

115
29.

Universidad Nacional Autónoma de México

FACULTAD DE INGENIERIA



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE 5 NIVELES A BASE DE LOSA RETICULADA

Tesis Profesional
Ingeniero Civil
Miguel Angel Núñez Gutiérrez

1987



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.

C O N T E N I D O

I	INTROUDCCION	1
	. Presentación	1
	. Descripción del edificio	2
II	ANALISIS ESTRUCTURAL	5
	. Especificaciones	7
	. Método de las rigideces o de los desplazamientos	12
	. Análisis	18
	. Método estático	29
	. Cálculo de las fuerzas sísmicas	36
III	DISEÑO ESTRUCTURAL	56
	. Diseño de columnas	59
	. Falla balanceada	61
	. Falla por tensión	66
	. Refuerzo longitudinal	70
	. Refuerzo transversal	72
	. Revisión por fuerza cortante	74
	. Diseño de la losa reticular	75
	. Conexiones entre losa y columna	89

IV	CIMENTACION	96
	• Zapatas	99
	• Losa de cimentación	99
	• Pilotes y pilas	100
	• Análisis y diseño	103
	• Procedimiento constructivo	104
V	CONCLUSIONES	105
VI	REFERENCIAS	107

1. INTRODUCCION

a) Presentación

El 29 de septiembre de 1985 se produjo en la ciudad de México un sismo de intensidad considerable, que provocó el derrumbe de muchas construcciones, así como daños en muchas otras más.

Las construcciones mayormente afectadas fueron aquellas ubicadas en la zona del lago (zona III) y de más de 5 niveles. Este movimiento telúrico hace necesario que se publiquen las Normas de Emergencia de 1985 (NEDF-85) para continuar con las construcciones en proceso y construir nuevas estructuras. Sin embargo estas normas deben ser sustituidas por el Nuevo Reglamento que entra en vigor en 1987, ya debidamente revisado, con

siderando información estadística relacionada con la sismicidad en la ciudad de México.

Como una aplicación de este reglamento se seleccionó como tema de tesis el Análisis y Diseño de un Edificio, considerando que este tipo de estructura es la más común y además la más afectada que cualquier otro tipo de estructura por los sismos del mes de septiembre de 1985.

b) Descripción del edificio

El edificio constará de 5 niveles, en la forma siguiente: una planta de sótano destinada a estacionamiento, una planta baja destinada a comercios, 3 plantas tipo destinadas a oficinas y una planta de azotea.

La planta del edificio es de forma rectangular, 52.50 x 37.50m a ejes de columnas extremas. Contará con volados de 1.40m en cada lado y en ambos sentidos, entonces sus dimensiones totales serán de 55.30 x 40.30m.

La estructura será de concreto reforzado y estará formada por losas reticulares apoyadas sobre columnas formando marcos, diseñadas de tal forma que sean capaces de tomar las fuerzas sísmicas a que pudiera estar sometido al ocurrir un movimiento tectónico.

La losa se consideró de 45cm de peralte total, el cual incluye una capa de compresión de 5cm para rigidizar las nervaduras y bloques de concreto aligerados de 60 x 60 x 40cm.

Este tipo de losas proporcionan muchos beneficios, entre los cuales podemos citar, el que se dispone de un espacio completamente libre de 40cm para las instalaciones eléctricas y de aire acondicionado, con lo que se consigue una reducción de la altura total de la construcción. Esto redonda en una economía de materiales, teniéndose por ende una estructura más ligera. Es obvio que en la cimentación también se economizará, puesto que al estar sometida a una descarga menor se obtendrán secciones más reducidas.

Los muros que se usarán en la estructura serán divisorios, por lo que no serán considerados en el análisis sísmico como un elemento estructural.

La estructuración estará formada por 8 marcos transversables de 5 crujeas cada uno y 6 marcos longitudinales de 7 crujeas cada uno. Los entre-ejes de columnas son de 7.50m en ambos sentidos.

El edificio está ubicado dentro de la zona de alta comprensibilidad según el plano del reglamento. Por su uso está comprendido dentro del grupo B y subgrupo B1 ya que se encuentra en

la zona III y tiene una altura total de 21.42m que es mayor a 15m como establece el reglamento.

II. ANALISIS ESTRUCTURAL

a) Estructura considerando losas reticulares

La estructura en nuestro caso, estará formada por losas reticulares y columnas, formando marcos rígidos capaces de resistir tanto las cargas verticales como las horizontales.

