{ m.}$$

$$e_{ay} = 0.02 \text{ m.}$$

$$M_x = 144.64 \times 0.03$$

$$M_x = 4.34 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 144.64 \times 0.02$$

$$M_y = 2.89 \text{ ton-m.}$$

En el sentido "X"

$$M_y = (15.87 + 2.89) \times 1.11 \quad M_y = 20.82 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = (5.80 + 4.34) \times 1.34 \quad M_x = 13.59 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{d}{t} = \frac{0.875}{t} \quad \frac{R_x}{R_y} = \frac{13.59}{20.82} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.65$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h^2 c} \quad K = \frac{144640.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136} \quad K = 0.52$$

$$R = \frac{M_u}{F_r b h^2 f c} \quad R = \frac{2082000.0}{0.85 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R = 0.19$$

De la gráfica # 42 $q = 0.50$

$$p = \frac{q f''c}{f_y} \quad p = 0.50 \times \frac{136}{4200} \quad p = 0.0162 \quad A_s = 38.88 \text{ cm}^2$$

En el sentido "Y"

$$M_x = (19.34 + 4.34) 1.34 \quad M_x = 31.73 \text{ ton-m}$$

$$M_y = (4.76 + 2.89) 4.11 \quad M_y = 8.49 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{8.49}{31.73} \quad \frac{R_y}{R_x} = 0.27$$

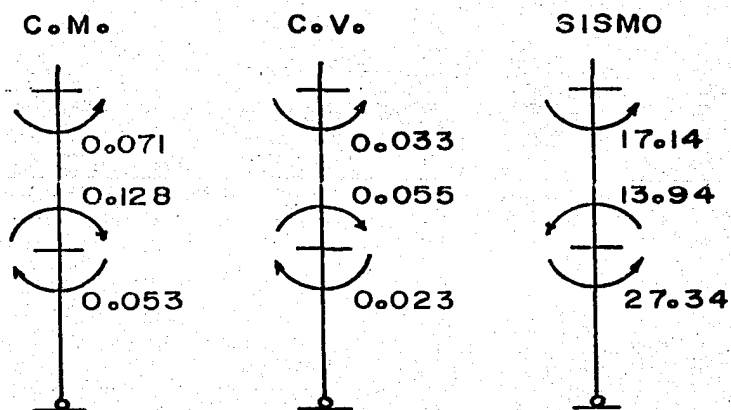
$$R_x = \frac{3173000.00}{0.85 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.19$$

Se diseña en el sentido "X" ó "Y"

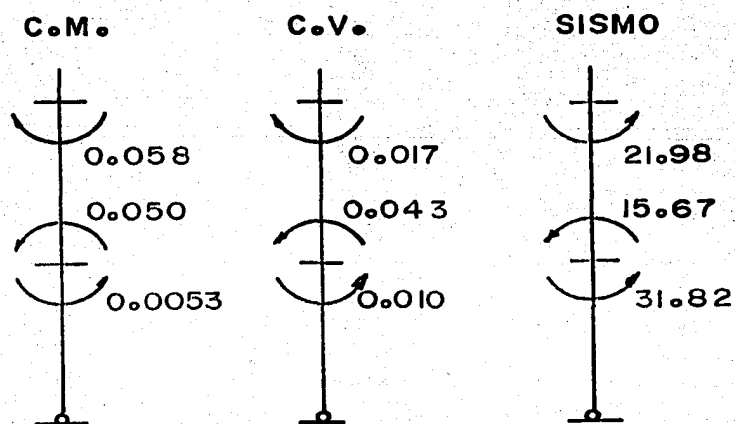
$$A_s = 38.88 \text{ cm}^2 \quad 8 \# 8$$

Momentos en las columnas del marco, considerando que la estructura está articulada en la cimentación, se obtuvieron los elementos mecánicos por computadora, con el Lenguaje Strudl.

EJE "3" (My, TON - M)



EJE "D" (Mx, TON - M)



Cálculo de los factores de amplificación considerando los marcos articulados

En sentido XX

Revisión por movimiento general, estos efectos se pueden despreciar si:

H' / r < 22.0 H = 350.0 cm

Columna del primer nivel

Nudo superior ψs = (800.0 + 800.0) / (434.03 + 434.03) ψs = 1.84

Nudo inferior ψs = ∞ K = 25

H' = 25 x 350 H' = 875.0 cm

r = 0.30 h r = 0.30 x 40.0 r = 12.0 cm

H' / r = 875.0 / 12.0 H' / r = 72.92 > 22

si se debe tomar en cuenta el factor de amplificación

Σ Pu = 3 117.60 ton

u = (0.053 / (0.053+0.023+27.34)) 1.1 u = 0.0018

EI = (0.40 EcIg) / (1 + u) Ec = 141421.36 kg/cm²
Ig = 320,000.00 cm⁴

EI = (0.40x141421.36x320,000.0) / (1 + 0.0018) EI = 1.8069 x 10¹⁰

Cálculo de Pc en columnas interiores.

Pc = (0.85x1.8069x10¹⁰ x π²) / 875² Pc = 198.00 ton

En columnas extremas

$$\psi_s = \frac{800.0+800.00}{434.03} \quad \psi_s = 3.69$$

$$\psi_1 = \infty \quad \text{por estar articulado} \quad \therefore K = 3.10$$

$$H' = KH \quad H' = 3.10 \times 350.0 \text{ cm.} \quad H' = 1085.00 \text{ cm.}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8069 \times 10^{10}}{(1085.0)^2} \quad P_c = 128.78 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = 12 \times 198.00 + 8 \times 128.78 \quad P_c = 3406.24 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum M_{Pu}}{\sum M_{Pc}}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3117.60}{3406.24}} \quad F_a = 11.80$$

Considerando a la columna aislada, el efecto de esbeltez se puede despreciar si : $\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M_1}{M_2}$

$$e_a = 0.05 h \quad e_a = 0.05 \times 40.0 \text{ cm.}$$

$$e_a = 2.000 \text{ m.} \quad e_a = e \text{ min.}$$

$$U_s = (0.053+0.023+27.34) \cdot 1.1 \quad U_s = 30.16 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = (128.66+27.23+2.08) \cdot 1.1 \quad P_u = 173.77$$

$$e_s = \frac{M_s}{P} \quad e_s = \frac{30.16}{173.77} \quad e_s = 0.17 \text{ m} \quad e_i = 0.0$$

$$e_{ds} = 0.17 + 0.02 \quad e_{ds} = 0.19 \text{ m.} \quad M_2 = 173.77 \times 0.19 \quad M_2 = 33.02 \text{ ton-m}$$

$$M_1 = -173.77 \times 0.02 \quad M_1 = -3.48 \text{ ton-m.}$$

$$34 - \frac{12 \times (-3.48)}{33.02} = 35.26$$

$$\psi_s = 1.84 \quad \psi_1 = \infty \quad K = 0.90$$

$$H' = 0.90 \times 350.0 \quad H' = 315.0 \text{ cm.} \quad r = 12.0 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{315.0}{12} \quad \frac{H'}{r} = 26.25 < 35.26$$

El factor de amplificación para esta condición es $F_a = 1.0$
En sentido YY

Considerando que el edificio se puede deslizar

$$\psi_s = 3.40 \quad \psi_1 = \infty \quad K = 3.00$$

$$H' = 5.0 \times 3.50 \text{ m.} \quad H' = 10.50 \text{ m.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{10.50}{0.18} \quad \frac{H'}{r} = 58.33 > 22.0 \quad \text{Si se debe calcular el factor de amplificación.}$$

$$U = \frac{0.0053}{(0.0053+0.010+31.82)1.1} \quad U = 0.00015$$

$$I_g = 720,000.0 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.04 \text{ Fig.}}{1+U} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720,000.0}{0.00015+1}$$

$$EI = 4.07232 \times 10^{10} \text{ Kg cm}^2.$$

Cálculo de P_c en columnas internas.

$$P_c = \frac{0.85 \times 4.07232 \times 10^{10} \times \pi^2}{(1050.0)^2} \quad P_c = 309.87 \text{ ton.}$$

Cálculo de P_c en columnas extremas

$$\psi_s = 6.91 \quad \psi_1 = \infty \quad K = 3.70 \quad H' = 3.70 \times 350 \quad H' = 1295.0 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times 4.07232 \times 10^{10} \times \pi^2}{(1295.0)^2} \quad P_c = 203.71 \text{ ton}$$

$$\sum P_c = (309.87 + 203.71) \times 10 \quad \sum P_c = 5135.80 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3117.60}{5135.80}} \quad F_a = 2.54$$

Cálculo del factor de amplificación considerando la columna - aislada.

$$\psi_s = 3.46 \quad \psi_1 = \infty \quad K = 0.95$$

$$H' = 0.95 \times 350 \quad H' = 332.50 \text{ cm.}$$

$$ea = 0.05 \text{ h.} \quad ea = 0.05 \times 60 \quad ea = 3.0 \text{ cm.}$$

$$es = \frac{35.02}{173.26} \quad es = 20.0 \text{ cm.}$$

$$Ms = 173.26 (0.20 + 0.03) \quad Ms = 39.85 \text{ ton-m.}$$

$$e_2 = 0.0 \quad ea = 0.03 \text{ m.}$$

$$Mi = 173.26 (0.03) \quad Mi = 5.20 \text{ ton-m.}$$

$$34 - \frac{12 \times 5.20}{39.85} = 32.43$$

$$\psi_s = 3.46 \quad \psi_i = \infty \quad K = 0.95$$

$$H' = KH \quad H' = 0.95 \times 350 \quad H' = 332.50 \text{ cm.}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{332.50}{18} \quad \frac{H'}{r} = 18.47$$

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{M1}{M2} \quad 18.47 < 32.43$$

El efecto de esbeltez puede despreciarse $Fa = 1.0$

Cálculo del factor de amplificación en el sentido XX de la columna del segundo nivel

Revisión por movimiento general

$$U_s = 1.84 \quad U_1 = 1.84 \quad K = 1.53 \quad H' = KH \quad H' = 1.53 \times 3.50$$

$$H' = 3.50 \text{ m} \quad H' = 535.50 \text{ cm} \quad \frac{H'}{r} = 44.63 < 22$$