Así, tenemos que una de las primeras tareas del proyectista es, determinar las acciones que afetarán la estructura en cuestión. Según la clasificación de acciones que se establecen en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal tenemos:

Acciones permanentes. - Son aquellas que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no

varía con el tiempo. Entra en esta categoría las cargas muertas, debido al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción.

Acciones variables.- Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo. En esta categoría se considera las cargas vivas que representa las fuerzas gravitacionales que obran en la construcción y que no tienen carácter permanente.

Acciones accidentales.- Son las que no se deben al funcionamiento propio de la construcción y que pueden alcanzar valores significativos solo en instantes de la vida de la estructura. En esta categoría entran el sismo y el viento siendo estas las más comunes.

Para valuar las cargas muertas, se hace de acuerdo a la estructuración que se ha adoptado.

Y para las cargas vivas se estimarán de acuerdo al uso destinado para la estructura y el lugar en que se encuentre. Para la valuación de estas cargas se usaron las especificaciones que marca el reglamento.

Especificaciones

Las especificaciones que se seguirán, son en general las dadas por el Reglamento de Construcción en el Distrito Federal, entre las cuales destaca:

Toda la estructura deberá diseñarse de tal manera que sea capaz de resistir cuando menos las siguientes condiciones de carga:

- a.- Cargas muertas, vivas y accidentales impuestas durante la construcción, con factores de seguridad no menores que las que especifican el reglamento para la combinación de dichas cargas, debiendo tomarse en cuenta la resistencia de los materiales a la edad en que puedan verse sujetas a las mismas.
- b.- En la construcción terminada, la combinación de carga muerta y carga viva, esta de la intensidad que corresponde al área tributaria del miembro que se diseñe. El factor de seguridad para esta condición no será menor que el especificado para la sección de carga estática.
- c.- También, la acción combinada de carga accidental, carga viva y carga muerta. El factor de seguridad no será menor que el requerido para la combinación de carga estática y

accidental.

Peso volumétrico de algunos materiales que se emplean en la construcción y que se utilizarán para determinar las cargas muertas:

Concreto reforzado	2,400kg/m ³
Peso propio de la losa nervada	400kg/m ²
Tabique rojo macizo	1,800kg/m ³
Mosaico de pasta 20 x 20	2,500kg/m ³
Mosaico de terrazo 30 x 30	4,500kg/m ³
Azulejo	1,500kg/m ³
Mortero cemento-arena	2,000kg/m ³
Mortero cal-arena	1,500kg/m ³
Aplanado de yeso	1,500kg/m ³
Tezontle para relleno	1,150kg/m ³
Falso plafond	30kg/m ²
Aluminio	2,250kg/m ²
Herrería	50kg/m ²

Cargas consideradas en losas

Entrepiso:

Entrepiso:

Peso propio	400kg/m ²
piso	100kg/m ²
Muros divisorios	100kg/m ²
Falso plafond	30kg/m ²
Peso adicional	40kg/m ²
Carga viva	<u>250kg/m²</u>
	950kg/m ²

Azotea:

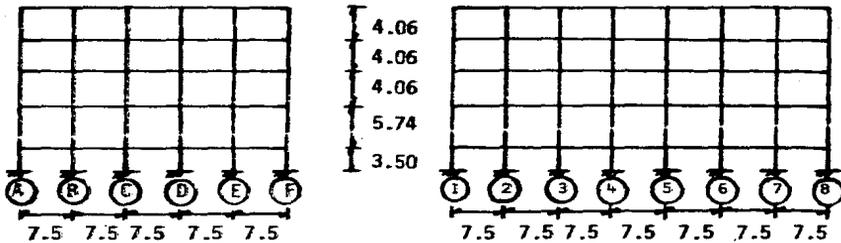
Peso propio	400kg/m ²
Relleno	300kg/m ²
Enladrillado y mortero	120kg/m ²
Falso planfond	30kg/m ²
Peso adicional	40kg/m ²
Carga viva	<u>200kg/m²</u>
	990kg/m ²

El peso propio se obtuvo considerando el peso de los bloques y el ancho y peralte de las nervaduras, así como la capa de compresión de 5cm.

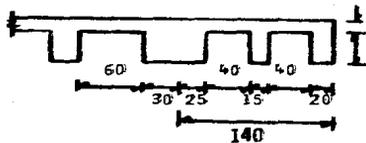
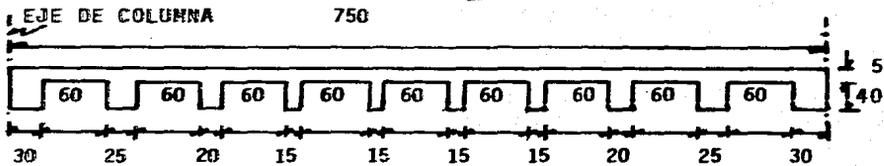
Se consideró una densidad de muros de 100kg/m², previendo el uso del edificio para oficinas que hiciera necesario colocar

muros divisorios, los cuales serán de bloque hueco de concreto intermedio.

Los muros de fachada serán de tabique rojo recocido cubiertos de yeso con un peso de 280kg/m².



MODULACION EN AMBOS SENTIDOS



MODULACION EN VOLADOS

Fig 1.

b) Análisis por cargas verticales

En todo proyecto existe una etapa de prediseño, en la que antes de dar comienzo a ésta, se hace una determinación inicial burda de las dimensiones de los diferentes elementos estructurales, sea para comparar diferentes soluciones preliminares, sea como punto de partida para el análisis más formal. Es decir, se requiere primero de un análisis aproximado para proponer dimensiones preliminares que sean suficientemente cercanas a las que resultarán finalmente del proceso del diseño, de manera que no sea necesario volver a realizar nuevamente todo el proceso con valores corregidos.

Los métodos aproximados de análisis de estructuras hiperestáticas se basan en cumplir estrictamente con los requisitos de equilibrio y además, en suposiciones acerca de las condiciones de compatibilidad de deformaciones o acerca de la distribución de cargas entre los distintos elementos, de manera que la estructura hiperestática se transforma en una isostática equivalente y puede analizarse fácilmente como tal.

En el primer caso, implica suponer la posición de los puntos de inflexión de la configuración deformada de la estructura y requieren frecuentemente un trazo aproximado de la misma. En el segundo caso, implica la postulación de una distribución sencilla de fuerzas internas que equilibra las cargas aplica-

das y se transmite a los apoyos sin que se exceda la resistencia en alguna sección.

Después de ésta etapa preliminar, se procederá al análisis estructural por medio de algún método exacto, en el que se utilizarán las dimensiones de los elementos estructurales que se de terminaron en el análisis preliminar.

Aceptando las hipótesis de comportamiento lineal, se pueden considerar como métodos exactos a los métodos matriciales. Es tos métodos se clasifican en dos: de las rigideces o de los desplazamientos, y de las flexibilidades o de las fuerzas. Am bos métodos son aplicables a todo tipo de carga. Para marcos y estructuras de edificios el método más adecuado es el de rigideces.

Método de las rigideces o de los desplazamientos

Este método es ideal para ser programado en computadora digitales o microprocesadores. Cuando no se tiene la ayuda de estos dispositivos de cálculo, el seguir los pasos indicados no necesariamente conduce a una solución eficiente.

El método de rigideces se basa en el teorema de Castigliano, el método considera como incógnitas los desplazamientos de los nudos, de un sistema estructural.

Básicamente este método considera dos etapas:

Etapa I.- Consiste en la fijación de los extremos de cada miembro, evitando su giro y desplazamiento, pero conservando otras causas, tales como las cargas aplicadas. La fijación de los extremos (nudos) separa esencialmente la estructura en una serie de miembros fijos (vigas o columnas de extremos empotrados).

Etapa II.- Se parte del sistema inicial, retirando las cargas aplicadas e introduciendo deformaciones extremas des conocidas (redundantes) para cada miembro, que satisface las restricciones naturales del sistema, es decir, se permite que giren y se desplacen los nudos.

Grado de libertad.- Es la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. Los movimientos son giros o desplazamientos en los nudos, como se muestra en la fig:



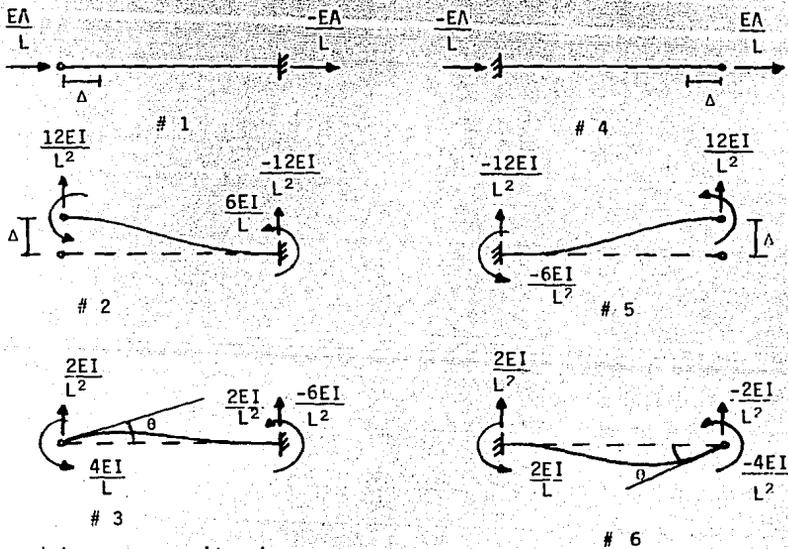
Fig 2

En el método de rigideces es necesario obtener coeficientes de rigidez para formar primero la matriz de rigidez de cada uno