Si se debe considerar el efecto de esbeltez

$$Pu = 2586.56 \text{ ton}$$

$$U = \frac{0.071}{(0.071 + 0.033 + 17.14) \cdot 1.1} \quad U = 0.0041$$

$$EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320 \ 000.0}{1.0041} \quad EI = 1.8078 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

En columna interior

$$Pc = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8028 \times 10^{10}}{(535.5)^2} \quad Pc = 527.41 \text{ ton}$$

En columna extrema $\psi_s = 3.69 \quad \psi_1 = 3.69 \quad H = 350.0 \text{ cm} \quad K = 1.96$

$$H' = KH \quad H' = 1.96 \times 350.0 \quad H' = 686.0 \text{ cm}$$

$$Pc = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8028 \times 10^{10}}{(686.0)^2} \quad Pc = 321.38 \text{ ton}$$

$$\Sigma Pc = 12 \times 527.41 + 8 \times 321.38 \quad \Sigma Pc = 8899.96 \text{ ton}$$

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{\Sigma Pu}{\Sigma Pc}}$$

$$Fa = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{8899.96}}$$

$$Fa = 1.41$$

Cálculo del factor de amplificación considerando que la columna tiene sus extremos restringidos lateralmente. Se puede despre--ciar el efecto de esbeltez si : $\frac{H'}{r} < 34 - 12 \frac{U_1}{U_2}$

$$ea = 0.05 h \quad ea = 0.05 \times 40.0 \text{ cm} \quad ea = e \text{ min}$$

$$es = \frac{18.97}{145.68} \quad es = 0.13 \text{ m} \quad Pu = (107.22 + 23.14 + 2.08) 1.1$$

$$Pu = 145.68 \text{ ton}$$

$$ei = \frac{15.54}{145.68} \quad ei = 0.11 \text{ m}$$

$$e1 = 0.11 - 0.02 \quad e1 = 0.09$$

$$e2 = 0.13 + 0.02 \quad e2 = 0.15$$

$$34 + 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 + 12 \times \frac{0.09}{0.15}$$

$$34 + 12 \frac{M_1}{M_2} = 41.20 \quad \psi_1 = 1.84 \quad \psi_s = 1.84 \quad K = 0.84$$

$$H' = HK \quad H' = 0.84 \times 350 \quad H' = 294.00 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{294.0}{12} = \frac{H'}{r} = 24.50 \quad 41.20 \quad Fa = 1.00$$

Efecto de esbeltez en la dirección YY. Revisión por movimiento general del edificio. $\psi_s = 3.46 \quad \psi_1 = 3.46: \quad K = 1.92$

$$H' = KH \quad H' = 1.92 \times 3.50 \quad H' = 672.0 \text{ cm}$$

$$r = 0.30 h \quad r = 0.30 \times 60 \quad r = 18.0 \text{ cm}$$

$$\frac{H'}{r} = \frac{672.0}{18} \quad \frac{H'}{r} = 37.22 \quad 22.0$$

$$Pu = 2586.56 \text{ ton} \quad Ig = 720,000.00 \text{ cm}^4$$

$$U = \frac{0.058}{(0.058 + 0.017 + 21.98) \cdot 1.1} \quad U = 0.00239$$

$$EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720 \cdot 000.0}{1.00239} \quad EI = 4.06322 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2$$

Cálculo de P_c

En columnas interiores:

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.06322 \times 10^{10}}{(672.0)^2} \quad P_c = 754.83 \text{ ton}$$

En columnas exteriores: $\psi_a = 6.91$ $\psi_b = 6.91$ $K = 1.60$ $H = 3.50\text{m}$

$$H' = KH \quad H' = 1.60 \times 350.0 \quad H' = 560.0 \text{ cm}$$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.06322 \times 10^{10}}{(560.0)^2} \quad P_c = 1086.96 \text{ ton}$$

$$\sum P_c = 10 (754.83 + 1086.96) \quad \sum P_c = 18417.90$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{18417.90}} \quad F_a = 1.16$$

Diseño de la columna D-3 del primer nivel, con el marco articulado en la base.

$$P_u = 173.77 \text{ ton}$$

$$M_y = 1.1 (0.053 + 0.023 + 27.34) \quad M_y = 27.42$$

$$M_x = 1.1 (0.0053 + 0.016 + 31.82) \quad M_x = 35.02$$

$$F_{axx} = 11.80 \quad F_{ayy} = 2.54$$

Diseño en el sentido XX

$$e_y = 0.05 \times 60 \text{ cm} \quad e_y = 0.03 \text{ m} \quad e_y > e_{\min} = 0.02 \text{ cm}$$

$$e_x = 0.05 \times 0.40 \text{ m} \quad e_x = 0.02 \text{ m} \quad e_x = e_{\min}$$

$$M_y = (27.42 - 173.77 \times 0.02) + 11.80 \quad M_y = 364.57 \text{ ton-m}$$

$$M_x = (35.02 + 173.77 \times 0.03) + 2.54 \times 0.30 \quad M_x = 30.66 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{30.66}{364.57} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.08 = 0$$

$$\frac{d}{t} = \frac{36}{40} \quad \frac{d}{t} = 0.90$$

Por el factor de amplificación tan grande se considera el acero en las esquinas se usa la fig. 2 de la referencia número 3.

$$K = \frac{173\,770.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136} \quad K = 0.63$$

$$R = \frac{36\,457.000.0}{0.85 \times 60 \times 40^2 \times 136} \quad R = 3.29$$

De acuerdo a las gráficas el porcentaje del Area de aceros mayor que el máximo permitido igual a 0.08 por lo que se aumenta la -- sección.

Diseño de la columna D-3 del 2º nivel con la estructura articulada en la cimentación.

$$P_u = 145.68 \text{ ton}$$

$$M_x = (0.058 + 0.017 + 21.98) 1.1 \quad M_x = 24.26 \text{ ton-m}$$

$$-M_y = (0.071 + 0.033 + 17.14) 1.1 \quad M_y = 18.97 \text{ ton-m}$$

$$F_{ax} = 1.41$$

$$F_{ay} = 1.16$$

Diseño en el sentido XX

excentricidades accidentales $e_y = 0.03$ $e_x = 0.02$

$$M_x = (24.26 + 145.68 \times 0.02) 1.41 \quad M_x = 38.31 \text{ ton-m}$$

$$M_y = (18.97 + 145.68 \times 0.03) 1.16 \times 0.30 \quad M_y = 8.12 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{M_y}{M_x} \quad \frac{R_y}{R_x} = \frac{8.12}{38.31} \quad \frac{R_y}{R_x} = 0.21$$

$$\frac{d}{t} = \frac{36}{40} \quad \frac{d}{t} = 0.90$$

$$k = \frac{145.680.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136.0} \quad K = 0.53$$

$$R_x = \frac{3.831.000.0}{0.85 \times 40^2 \times 60 \times 136.0} \quad R_x = 0.35$$

De acuerdo a la gráfica 42 $q = 1.4$ $\frac{R_y}{R_x} = 0.5$

De acuerdo a la gráfica 10 $q = 0.8$ $\frac{R_y}{R_x} = 0.0$

el valor de q para $\frac{R_y}{R_x} = 0.2$ es $q = 0.80 + 0.25 \quad q = 1.05$

$$p = q \frac{f_c''}{f_g} \quad p = 1.05 \times \frac{136.0}{4 \times 200} \quad p = 0.034 \quad A_s = 81.60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 16 \emptyset \# 8$$

Diseño en el sentido YY

$$P_u = 145.68 \text{ ton}$$

$$M_x = 24.26 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 18.97 \text{ ton-m}$$

$$\text{excentricidades accidentales } e_x = 0.02 \quad e_y = 0.03 \text{ m}$$

$$M_x = 38.31 \text{ ton-m} \times 0.30$$

$$M_x = 11.49 \text{ ton-m}$$

$$M_y = (18.97 + 145.68 \cdot 0.03) \cdot 1.16$$

$$M_y = 27.07 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{11.49}{27.07}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.42$$

$$\frac{d}{t} = \frac{55}{60}$$

$$\frac{d}{t} = 0.93$$

de la fig. 41 de la referencia No. 3

$$K = \frac{145\,680.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136}, \quad K' = 0.53$$

$$R_y = \frac{2\,707\,000.0}{0.85 \times 40 \times 60^2 \times 136}, \quad R_y = 0.16 \quad \therefore q = 0.20$$

Se diseña en el sentido YY

$$p = q \frac{f_c''}{f_y}$$

$$p = 0.20 \times \frac{136.0}{4\,200}$$

$$p = 0.0065$$

$$P_{\min} = 0.01$$

$$A_s = 24.0 \text{ cm}^2$$

$$5 \# 8$$

Una manera aproximada de tomar en cuenta los momentos de segundo orden ante la combinación de carga vertical y horizontal considerando el marco articulado.

Procedimiento aproximado Optativo

$$F_a = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h} \quad R = \text{rigidez de entrepico}$$

Primer entrepiso

$$K_y = 5\,998.49 \times 5 \quad K_y = 34\,992.45$$

$$W_u = 3\,117.60 \text{ ton} \quad h = 400.0$$

Para M_x

$$F_a = 1 + \frac{3\,117\,500.0/400}{\frac{34\,992.45}{4} - 1.2 \times \frac{3\,117\,600.0}{400.0}} \quad F_a = -11.89$$

Para M_y

$$K'_x = 5\,690.25 \times 4 \quad K'_x = 22\,761.00$$

$$F_a = 1 + \frac{3\,117\,600.0/400}{\frac{22\,761.0}{4} - 1.2 \times \frac{3\,117\,600.0}{400}} \quad F_a = -1.13$$

Como los factores de amplificación son menores que cero, se tiene que aumentar la sección de la columna articulada.

Una manera aproximada de tomar en cuenta los momentos de segundo orden ante la combinación de carga vertical y horizontal considerando el marco articulado.

Procedimiento aproximado Optativo

$$F_a = 1 + \frac{W_u/h}{R/Q - 1.2 W_u/h} \quad R = \text{rigidez de entrepico}$$

Primer entrepiso

$$K_y = 5\,998.49 \times 5 \quad K_y = 34\,992.45$$

$$W_u = 3\,117.60 \text{ ton} \quad h = 400.0$$

Para Mx

$$F_a = 1 + \frac{3\,117\,500.0/400}{\frac{34\,992.45}{4} - \frac{1.2 \times 3\,117\,600.0}{400.0}} \quad F_a = -11.89$$

Para My

$$K'_x = 5\,690.25 \times 4 \quad K'_x = 22\,761.00$$

$$F_a = 1 + \frac{3\,117\,600.0/400}{\frac{22\,761.0}{4} - \frac{1.2 \times 3\,117\,600.0}{400}} \quad F_a = -1.13$$

Como los factores de amplificación son menores que cero, se tiene que aumentar la sección de la columna articulada.

Segundo entrepiso

$$W = 2\,586.56 \text{ ton}$$

$$K_y = 11\,296.97 \times 5$$

$$K_y = 56\,484.85$$

$$Q = 4.0$$

Para M_x

$$F_a = 1.0 + \frac{2\,586\,560.0}{400}$$

$$\frac{56\,484.85}{4} - \frac{1.2 \times 2\,586\,560.0}{400}$$

$$F_a = 2.02$$

Para M_y

$$K_y = 10\,934.68 \times 4$$

$$K_y = 43\,738.72$$

$$F_a = 1.0 + \frac{2\,586\,560.0}{400}$$

$$\frac{43\,738.72}{4} - \frac{1.2 \times 2\,586\,560.0}{400}$$

$$F_a = 3.04$$

Diseño de la columna del segundo entrepiso, considerando a la estructura articulada en la base.

Diseño en el sentido XX.

$$P_u = 145.68 \text{ ton}$$

$$M_{x_u} = 0.058 + 0.017$$

$$M_{CM+CV} = 0.075$$

$$M_{y_u} = 0.071 + 0.033$$

$$M_{CM+CV} = 0.104$$

Momentos por excentricidad accidental

$$M_y = 145.68 \times 0.02$$

$$M_x = 2.91 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 145.68 \times 0.03$$

$$M_y = 4.37 \text{ ton-m}$$

$$F_{ax} = 2.02$$

$$F_{ay} = 3.04$$

$$M_{sx} = 21.98 \text{ ton-m}$$

$$M_{sy} = 17.14 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 0.104 + (17.14 + 2.91) 3.04$$

$$M_y = 61.06 \text{ ton-m}$$

$$M_x = 0.075 + (21.98 + 0.30 + 4.37) 2.02$$

$$M_x = 22.22 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{22.22}{61.06}$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 0.36$$

$$\frac{d}{t} = \frac{35}{40}$$

$$\frac{d}{t} = 0.88$$

$$R_y = 61.06$$

$$R_y$$

$$t = 40$$

$$t$$

De la referencia No. 3 en la fig. 42

$$K = \frac{145\,680.0}{0.85 \times 40 \times 60 \times 136}$$

$$K = 0.53$$

$$R = \frac{6\,106\,000.00}{0.85 \times 40^2 \times 60 \times 136}$$

$$R = 0.55$$

$$q = 1.80$$

De la referencia No. 2 en la fig. 10

$$q = 1.60$$

$$q = 1.70$$

$$p = q \frac{f''c}{f_y}$$

$$p = 1.70 \times \frac{136}{4200}$$

$$p = 0.055$$

$$A_s = 132.11 \text{ cm}^2 \text{ 260\#8}$$

En el sentido YY

$$M_x = 0.075 + (21.98 + 4.37) 2.02$$

$$M_x = 53.30 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 0.104 + (17.14 + 0.30 + 2.91) 3.04$$

$$M_y = 24.58 \text{ ton-m}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{24.58}{53.30}$$

$$\frac{R_y}{R_x} = 0.46$$

$$\frac{d}{t} = \frac{55}{60}$$

$$\frac{d}{t} = 0.92$$

$$K = 0.53$$

$$R = \frac{5\,330\,000.0}{0.85 \times 40 \times 60^3 \times 136}$$

$$R = 0.32$$

$$q = 1.20$$

Se diseña en el sentido YY

De acuerdo a las normas de emergencia el efecto de la carga viva W_a se modifica de 90.0 kg/m^2 a 180.0 kg/m^2 y se incrementa μ ----
 $C = 0.40$ y $a = 0.10$ para la zona III

$$Q = 4.0 \quad C = 0.40 \quad a = 0.10$$

$$\frac{c}{Q} = \frac{0.40}{4.0} \quad a = \frac{V}{W} \quad \frac{V}{W} = 0.10$$

$$W_p = 331.74 \text{ ton} + 0.09 \text{ ton/m}^2 \cdot 360.0 \text{ m}^2 \quad W_p = 364.14 \text{ ton}$$

NIVEL	ENTREPISO	H _i	h _i	W _i	W _i h _i	F _i	V _i
6		4.0	24.0	364.14	8739.36		62.4
	6					62.42	
5	5	4.0	20.0	364.14	7282.80	52.02	114.44
4	4	4.0	16.0	364.14	5826.24	41.62	156.06
3	3	4.0	12.0	364.14	4369.68	31.21	187.27
2	2	4.0	8.0	364.14	2913.12	20.81	208.08
1	1	4.0	4.0	364.14	1456.56	10.40	218.48
				2184.84	30587.76		

ENTREPISO 6 ANALISIS POR TORSION

$$V_x = 62.42 \text{ ton} \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tX1} = 62.42 \times 0.18 \times 15.0$$

$$M_{tX1} = 93.63$$

$$V_y = 62.42 \text{ ton} \quad X_v = 12.0 \quad M_{tY1} = 62.42 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{tY1} = 149.81$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 381.6 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	-KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.00	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	15.61	1.39	17.0
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	15.61	0.46	16.07
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	15.61	0.46	16.07
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	15.61	1.39	17.00
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.00	0.00	-12.0	12.72	152.264	12.48	3.76	16.24
2X	1.06	6.0	6.36	-6.0	6.36	38.16	12.48	1.88	14.36
3X	1.06	12.0	12.72	0.00	0.00	0.00	12.48	0.00	12.48
4X	1.06	18.0	19.08	6.00	6.36	38.16	12.48	1.88	14.36
5X	1.06	24.0	25.44	12.00	12.72	152.64	12.48	3.76	16.24
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 5

Análisis por torsión

$$e_{ac} = 0.0 \quad M_t = \pm e_{ac} \cdot V$$

$$V_x = 114.44 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tX1} = 114.44 \times 0.10 \times 15$$

$$M_{tX1} = 171.66$$

$$V_y = 114.44 \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 114.44 \times 0.10 \times 24.00$$

$$M_{ty1} = 274.66$$

$$K_{ixYit}^2 + K_{iyXit}^2 = 125.0 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.00	0.00	-7.50	-7.50	56.25	28.65	2.54	31.19
2Y	1.0	5.00	5.00	-2.50	-2.50	6.25	28.65	1.36	30.01
3Y	1.0	10.00	10.00	2.50	2.50	6.25	28.65	1.36	30.01
4Y	1.0	15.00	15.00	7.50	7.50	56.25	28.65	2.54	31.19
	4.0		30.00			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.00	0.00	-12.00	12.72	152.68	22.89	6.90	29.79
2X	1.06	6.00	6.36	-6.00	6.36	38.16	22.89	3.45	26.34
3X	1.06	12.00	12.72	0.00	0.00	0.00	22.89	0.00	22.89
4X	1.06	18.00	19.08	6.00	6.36	38.16	22.89	3.45	26.34
5X	1.06	24.00	25.44	12.00	12.72	152.64	22.89	6.90	29.79
	5.30		63.60						

ENTREPISO 4 Análisis por torsion $e_c = 0.0$ $M_t = \pm e_c \cdot V$

$$V_x = 156.06 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 156.06 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 234.09$$

$$V_y = 156.06 \quad X_v = 12.00 \quad M_{ty1} = 156.06 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 374.54$$

$$k_{xi}Y_{it}^2 + k_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	kixYi	Yit	KixYit	kixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.00	0.00	0.00	- 7.50	- 7.50	56.25	39.02	3.47	42.49
2Y	1.00	5.00	5.00	- 2.50	- 2.50	6.25	39.02	1.16	40.18
3Y	1.00	10.00	10.00	2.50	2.50	6.25	39.02	1.16	40.18
4Y	1.00	15.00	15.00	7.50	7.50	56.25	39.02	3.47	42.49
	4.00		30.00			125.00			

EJE	kix	Xi	kixXi	Xit	kixXit	kixXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.00	0.00	-12.00	12.72	152.64	31.21	9.40	40.61
2X	1.06	6.00	6.36	-6.00	-6.36	38.16	31.21	4.70	35.91
3X	1.06	12.00	12.78	0.00	0.00	0.00	31.21	0.00	31.21
4X	1.06	18.00	19.08	6.00	6.36	38.16	31.21	4.70	35.91
5X	1.06	24.00	25.44	12.00	12.78	152.64	31.21	9.40	40.61
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 3

$$e_c = M_t = + v \cdot e_{ac}$$

$$V_x = 187.27 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 187.27 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 280.91$$

$$V_y = 187.27 \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 187.27 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 449.45$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + k_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 381.60 = 506.60$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	kixYit	kixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	- 7.50	- 7.50	56.25	46.82	4.16	50.98
2Y	1.0	5.0	5.0	- 2.50	- 2.50	6.25	46.82	1.39	48.21
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	46.82	1.39	48.21
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	46.82	4.16	50.98
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	kixYi	Xit	kixYit	kixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.06	0.0	0.00	-12.0	-12.72	152.64	37.45	11.29	48.74
2X	1.06	6.0	6.36	- 6.0	- 6.36	38.16	37.45	5.64	43.09
3X	1.06	12.0	12.72	0.0	0.0	0.0	37.45	0.0	37.45
4X	1.06	18.0	19.08	6.0	6.36	38.16	37.45	5.64	43.09
5X	1.06	24.0	25.44	12.0	12.72	152.64	37.45	11.29	48.77
	5.30		63.60			381.60			