de los miembros, para después integrar la matriz K_N como se verá más adelante.

La matriz de rigidez del miembro se calcula aplicando un desplazamiento unitario correspondiente a cada uno de los grados de libertad del miembro en turno.

En la fig 3 se indican cada uno de los desplazamientos unitarios por turno, con las fuerzas y pares correspondientes necesarios para producir el desplazamiento.



A y θ deben ser unitarios.

Fig 3

Si se desprecia la deformación axial de columnas y vigas, tenemos entonces, que los grados de libertad a considerar serán sólo 4 y la matriz de rigideces de un miembro referida en un sistema local de coordenadas conveniente para el miembro estará dada por:

$$K = \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix}$$

Esta matriz de rigideces del miembro se aplica a todos los miembros rectos prismáticos y sólo es adecuada únicamente para estructuras planas, ya que sólo se ha considerado traslación en plano y rotación con respecto a un punto.

Se podrá observar que se tendrá una matriz de rigideces por cada miembro, por lo que será necesario adaptar estas matrices a un sistema de coordenadas global, o dicho de otra forma, no se podrá introducir la matriz de rigideces del miembro en la matriz de rigideces nodal de la estructura hasta que se haya transformado al sistema de coordenadas de la estructura.

Entonces tendrémos las ecuaciones fundamentales del método de rigideces que en forma reducida queda como sigue:

$$\underline{p} = \underline{K}_N \underline{r} \quad (1)$$

Donde \underline{p} es el vector de cargas, y estas son momentos y fuerzas aplicados en los nudos y se numeran en concordancia con la numeración de los grados de libertad, por ejemplo:

$$\underline{p} = \begin{bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ M_3 \\ M_4 \end{bmatrix}$$

Los desplazamientos, arreglados en el mismo orden, constituyen el vector de desplazamiento \underline{r} :

$$\underline{r} = \begin{bmatrix} r_1 \\ r_2 \\ r_3 \\ r_4 \end{bmatrix} \quad \delta \quad \begin{bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \theta_3 \\ \theta_4 \end{bmatrix}$$

En estas ecuaciones se incluyen todos los puntos nodales (libres y restringidos).

La ec (1) se puede resolver por diversos métodos, sin embargo, es conveniente particionarla como sigue:

$$\begin{bmatrix} F \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{\delta\delta} & K_{\delta\theta} \\ K_{\delta\theta}^T & K_{\theta\theta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \\ \theta \end{bmatrix}$$

Donde $K_{\delta\delta}$ es el vector de coeficientes de rigideces correspondientes a los desplazamientos laterales y el resto de la matriz original incluye las modificaciones debidas a que los demás grados de libertad asumen valores diferentes de cero.

Aplicando conceptos matriciales, tenemos:

$$K_{\delta\delta} \delta + K_{\delta\theta} \theta = F \quad (2)$$

$$K_{\delta\theta}^T \delta + K_{\theta\theta} \theta = M \quad (3)$$

Por lo general $M = 0$, entonces podemos escribir la ec. (3) como:

$$K_{\delta\theta}^T \delta + K_{\theta\theta} \theta = 0$$

De esta ec. podemos obtener nuestro vector de desplazamientos

o como:

$$\theta = -K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T \delta$$

y reemplazando en (2):

$$(K_{\delta\delta} - K_{\delta\theta} K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T) \delta = F$$

Hacemos:

$$K_{\delta\delta}^* = K_{\delta\delta} - K_{\delta\theta} K_{\theta\theta}^{-1} K_{\delta\theta}^T$$

$K_{\delta\delta}^*$ es la matriz de rigideces laterales porque esta referida solamente a los desplazamientos laterales, entonces:

$$K_{\delta\delta}^* \delta = F$$

Los elementos mecánicos de cada uno de los miembros de la estructura se calculan ahora como el producto de la matriz de rigideces de la pieza correspondiente por los desplazamientos de sus extremos, todos ya conocidos.