ENTREPISO 2 MARCO EMPOTRADO EN LA BASE

$$e_c = 0.0 \quad M_t = \pm \quad V \cdot e_{ac}$$

$$V_x = 208.08 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 208.08 \times 0.10 \times 16.0$$

$$M_{tx1} = 312.12$$

$$V_y = 208.08 \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 208.08 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 499.39$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 406.80 = 531.80$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1.Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	52.02	4.40	56.42
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	52.02	1.47	53.49
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	52.02	1.47	53.49
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	52.02	4.40	56.42
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.13	0.0	0.0	-12.0	13.56	167.72	41.62	12.73	54.35
2X	1.13	6.0	6.78	-6.0	6.78	40.68	41.62	6.37	47.99
3X	1.13	12.0	13.56	0.0	0.0	0.0	41.62	0.0	41.62
4X	1.13	18.0	20.34	6.0	6.78	40.68	41.62	6.37	47.99
5X	1.13	24.0	27.12	12.0	13.56	162.72	41.62	12.73	54.35
	5.65		67.80			406.80			

ENTREPISO 1 Marco empotrado en la base

$$e_c = 0.0 \quad M_t = \pm v \cdot e_{ac}$$

$$V_x = 218.48 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 218.48 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 327.72$$

$$V_y = 218.48 \quad X_v = 7.50 \quad M_{ty1} = 218.48 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 524.35$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 478.8 = 603.80$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	54.627	4.07	58.70
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	54.627	1.36	55.98
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	54.627	1.36	55.98
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	54.627	4.07	58.70
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.33	0.0	0.0	-12.0	-15.96	191.52	43.70	13.86	57.56
2X	1.33	6.0	7.98	-6.0	-7.98	47.88	43.70	6.93	50.63
3X	1.33	12.0	15.96	0.0	0.0	0.0	43.70	0.0	43.70
4X	1.33	18.0	23.94	6.0	7.98	47.88	43.70	6.93	50.63
5X	1.33	24.0	31.92	12.0	15.96	191.52	43.70	13.86	57.56
	6.65		79.80						

ENTREPISO 2 Marco articulado en la base

$$e_c = 0.0 \quad M_t = \pm V \cdot e_{ac}$$

$$V_x = 208.08 \quad Y_v = 7.50 \quad M_{tx1} = 208.08 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 312.12$$

$$V_y = 208.08 \quad X_v = 12.0 \quad M_{ty1} = 208.08 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 499.39$$

$$K_{ix}Y_{it}^2 + K_{iy}X_{it}^2 = 125.0 + 370.88 = 495.88$$

EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.0	-7.50	-7.50	56.25	52.02	4.72	56.74
2Y	1.0	5.0	5.0	-2.50	-2.50	6.25	52.02	1.57	53.59
3Y	1.0	10.0	10.0	2.50	2.50	6.25	52.02	1.57	53.59
4Y	1.0	15.0	15.0	7.50	7.50	56.25	52.02	4.72	56.74
	4.0		30.0			125.0			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.03	0.0	0.0	-12.0	12.36	148.36	41.62	12.44	54.07
2X	1.03	6.0	6.18	-6.0	6.18	37.08	41.62	6.22	47.84
3X	1.03	12.0	12.36	0.0	0.0	0.0	41.62	0.0	41.62
4X	1.03	18.0	18.54	6.0	6.18	37.08	41.62	6.22	47.84
5X	1.03	24.0	24.72	12.0	12.36	148.36	41.62	12.44	54.07
	5.15					370.88			

ENTREPISO I Marco articulado en la base

$$e_c = 0.0 \quad M_t = \pm e_{ac} \cdot V$$

$$V_x = 218.48$$

$$Y_v = 7.50$$

$$M_{tx1} = 218.48 \times 0.10 \times 15.0$$

$$M_{tx1} = 327.72$$

$$V_y = 218.48$$

$$X_v = 12.0$$

$$M_{ty1} = 218.48 \times 0.10 \times 24.0$$

$$M_{ty1} = 524.35$$

$$K_{ix} \cdot Y_{it}^2 + K_{iy} \cdot X_{it}^2 = 125.0 + 442.80 = 567.80$$

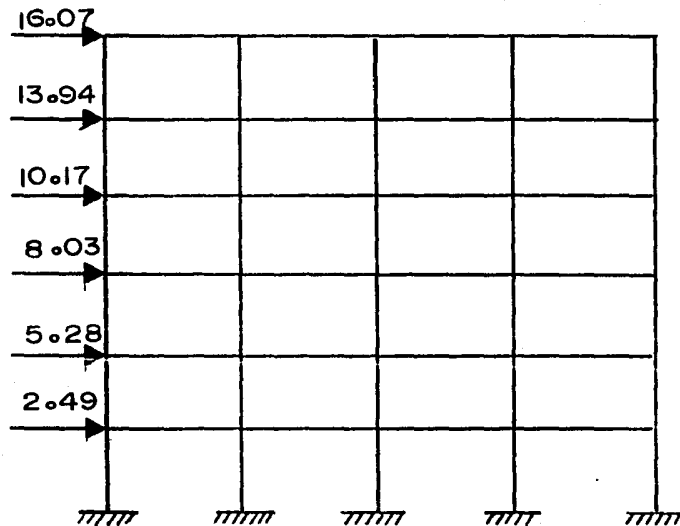
EJE	Kix	Yi	KixYi	Yit	KixYit	KixYit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1Y	1.0	0.0	0.00	-7.50	-7.50	56.25	54.62	4.33	58.95
2Y	1.0	5.0	5.00	-2.50	-2.50	6.25	54.62	1.44	56.06
3Y	1.0	10.0	10.00	2.50	2.50	6.25	54.62	1.44	56.06
4Y	1.0	15.0	15.00	7.50	7.50	56.25	54.62	4.33	58.95
	4.0		30.00			125.00			

EJE	Kiy	Xi	KiyXi	Xit	KiyXit	KiyXit ²	DIRECTO	TORSION	TOTAL
1X	1.23	0.0	0.0	-12.0	-14.76	177.12	43.80	13.63	57.43
2X	1.23	6.0	7.38	-6.0	-7.38	44.28	43.80	6.82	50.32
3X	1.23	12.0	14.76	0.0	0.0	0.0	43.80	0.00	43.80
4X	1.23	18.0	22.14	6.0	7.38	44.28	43.80	6.82	50.32
5X	1.23	24.0	29.52	12.0	14.76	177.12	43.80	13.63	57.43
	6.15	73.8				442.80			

CARGAS EN LOS MARCOSEMPOTRADOS

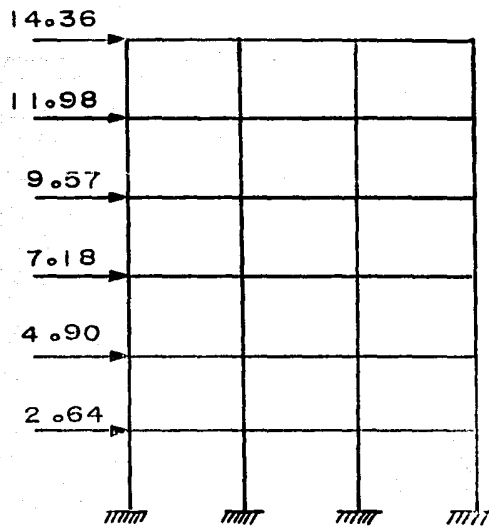
EJE "3"

NIVEL	Vi	Fi
6	16.07	16.07
5	30.01	13.94
4	40.18	10.17
3	48.21	8.03
2	53.49	5.28
1	55.98	2.49



EJE "D"

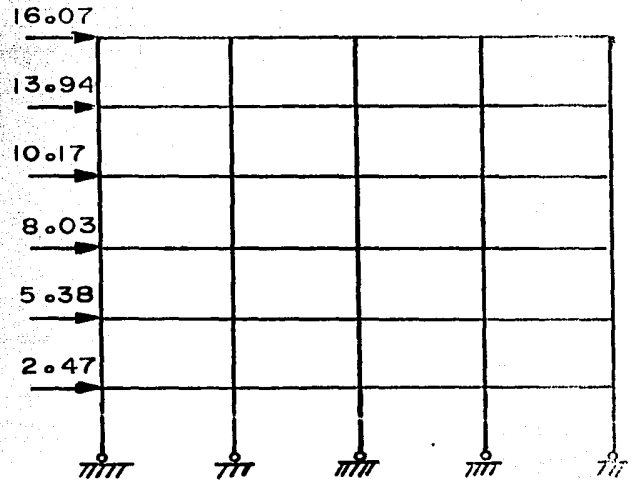
NIVEL	Vi	Fi
6	14.36	14.36
5	26.34	11.98
4	35.91	9.57
3	43.09	7.18
2	47.99	4.90
1	50.63	2.64



Cargas en marcos articulados

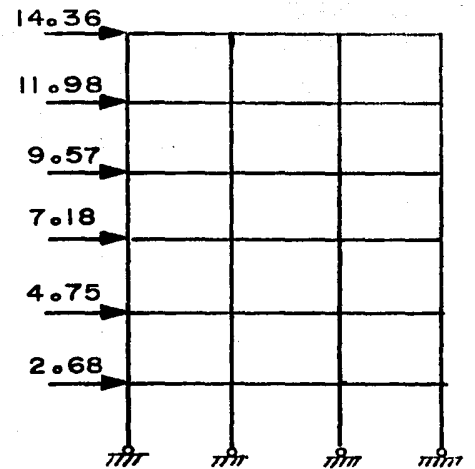
EJE 3

NIVEL	V_i	F_i
6	16.07	16.07
5	30.01	13.94
4	40.18	10.17
3	48.21	8.03
2	53.59	5.38
1	56.06	2.47



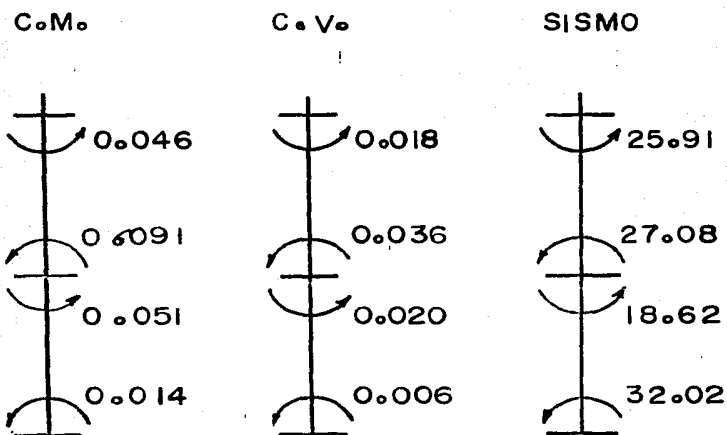
EJE D

NIVEL	V_i	F_i
6	14.36	14.36
5	26.34	11.98
4	35.91	9.57
3	43.09	7.18
2	47.84	4.75
1	50.52	2.68

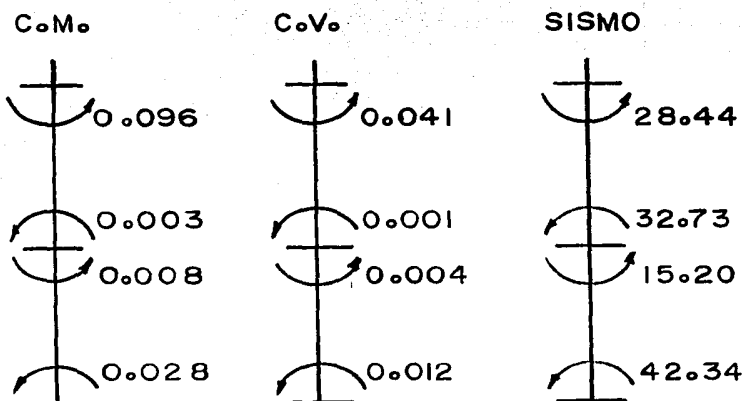


Momentos en las columnas del marco, considerando que la estructura está empotrada en la cimentación, los momentos flexionantes se obtuvieron por medio de la computadora, usando el lenguaje Strudl.