Análisis

Las normas técnicas complementarias, especifican que para el

análisis estructural, la estructura deberá dividirse en marcos ortogonales, cada uno formado por una fila de columnas y franjas de losa limitadas por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado.

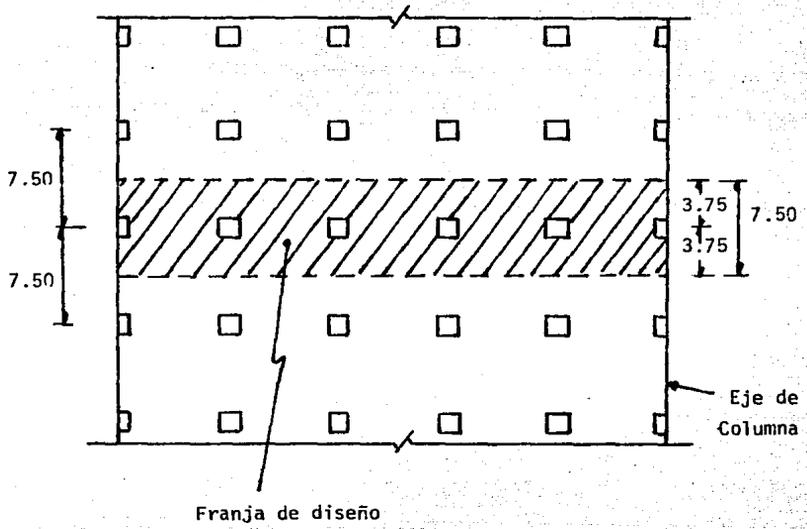


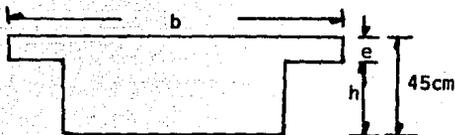
Fig 4

Para cada uno de los marcos se obtendrán los momentos de inercia de los miembros que forman el marco:

Columnas:

Entrepiso	Sección (cm ²)	$I = \frac{bh^3}{12}$ (cm ⁴)
1	100 x 100	8'333,000
2	100 x 100	8'333,000
3	90 x 90	9'467,500
4	80 x 80	3'413,000
5	70 x 70	2'001,000

Vigas equivalentes:



b = ancho equivalente

b' = suma de los anchos de todas las nervaduras en la faja

e = 5cm

h = 40cm

Se obtuvieron dos momentos de inercia para cada viga equivalente: uno que corresponde a la zona central y otro a la zona maciza. Esto se hizo debido a que el reglamento pide que se de-

ba tomar en cuenta la variación del momento de inercia a lo largo de las vigas equivalente. Para efectos de diseño se tomó un promedio de estos dos momentos de inercia. Es conveniente aclarar que este fué un criterio y que se pudo haber tomado o elegido cualquier otra forma de evaluar el momento de inercia de diseño.

Vigas equivalentes	b (cm)	I_{prom} (cm ⁴)
1, 8, A y F	515	2'374,800
2, 3, 6, 7, B, E 4 y 5 (A-C y D-F) C y D (1-4 y 5-8)	750	3'074,800
4 y 5 (C-D) C y D (4-5)	415	1'820,000

El análisis por carga vertical puede efectuarse asignando a las columnas la mitad de sus rigideces angulares y usando el ancho completo de la losa para valuar su rigidez.

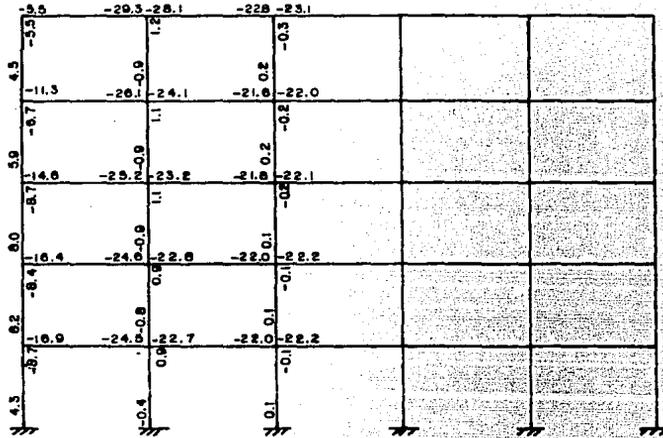
Rigidez angular. En el extremo de un miembro, al momento que aparece en dicho extremo cuando se aplica en el un giro unitario.