EJE "3" My (ton-m)



EJE "D" Mx (ton-m)



Cálculo del factor de amplificación de la columna D-3 en el primer nivel.

$$\begin{aligned}
 P_u &= 1.1 (128.66 + 27.23 + 3.09) & P_u &= 174.88 \text{ ton-m.} \\
 M_{xs} &= 1.1 (0.008 + 0.004 + 15.20) & M_{xs} &= 16.73 \text{ ton-m.} \\
 M_{xi} &= 1.1 (0.028 + 0.012 + 42.34) & M_{xi} &= 46.62 \text{ ton-m.} \\
 M_{ys} &= 1.1 (0.051 + 0.020 + 18.62) & M_{ys} &= 20.56 \text{ ton-m.} \\
 M_{yi} &= 1.1 (0.014 + 0.006 + 32.02) & M_{yi} &= 35.24 \text{ ton-m.}
 \end{aligned}$$

En el sentido XX

a). En esta columna primero nos interesa el efecto de esbeltez cuando los miembros tienen extremos no restringidos lateralmente.

$$U = \frac{0.014}{35.24} \quad U = 0.000397$$

$$I_x = 320,000.00 \text{ cm}^4 \quad E_c = 10,000 \sqrt{f'c} \quad E_c = 141421.36 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320,000.0}{1 + 0.000397}$$

$$EI = 1.8905 \times 10^{10} \text{ Kg-cm}^2$$

$$P_c = \frac{F_r \pi^2 EI}{(H')^2} \quad H' = 434.03 \text{ cm} \quad \text{ó} \quad H' = 448.0 \text{ cm.}$$

Columnas extremas

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8095 \times 10^{10}}{(434.03)^2} \quad P_c = 805.82 \text{ ton.}$$

Columna Central

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8095 \times 10^{10}}{(448.0)^2} \quad P_c = 756.35 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = 8 \times 805.82 + 12 \times 756.35 \quad \sum P_c = 15\,552.76 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3\,117.60}{15\,552.76}}$$

$$F_a = 1.25$$

Revisión de la columna suponiendo sus extremos restringidos lateralmente.

$$e_a = 0.05 h. \quad h = 0.60 \text{ m.} \quad e_a = 0.05 \times 40.0 \quad e_a = 2.0 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 2.0 \text{ cm.} \quad e_{\min} = e_a.$$

$$e_s = \frac{M_s}{P} \quad e_s = \frac{20.56}{174.88} \text{ ton-m.} \quad e_s = 12.0 \text{ cm.}$$

$$e_i = \frac{M_i}{P} \quad e_i = \frac{35.24}{174.88} \text{ ton-m.} \quad e_i = 20.0 \text{ cm.}$$

$$e_{sd} = 12.0 - 2.0 \quad e_{sd} = 10.0 \text{ cm.}$$

$$e_{id} = 20.0 + 2.0 \quad e_{id} = 22.0 \text{ cm.}$$

$$34 - 12 \left(\frac{-10.0}{22.0} \right) = 39.45 > 18.96$$

Se puede despreciar el efecto de esbeltez

En el sentido YY

$$U_x = \frac{0.028}{46.62} \quad U_x = 0.0006$$

$$I_g = 720,000.00 \text{ cm}^4 \quad E_c = 141421.36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + U} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720,000.00}{1 + 0.0006}$$

$$EI = 4.0705 \times 10^{10} \text{ Kg - cm}^2$$

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

Cálculo del P_c en columnas extremas $H' = 560.0 \text{ cm.}$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.0705 \times 10^{10}}{(560.0)^2} \quad P_c = 1088.91 \text{ ton.}$$

Cálculo de P_c en columnas interiores $H' = 497.0 \text{ cm.}$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.0705 \times 10^{10}}{(497.0)^2} \quad P_c = 1382.46 \text{ ton.}$$

$$P_c = (1088.91 + 1382.46) \times 10 \quad \sum P_c = 24713.70 \text{ ton.}$$

$$\sum P_u = 3117.60 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3117.60}{24713.70}} \quad F_a = 1.14$$

Cálculo del factor de amplificación considerando a la columna aislada.

$$H' = 236.25 \text{ cm.} \quad r = 18.0 \text{ cm.} \quad \frac{H'}{r} = 13.13$$

$$ea = 0.05 h. \quad ea = 0.05 \times 60 \text{ cm.} \quad ea = 3.00 \text{ cm.}$$

$$e_{min} = 2.0 \text{ cm.} \quad ea > e_{min}$$

$$es = \frac{Ms}{P} \quad es = \frac{16.73}{174.88} \quad es = 10.0 \text{ cm.}$$

$$ei = \frac{Mi}{P} \quad ei = \frac{46.62}{174.88} \quad ei = 27.0 \text{ cm.}$$

$$e_{min} = 10.0 \text{ cm.} - 3.0 \text{ cm.} \quad e_{min} = 7.0 \text{ cm.}$$

$$e_{max} = 27.0 \text{ cm.} + 3.0 \text{ cm.} \quad e_{max} = 30.0 \text{ cm.}$$

$$34.0 - 12 \left(\frac{7.0}{30.0} \right) = 36.80 > 13.13$$

El factor de amplificación de la columna se considera igual a la unidad.

$$Fa = 1.0$$

Cálculo del factor de amplificación de la columna D-3 en el segundo nivel.

$$\begin{aligned} Pu &= 1.1 (107.22 + 23.14 + 0.33) & Pu &= 143.76 \text{ ton.} \\ Mxs &= 1.1 (0.096 + 0.041 + 28.44) & Mxs &= 31.43 \text{ ton-m.} \\ Mxi &= 1.1 (0.003 + 0.001 + 32.73) & Mxi &= 36.10 \text{ ton-m.} \end{aligned}$$

$$M_{ys} = 1.1 (0.046 + 0.018 + 25.91) \quad M_{ys} = 28.57 \text{ ton-m.}$$

$$M_{yi} = 1.1 (0.091 + 0.036 + 27.08) \quad M_{yi} = 29.93 \text{ ton-m.}$$

Efectos de esbeltez en la dirección XX.

a). por movimiento general ya que se tiene:

$$\frac{H'}{r} = 44.63 > 22.0 \quad \sum P_u = 2586.56 \text{ ton.}$$

$$U = \frac{0.091}{29.93} \quad U = 0.0030$$

$$E = 141421.36 \text{ kg/cm}^2. \quad I_g = 320,000.00 \text{ cm}^4.$$

$$EI = \frac{0.40 EI}{1 + U} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320,000.00}{1 + 0.0030}$$

$$EI = 1.8048 \times 10^{10} = \text{kg-cm}^2.$$

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

Columnas extremas $H' = 686.0 \text{ cm.}$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8048 \times 10^{10} \text{ kg-cm}^2}{(686.0)^2} \quad P_c = 321.74 \text{ ton.}$$

Columnas interiores $H' = 535.5 \text{ cm.}$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.8048 \times 10^{10}}{535.52} \quad P_c = 528.00 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = 12 \times 528.00 + 8 \times 321.74 \quad \sum P_c = 8\,909.92 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{8909.92}} \quad F_a = 1.41$$

Revisión de la columna suponiendo sus extremos restringidos - lateralmente.

$$e_a = 0.05 h. \quad e_a = 0.05 \times 40.0 \text{ cm.} \quad e_a = 2.0 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 2.0 \text{ cm.} \quad e_{\min} = e_a.$$

$$e_s = \frac{M_s}{P_u} \quad e_s = \frac{28.57}{143.76} \quad e_s = 20.0 \text{ cm.}$$

$$e_i = \frac{M_i}{P_u} \quad e_i = \frac{29.93}{143.76} \quad e_i = 21.0 \text{ cm.}$$

$$e_{\min} = 20.0 - 2.0 \quad e_{\min} = 18.0 \text{ cm.}$$

$$e_{\max} = 21.0 + 2.0 \quad e_{\max} = 23.0 \text{ cm.}$$

$$34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 34 - 12 \times \frac{18.0}{-23.0}$$

$$M_2$$

$$34 - 12 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) = 43.39$$

$$M_2$$

$$\frac{H'}{r} = 24.50 < 43.39$$

El factor de amplificación es igual a la unidad

Efecto de esbeltez en la dirección YY

Revisión por movimiento general.

$$\frac{H'}{r} = 37.22 \quad \frac{H'}{r} > 22.0$$

$$u = \frac{0.003}{36.01} \quad u = 0.000083$$

$$\sum Pu = 2586.56 \text{ ton.} \quad I_g = 720\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$EI = \frac{0.40 EI}{1 + M} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720\,000.0}{1 + 0.000083} \quad EI = 4.0726 \times 10^{10}$$

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

Columnas extremas $H' = 560.0 \text{ cm.}$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.0726 \times 10^{10}}{560^2} \quad P_c = 1089.47 \text{ ton.}$$

Columnas internas $H' = 672.0$

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.0726 \times 10^{10}}{(672.0)^2} \quad P_c = 756.57 \text{ ton.}$$

$$P_c = 10 (1089.47 + 756.57) \quad P_c = 18460.40 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{18460.40}} \quad F_a = 1.16$$

Revisión de la columna suponiendo sus extremos restringidos -- lateralmente. Se pueden despreciar los efectos si:

$$\frac{H'}{r} < 34 - \frac{12}{U_2} \left(\frac{U_1}{U_2} \right) \quad \frac{H'}{r} = 17.50$$

$$ea = 0.05 h$$

$$ea = 0.05 \times 60$$

$$ea = 3.0 \text{ cm.}$$

$$es = \frac{31.43}{143.76}$$

$$es = 0.24 \text{ m.}$$

$$ei = \frac{36.01}{143.76}$$

$$ei = 0.25 \text{ m.}$$

$$e_1 = 0.24 - 0.03$$

$$e_1 = 0.21 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.25 + 0.03$$

$$e_2 = 0.28 \text{ m.}$$

$$34 - \frac{12 M1}{M2} = 34 - 12 \times \frac{0.21}{0.28} \quad 34 - \frac{12 M1}{M2} = 43.0 > 17.50$$

Se considera el factor de amplificación igual a la unidad.

$$Fa = 1.0$$

Dimensionamiento de columna D-3 primer nivel.

$$Pu = 174.88 \text{ ton.}$$

$$Mxi = 46.62 \text{ ton-m.}$$

$$My = 35.24 \text{ ton-m.}$$

Momentos por excentricidad accidental.

$$Max = 174.88 \times 0.03$$

$$Max = 5.25 \text{ ton - m.}$$

$$May = 174.88 \times 0.02$$

$$May = 3.50 \text{ ton - m.}$$

Diseño en el sentido XX

$$30 \% \text{ por sismo} \quad M_{xs} = 46.62 \times 0.30 \quad M_{xs} = 13.99 \text{ ton-m.}$$

$$M_{dx} = (13.99 + 5.25) 1.14 \quad M_{dx} = 21.93 \text{ ton-m.}$$

$$M_{dy} = (35.24 + 3.50) 1.25 \quad M_{dy} = 48.43 \text{ ton-m.}$$

$$\frac{d}{h} = \frac{0.35}{0.40} \quad \frac{d}{h} = 0.88$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f^2 c} \quad K = \frac{174\,880.0}{0.50 \times 40 \times 60 \times 136} \quad K = 1.07$$

$$R_x = \frac{U_x}{F_r b h^2 f^2 c} \quad R_x = \frac{2\,193\,000.0}{0.50 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.22$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f^2 c} \quad R_y = \frac{48.43 \times 10^5}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 0.74$$

Diseño en la dirección YY

$$M_x = (46.62 + 5.25) 1.14 \quad M_x = 59.13 \text{ ton-m.}$$

$M_y = 30 \% \text{ por sismo perpendicular.}$

$$M_y = (35.24 \times 0.30 + 3.50) 1.25 \quad M_y = 17.59 \text{ ton-m.}$$

$$R_x = \frac{M_y}{F_r b h^2 f^2 c} \quad R_x = \frac{5\,913\,000.00}{0.50 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.60$$

$$R_y = \frac{M_x}{0.50 \times b^2 h f^2 c} \quad R_y = \frac{1\,759\,000.00}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 0.27$$

Se diseña en el sentido YY

$$\frac{d}{h} = \frac{35}{40} \quad \frac{d}{h} = 0.88 \quad \frac{R_x}{R_y} = \frac{0.22}{0.74} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.30$$

De la referencia No. 3 en la figura 42 el valor de q' que se obtiene, es mayor que el máximo permitido, por lo que se aumenta la sección a 50X70

$$K = \frac{P_u}{F_r b l f'' c} \quad K = \frac{174\,880.00}{0.50 \times 50 \times 70 \times 136} \quad K = 0.73$$

$$P_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_y = \frac{2\,193\,999.00}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.13$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_y = \frac{48.43 \times 10^5}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.41$$

De la referencia No. 3 en la figura 42 $q = 1.70$

$$p = q \frac{f_c''}{f_y} \quad p = \frac{1.70 \times 136}{4\,200} \quad p = 0.055$$

$$A_s = p b h \quad A_s = 0.055 \times 50 \times 70 \quad A_s = 192.50 \text{ cm}^2$$

38 \emptyset # 8

Diseño de la columna D-3 del segundo nivel

$$P_u = 143.76 \text{ ton.}$$

$$M_{xi} = 36.01 \text{ ton-m.}$$

$$F_{ay} = 1.16$$

$$M_y = 29.93 \text{ ton-m.} \quad F_{ax} = 1.41$$

Momentos por excentricidad accidental.

$$M_x = 143.76 \times 0.03 \quad M_x = 4.31 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 143.76 \times 0.02 \quad M_y = 2.88 \text{ ton-m.}$$

Diseño en el sentido XX

30 % del sismo en el sentido YY

$$M_x = 36.01 \times 0.30 \quad M_x = 10.80 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = (10.80 + 4.31) \cdot 1.16 \quad M_x = 17.53 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (29.93 + 2.88) \cdot 1.41 \quad M_y = 46.26 \text{ ton-m.}$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_{rb}^2 d f^2 c} \quad R_y = \frac{4\,626\,000.0}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 0.71$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_{rb}^2 d f^2 c} \quad R_x = \frac{1\,753\,000.0}{0.50 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.18$$

Diseño en el sentido YY

30 % del sismo en el sentido XX

$$M_y = 29.93 \times 0.30 \quad M_y = 8.98 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = (36.01 + 4.31) \cdot 1.16 \quad M_x = 46.77 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (8.98 + 2.88) \cdot 1.41 \quad M_y = 16.72 \text{ ton-m.}$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_{rb}^2 d f^2 c} \quad R_x = \frac{4\,677\,000.0}{0.50 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.48$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 d f'' c} \quad R_y = \frac{1\ 672\ 000.0}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 0.26$$

$$K = \frac{143\ 760.0}{0.50 \times 40 \times 60 \times 136} \quad K = 0.88$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.18}{0.71} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.25 \quad \frac{d}{t} = \frac{35}{40} \quad \frac{d}{t} = 0.88$$

Para el sentido XX de la referencia en la figura 42.

$q > q_{min}$ por lo que también se tiene que aumentar la sección, se aumenta a 50 por 70.

$$R_y = \frac{4\ 626\ 000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.39$$

$$R_x = \frac{1\ 753\ 000.0}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.11$$

$$K = \frac{143\ 760.0}{0.50 \times 50 \times 70 \times 136} \quad K = 0.60$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.11}{0.39} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.28 \quad \frac{d}{t} = \frac{45}{50} \quad \frac{d}{t} = 0.90$$

De la figura 42 en la referencia 3 $q = 1.6$

$$p = \frac{q f'' c}{f_y} \quad p = \frac{1.6 \times 136}{4 \times 200} \quad p = 0.052 \quad A_s = p b h \quad A_s = 0.052 \times 50 \times 70$$

$$A_s = 182.0 \text{ cm}^2 \quad 36 \varnothing \# 8$$

Procedimiento aproximado optativo.

$$F_a = 1 + \frac{W_u \cdot h}{K/Q - \frac{1.2 \cdot W_u}{h}}$$

En el sentido XX el factor de amplificación.

$F_{ax} = 2.64$ para M_y en el primer nivel.

En el sentido YY el factor de amplificación

$F_{ay} = 1.29$ para M_x en el primer nivel.

En el segundo nivel.

$$F_{ax} = 1.11$$

$$F_{ay} = 1.34$$

Cálculo del área de acero de la columna D-3

Primer nivel.

$$P_u = 174.88 \text{ ton.}$$

$$M_{xi} = 46.62 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 35.24 \text{ ton-m.}$$

Momentos por excentricidad accidental

$$M_{ax} = 5.25 \text{ ton-m.}$$

$$M_{ay} = 3.50 \text{ ton-m.}$$

Diseño en el sentido XX

$$M_x = (13.99 + 5.25) 1.29$$

$$M_x = 24.82 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (35.24 + 3.50) 1.64$$

$$M_y = 63.59 \text{ ton-m.}$$

Se usará la sección a que se aumente la columna

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'' c} \quad K_u = \frac{174.880.00}{0.50 \times 50 \times 70 \times 136} \quad K = 0.73$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_x = \frac{2.482.000.00}{0.50 \times 50^2 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.15$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{6.359.000.00}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.53$$

$$\frac{d}{h} = \frac{45}{50} \quad \frac{d}{h} = 0.90 \quad \frac{R_x}{R_y} = \frac{0.15}{0.53} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.28$$

De la referencia No. 3 la fig. 42

$$q = 2.3 \quad p = 0.074 \% \quad p < P_{max} \quad P_{max} = 8.0 \%$$

$$A_s = 280.0 \text{ cm}^2 \quad 56 \emptyset \# 8$$

En el sentido YY

$$M_x = (46.62 + 5.25) 1.29$$

$$M_x = 66.91 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (10.57 + 3.50) 1.64$$

$$M_y = 23.07 \text{ ton-m.}$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'' c} \quad K = 0.73$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_x = \frac{6\,691\,000.00}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.40$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{2\,307\,000.00}{0.5 \times 50^2 \times 70^2 \times 136} \quad R_y = 0.19$$

Se diseña en el sentido XX

Cálculo del área de acero de la columna D-3, del segundo nivel, por el método optativo.

$$P_u = 143.76 \text{ ton.}$$

$$M_x = 36.01 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 29.93 \text{ ton-m.}$$

Momentos por excentricidad accidental

$$M_x = 4.31 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = 2.88 \text{ ton-m.}$$

Diseño en el sentido XX

$$M_x = (10.80 + 4.31) \cdot 1.34 \quad M_x = 20.25 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (29.93 + 2.88) \cdot 1.11 \quad M_y = 36.42 \text{ ton-m.}$$