Entonces, para las columnas:

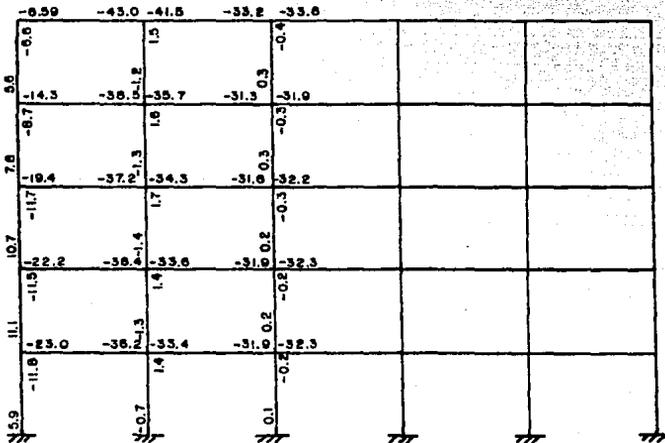
$$r_{ac} = \frac{KEI}{2L}$$

MOMENTOS_{cv}

Marcos 1 y 8

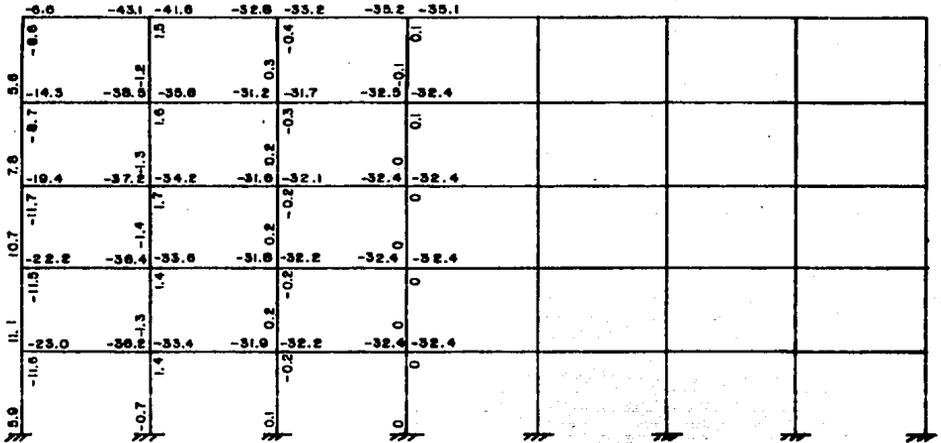


Marcos 2, 3, 6 y 7

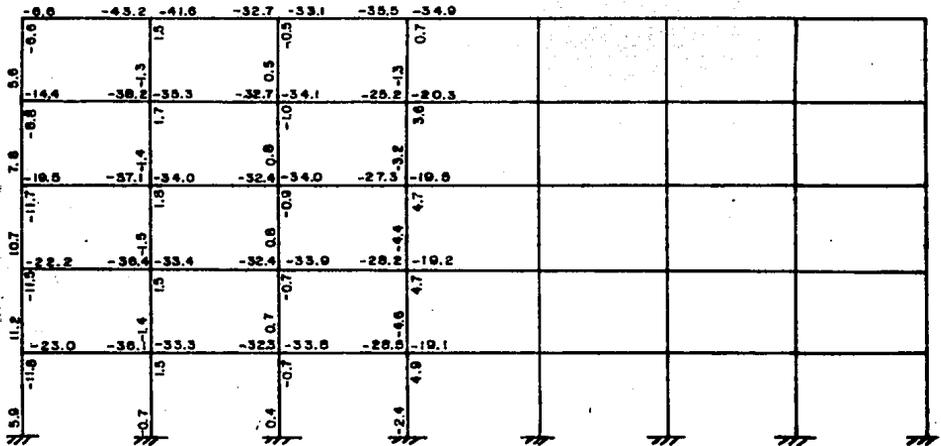


MOMENTOS_{cv}