Se usará la sección incrementada a 50 x 70

$$K = \frac{143\,760.0}{0.50 \times 50 \times 70 \times 136} \quad K = 0.60$$

$$R_x = \frac{2\,025\,000.00}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.12$$

$$R_y = \frac{3\ 634\ 000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.31$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.12}{0.13} \quad \frac{d}{h} = \frac{45}{50} \quad \frac{d}{h} = 0.90 \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.39$$

De la referencia 3 la figura 42 $q = 1.0$

$$p = \frac{A_s}{bd} \quad p = \frac{qf''c}{f_y} \quad p = \frac{1.0 \times 136}{4\ 200} \quad p = 0.032$$

$$A_s = 112.0 \text{ cm}^2 \quad 22 \text{ } \emptyset \text{ # } 8$$

En el sentido YY

$$M_x = (36.01 + 4.31) \cdot 1.34 \quad M_x = 54.03 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (8.98 + 2.88) \cdot 1.11 \quad M_y = 13.16 \text{ ton-m.}$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'' c} \quad K = 0.60$$

$$R_x = \frac{5\ 403\ 000.00}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.32$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{1\ 316\ 000.00}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.11$$

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{0.11}{0.32} \quad \frac{R_y}{R_x} = 0.34 \quad \frac{d}{h} = \frac{65}{70} \quad \frac{d}{h} = 0.93$$

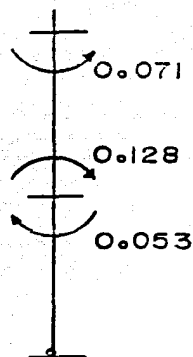
De la referencia 3 la figura 41 $q = 1.0$

$A_s = 112.0 \text{ cm}^2$ 22 # 8

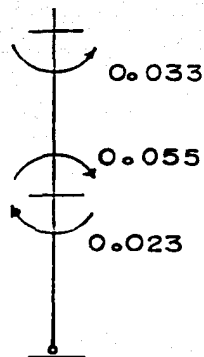
Momentos en las columnas del marco, considerando que la estructura está articulada en la cimentación, los momentos flexionantes se obtuvieron por medio del Strudl en computadora.

EJE "3"

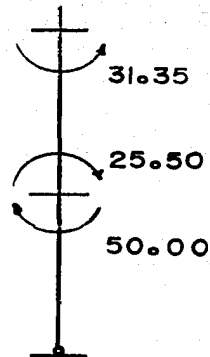
C.Mo



C.Vo .

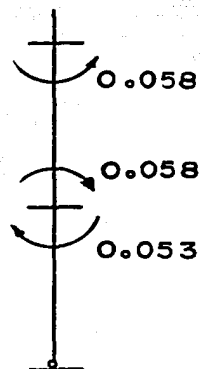


SISMO

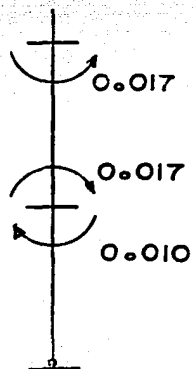


EJE "D"

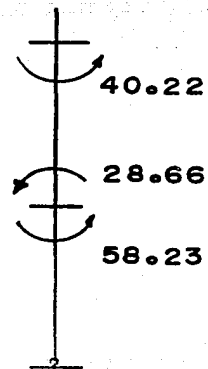
C.Mo



C.Vo



SISMO



Cálculo de los factores de amplificación considerando los marcos articulados.

En el sentido XX primer nivel.

$$\frac{H'}{r} = 72.92 > 22$$

Si se debe tomar en cuenta el factor de amplificación.

$$\sum Pu = 3\ 117.60 \text{ ton.}$$

$$u = \frac{0.053}{(0.053+0.023+50) \cdot 1.1} \quad u = 0.00096$$

$$EI = \frac{0.40 \cdot IcIg}{1 + u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320\ 000}{1 + 0.00096}$$

$$EI = 1.80\ 846 \times 10^{10}$$

Cálculo de P_c $P_c = \frac{0.85EI \cdot \pi^2}{(H')^2}$

En columnas interiores $P_c = \frac{0.85 \cdot \pi^2 \times 1.80846 \times 10^{10}}{(875)^2} \quad P_c = 198.16 \text{ ton.}$

En columnas exteriores $P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 1.80846 \times 10^{10}}{(1085.0)^2} \quad P_c = 128.87 \text{ ton}$

$$\sum P_c = 12 \times 198.16 + 8 \times 128.87$$

$$\sum P_c = 3408.88 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3 \cdot 117.60}{3 \cdot 408.88}} \quad F_a = 1.170$$

Considerando a la columna aislada.

$$M_{si} = 55.08 \text{ ton-m.} \quad \frac{H'}{r} = 26.25$$

$$P_u = 174.88 \text{ ton.}$$

$$e = \frac{M}{P} \quad e = \frac{55.08}{174.88} \quad e = 0.31 \text{ m.}$$

$$e_{min} = 2.0 \text{ cm.}$$

$$34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 - \frac{12 \times 2.0 \times P}{(31 + 2)P} = 33.27$$

$$\frac{H'}{r} < \frac{34 - 12 \frac{M_1}{M_2}}{M_2} \quad 26.55 < 33.27 \quad F_a = 1.0$$

En el sentido YY.

Por esbeltez del conjunto

$$u = \frac{0.053}{0.0053 + 0.01 + 58.23} \quad u = 0.0008265$$

$$EI = \frac{0.40 E I_g}{1 + u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720 \cdot 000.00}{1 + 0.0008265} \quad EI = 4.0696 \times 10^{10}$$

$$\text{Cálculo de } P_c = \frac{0.85 \pi^2 EI}{H'}$$

$$\text{Columnas internas } P_c = \frac{0.85 \pi^2 \times 4.0696 \times 10^{10}}{(1050)^2} \quad P_c = 309.66 \text{ ton.}$$

$$\text{Columnas extremas } P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.0696 \times 10^{10}}{(1295.0)^2} \quad P_c = 203.58 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = (309.66 + 203.58) \cdot 10 \quad \sum P_c = 5132.40$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{3 \cdot 117.60}{5 \cdot 132.40}} \quad F_a = 2.55$$

Cálculo del factor de amplificación considerando a la columna aislada.

$$e_s = \frac{M}{P} \quad e = \frac{64.12}{174.88} \quad e = 0.37 \text{ m.} \quad e_{\min} = 3.0 \text{ cm}$$

$$e_1 = 0.00 \quad e_a = 0.03 \text{ m.} \quad \frac{H'}{r} = 18.42$$

$$34.0 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 34.0 - \frac{12 \times 0.03}{(0.37 + 0.03)} \quad 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} = 33.10 > 18.47$$

$$F_a = 1.0$$

Cálculo del factor de amplificación en el sentido xx de la columna D-3 del segundo nivel.

Revisión por efecto de esbeltez del conjunto.

$$u = \frac{0.071}{\dots}$$

$$u = 0.00205$$

$$EI = \frac{0.40 EI}{1 + M} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 320000.0}{1 + 0.00205} \quad EI = 1.8065 \times 10^{10}$$

$$\text{Cálculo de } P_c = \frac{0.85 \pi^2 EI}{(H')^2}$$

$$\text{En columna interior } H' = 535.5 \quad P_c = \frac{0.85 \pi^2 \times 1.8065 \times 10^{10}}{(535.5)^2}$$

$$P_c = 528.49 \text{ ton.}$$

$$\text{En columnas externas } H' = 686.0 \quad P_c = \frac{0.85 \pi^2 \times 1.8065 \times 10^{10}}{(686.0)^2}$$

$$P_c = 322.04 \text{ ton.}$$

$$\sum P_c = 12 \times 528.49 + 8 \times 322.04 \quad \sum P_c = 8918.20 \text{ ton.} \quad P_a = 2586.56$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_c}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.56}{8918.20}} \quad F_a = 1.41$$

Cálculo del factor de amplificación considerando que la columna tiene sus extremos restringidos lateralmente.

$$M_s = 34.60 \text{ ton-m.}$$

$$M_1 = 28.25 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 143.76 \text{ ton}$$

$$\frac{H'}{r} = 20.50$$

$$e_s = \frac{34.60}{143.76}$$

$$e_s = 0.24$$

$$143.76$$

$$ea = 0.05 \times 0.40 \text{ m.} \quad ea = 0.02 \text{ m.}$$

$$ei = 0.20 - 0.02 \quad ei = 0.18 \text{ m.}$$

$$es = 0.24 + 0.02 \quad es = 0.26 \text{ m.}$$

$$34 + 12 \times \frac{M1}{M2} = 34 + 12 \times \frac{0.18}{0.26} \quad 34 + 12 \frac{M1}{M2} = 42.31 < 24.50$$

Se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

$$Fa = 1.0$$

Efecto de esbeltez en la dirección YY

Revisión por movimiento general, $H' = 37.27 > 22.0$

$$M_{Pu} = 2586.56 \text{ ton.} \quad I_g = 720\,000.0 \text{ cm}^4$$

$$U = \frac{0.058}{(0.058 + 0.017 + 40.22) 1.1} \quad U = 0.00131$$

$$EI = \frac{0.40 E_c I_g}{1 + u} \quad EI = \frac{0.40 \times 141421.36 \times 720\,000.0}{1 + 0.00131}$$

$$EI = 4.06761 \times 10^{10} \quad \text{Kg-cm}^2$$

Cálculo de P_c
$$P_c = \frac{Fr \pi^2 EI}{(H')^2}$$

Columnas interiores $H' = 672.0$ cm.

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.06761 \times 10^{10}}{(672.0)^2} \quad P_c = 755.65 \text{ ton.}$$

Columnas exteriores. $H' = 560.0$ cm.

$$P_c = \frac{0.85 \times \pi^2 \times 4.06761 \times 10^{10}}{(560.0)^2} \quad P_c = 1088.13$$

$$\sum P_c = 10 (755.65 + 1088.13) \quad \sum P_c = 18437.80 \text{ ton.}$$

$$F_a = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{\sum P_o}} \quad F_a = \frac{1}{1 - \frac{2586.50}{18437.80}} \quad F_a = 1.16$$

Cálculo del factor de amplificación considerando que la columna tiene sus extremos restringidos lateralmente.

$$M_s = 44.32 \text{ ton-m} \quad \frac{H'}{r} = 26.54$$

$$M_i = 31.60 \text{ ton-m.}$$

$$P_u = 143.76 \text{ ton.}$$

$$e_s = \frac{44.32}{143.76} \quad e_s = 0.31 \text{ m.} \quad e_i = \frac{31.60}{143.76} \quad e_i = 0.22 \text{ m.}$$

$$e_a = 0.05 \times 0.60 \text{ m.} \quad e_a = 0.03 \text{ m.} \quad e_a > e_{\min} \quad e_{\min} = 0.02 \text{ m.}$$

$$e_i = 0.22 - 0.03 \quad e_1 = 0.19 \text{ m.}$$

$$e_2 = 0.31 + 0.03 \quad e_2 = 0.34$$

$$34 + 12 \frac{M_1}{M_2} = 34 + 12 \times \frac{0.19}{0.34} = 40.71$$

$$34 + 12 \frac{M_1}{M_2} = 26.54 \quad \therefore = Fa = 1.0$$

Diseño de columna D-3 del primer nivel con el marco articulado en la base.

$$Pu = 174.88 \text{ ton.}$$

$$M_{xi} = 64.12 \text{ ton-m.}$$

$$My = 55.08 \text{ ton-m.}$$

$$F_{ay} = 2.55$$

$$F_{ax} = 11.70$$

Diseño en el sentido XX

$$e_y = 0.05 \times 0.60 \text{ m.} \quad e_y = 0.03 \text{ m.} \quad e_y > e_{min} \quad e_{min} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_x = 0.05 \times 0.40 \text{ m.} \quad e_x = 0.02 \text{ m.} \quad e_y = e_{min}$$

$$(30\% M_x) \quad M_x = 0.30 \times 64.12 \quad M_x = 19.24 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = (19.24 + 0.02 \times 174.88) \times 2.55 \quad M_x = 57.98 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (55.08 + 0.03 \times 174.88) \times 11.70 \quad M_y = 705.82 \text{ ton-m.}$$

$$K = \frac{Pu}{F_{rbhf} "c} \quad K = \frac{174\ 880.0}{0.50 \times 40 \times 60 \times 136} \quad K = 1.07$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_{rbh}^2 "f "c} \quad R_x = \frac{5\ 798\ 000.00}{0.5 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.59$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{70\,582\,000.0}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 10.81$$

Ry es muy grande por lo que hay que aumentar la sección, si se usa la sección de 50 X 70

$$R_y = \frac{70\,582\,000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 5.93$$

La sección sigue siendo inadecuada.

Diseño de la columna D-3 en el segundo nivel con la estructura articulada en la cimentación.

$$P_u = 143.76 \text{ ton.}$$

$$M_x = 44.32 \text{ ton-m.} \quad F_{ay} = 1.16$$

$$M_y = 34.60 \text{ ton-m.} \quad F_{ax} = 1.41$$

Diseño en el sentido XX

$$30 \% \text{ del sismo en YY} \quad M_x = 0.30 \times 44.32 \quad M_x = 13.30 \text{ ton-m.}$$

$$\text{excentricidades accidentales} \quad e_x = 0.02 \text{ m.} \quad e_y = 0.03 \text{ m.}$$

$$M_x = (13.30 + 0.02 \times 143.76) \cdot 1.16 \quad M_x = 18.76 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (34.60 + 0.03 \times 143.76) \cdot 1.41 \quad M_y = 54.87 \text{ ton-m.}$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f'' c} \quad K = \frac{143\,760.0}{0.50 \times 40 \times 60 \times 136.0} \quad K = 0.88$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_x = \frac{1\,876\,000.0}{0.50 \times 40 \times 60^2 \times 136} \quad R_x = 0.19$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{5\,487\,000.0}{0.50 \times 40^2 \times 60 \times 136} \quad R_y = 0.84$$

Como R_y es muy grande se aumenta la sección a 50 X 70

$$K = \frac{143\,760.0}{0.50 \times 30 \times 70 \times 136} \quad K = 0.60$$

$$R_x = \frac{1\,876\,000.0}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.11$$

$$R_y = \frac{5\,487\,000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.46$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.11}{0.46} \quad \frac{R_x}{R_y} = 0.24 \quad \frac{d}{h} = \frac{45}{50} \quad \frac{d}{h} = 0.90$$

De la figura 42 de la referencia 3.

$$q = 1.90 \quad p = q \frac{f'' c}{f_y} \quad p = 0.062 \quad A_s = p b h \quad A_s = 217.00 \text{ cm}^2$$

43 \emptyset # 8

En el sentido YY

30 % del sismo del sentido XX

$$M_y = 0.30 \times 34.60 \quad M_y = 10.38 \text{ ton-m.}$$

$$M_x = (44.32 + 143.76 \times 0.02) \cdot 1.16 \quad M_x = 54.75 \text{ ton-m.}$$

$$M_y = (10.38 + 143.76 \times 0.03) \cdot 1.41 \quad M_y = 20.72 \text{ ton-m.}$$

Se usa la sección de 50 X 70 cm.

$$K = 0.60$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f'' c} \quad R_x = \frac{54.75 \cdot 1000 \cdot 0}{0.50 \times 50 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.33$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f'' c} \quad R_y = \frac{20.72 \cdot 1000 \cdot 0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.17$$

$R_x > R_y$ se diseña en el sentido XX

Procedimiento aproximado optativo en el marco articulado y --- cargas de normas de emergencia.

$$F_a = 1 \quad \frac{W_u/H}{R/Q - 1.2W/H}$$

Los valores de W_u , H , R , Q son los mismos, por lo que hay que aumentar la sección para aumentar la rigidez y el factor de - amplificación sea positivo en el primer entrepiso.

Para el segundo entrepiso resulta lo mismo.

$$\text{en } M_x \quad F_a = 2.02 \quad \text{y en } M_y \quad F_a = 3.04$$

Diseño de la columna del segundo entrepiso.

en el sentido xx

$$P_u = 143.76$$

$$M_x = (13.30 + 0.02 \times 143.76) \times 2.02 \quad M_x = 32.67$$

$$M_y = (34.60 + 0.03 \times 143.76) \times 3.04 \quad M_y = 118.29$$

$$K = \frac{P_u}{F_r b h f^2 c} \quad K = 0.88$$

$$R_x = \frac{M_x}{F_r b h^2 f^2 c} \quad R_x = \frac{3\,267\,000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70^2 \times 136} \quad R_x = 0.20$$

$$R_y = \frac{M_y}{F_r b^2 h f^2 c} \quad R_y = \frac{11\,829\,000.0}{0.50 \times 50^2 \times 70 \times 136} \quad R_y = 0.99$$

R_y es muy grande por lo que hay que aumentar más la sección.

DEL ANALISIS Y DISEÑO DE LAS COLUMNAS ESTUDIADAS EN LAS ESTRUCTURAS SE OBTUVIERON LAS SIGUIENTES CONCLUSIONES:

1. El cálculo del factor de amplificación considerando que la estructura puede deslizarse ó no lateralmente, es en forma individual por cada - columna y por nivel, según la dirección considerada.
2. Cuando la estructura se considera impedida a trasladarse lateralmente, la longitud efectiva h' ; se encuentra entre los valores $h/2$ y h :
3. Cuando los extremos de un nivel de columna no están restringidos lateralmente, la longitud efectiva h' tendrá los límites de h hasta infinito.
4. En caso de considerar que la estructura no está impedida a trasladarse lateralmente, la esbeltez o robustez de una columna en un nivel, puede afectar el factor de amplificación de una columna si se localiza en el marco estudiado.
5. Cuando se considera que la estructura está restringida a trasladarse lateralmente, solo su esbeltez afecta al factor de amplificación.
6. Los factores de amplificación se obtuvieron en este trabajo, son de considerar que la estructura puede deslizarse lateralmente.
7. Para obtener el factor de amplificación por el método optativo, se considera a todas las columnas del entrepiso, y no toma en cuenta si la - columna es robusta o esbelta, y es el mismo para todas las columnas de nivel.
8. Para obtener el factor de amplificación por el método optativo, se tienen los datos del análisis de la estructura por lo que resulta más rápido de obtener.
9. Cuando el factor de amplificación es obtenido por el método analítico y resulta muy grande por el método optativo puede resultar negativo, - por lo que sería conveniente aumentar la sección de la columna.
10. El porcentaje de la cuantía de acero de refuerzo que se tiene por el - método optativo es el doble del que se obtiene por considerar que la - estructura puede deslizarse lateralmente, por lo que usar el método optativo se está del lado de la seguridad.

11. El porcentaje de acero del método optativo en este es 0.70 veces más chico que el obtenido por las normas de emergencia, y la diferencia de cargas es 0.5 veces.
12. El incremento de las fuerzas laterales por sismo a consecuencia de las normas de emergencia, como el incremento fué al doble, los elementos mecánicos se incrementan en 1.86 veces en las marcas.
13. Los momentos en los nudos superiores de las columnas de los marcos articulados fueron muy grandes por lo que para cargas normales se aumentó la escuadría, con la sección de 50 x 70 cm, con las normas de emergencia este aumento no fué suficiente.
14. En los marcos empotrados con el incremento de las cargas laterales - al doble, solo se amplio la sección de la columna en los primeros niveles a 50 x 70 cm en lugar de los 40 x 60m que tenía la sección -- original.
15. Para evitar que los marcos resulten articulados en la cimentación - se puede utilizar contra trabes y dejar girar la zapata, para reducir los momentos en la parte superior de la columna del primer nivel.
16. En el método optativo, nos dió negativo el factor de amplificación, - se puede quitar este signo si se aumenta la sección de las columnas ya que el valor de W_u y h no cambian.

REFERENCIAS

- 1.- Reglamento de las Construcciones del Distrito Federal
- 2.- Diseño de Estructuras de Acero O. de Buen y L. de Heredia
- 3.- Gráficas de Diseño Plástico de Columnas de Concreto Reforzado o
Instituto de Ingeniería Ing. R. Meli
- 4.- Revista Ingeniería de Enero 1965
(Efectos de Esbeltez en Edificios) Emilio Rosenblueth
- 5.- Design Of. Concete Structures
George Winter, L.C. Urquhart, H. Nilson
- 6.- Theory of Stability Timoshuelco and Gere
- 7.- Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado ACI-318-83
- 8.- Folleto Complementario del Reglamento de las Construcciones del
Distrito Federal (Diseño Sismico de Edificios).