Marcos B y E

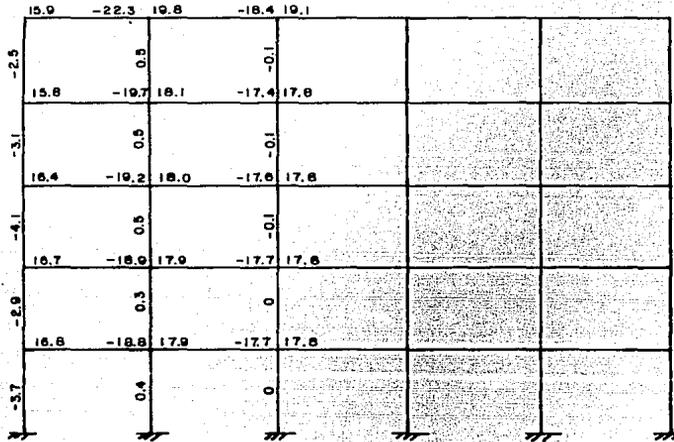


Marcos C y D

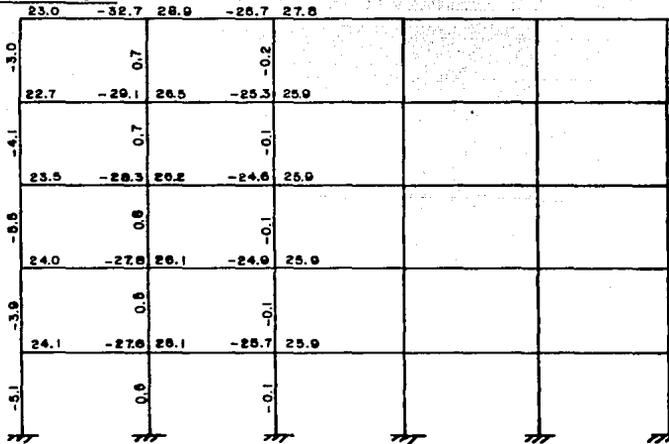


CORTANTES cv.

Marcos 1 y 8

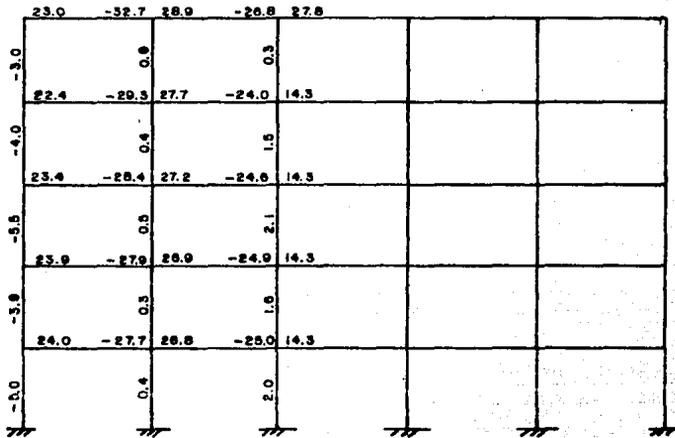


Marcos 2, 3, 6 y 7

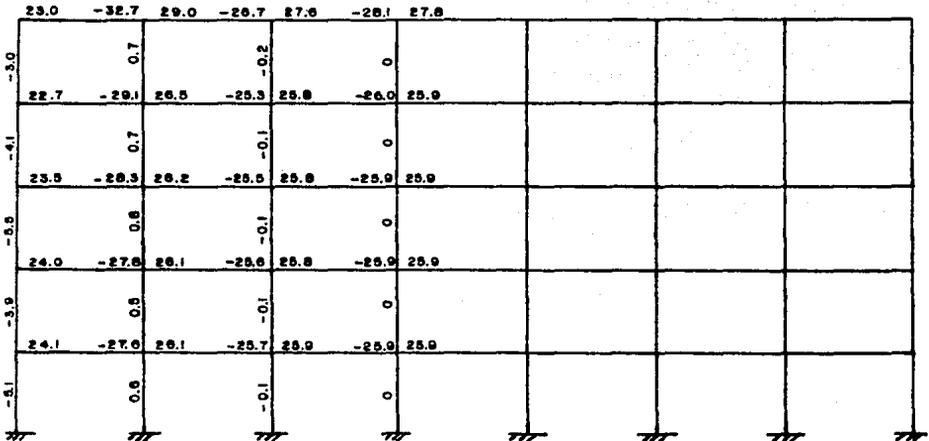


CORTANTES cv.

Marcos 4 y 5

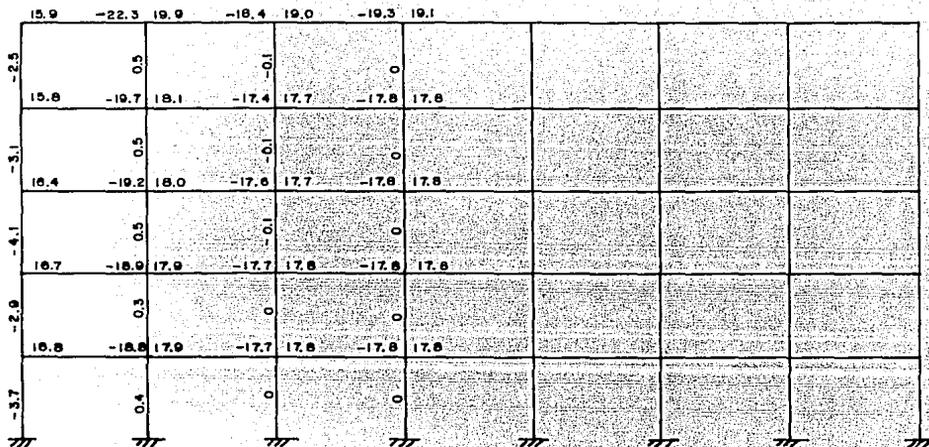


Marcos B y E

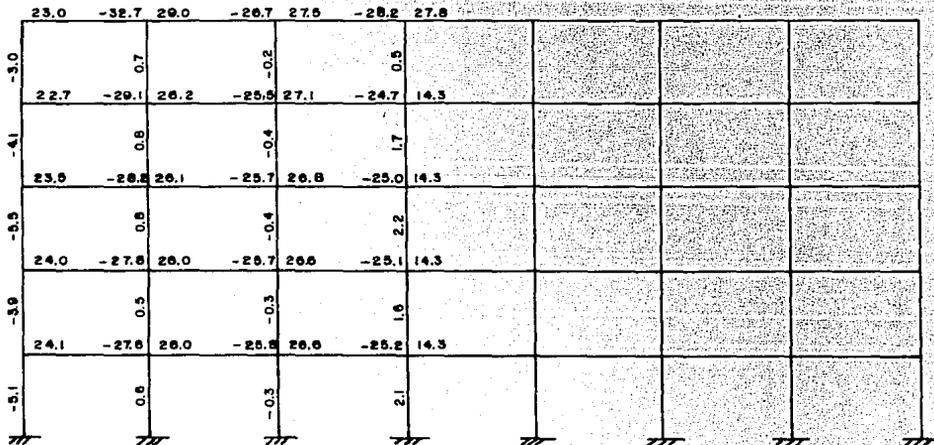


CORTANTES Scv.

Marcos A y F



Marcos C y D



y para las vigas equivalentes:

$$r_{av} = \frac{KEI}{L}$$

r_{av}, r_{ac} = rigidez angular del miembro considerado

I = momento de inercia

L = longitud total del miembro considerado

K = depende de la condición de apoyo

Enseguida presentamos los resultados del análisis por cargas verticales, haciendo uso del método de rigideces.

c) Análisis sísmico

Para el diseño sísmico, al igual que en el análisis por cargas verticales, usaremos el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual explica y condiciona tres métodos de análisis: el método Estático, el Método Dinámico y el Método Simplificado.

Las estructuras con altura menor de 60m podrán analizarse de acuerdo con el método estático o con el dinámico. En las estructuras con altura superior a 60m deberá emplearse el análisis dinámico.

El método simplificado establece requisitos que nuestra estruc

tura no satisface.

En el método estático se aplica a la estructura un sistema de cargas laterales cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica.

En el método dinámico se realiza un análisis de la respuesta dinámica de un modelo generalmente muy simplificado.

Método Estático

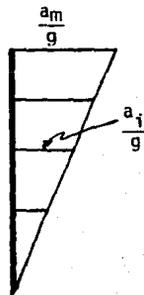
Este método es aplicable para estructuras no muy esbeltas y en problemas usuales, pues se idealiza un fenómeno dinámico en uno estático, se desprecian las respuestas dinámicas de la estructura como son: el amortiguamiento y su comportamiento inelástico al someterla a movimientos fuertes, ya que, una estructura puede responder elásticamente hasta cierto límite a partir del cual, el comportamiento se vuelve inelástico, las deformaciones no son proporcionales a las fuerzas sísmicas aplicadas.

En este método se admiten varias hipótesis, entre las cuales podemos citar:

- a) Supondremos que en cada nivel se tienen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes e independientes entre sí.

Por lo tanto la fuerza cortante sísmica se logra proyectar en dos componentes que actúan paralelamente al sistema de los elementos resistentes.

- b) Se considera que el sismo provoca sólo oscilaciones de cualquier punto de la estructura en un mismo plano horizontal, lo cual no es sino una particularización del problema en general.
- c) En nuestro caso particular, las losas de piso se consideran indeformables.
- d) Se considera que el punto de aplicación se solicita en el centro de gravedad de cada entrepiso.
- e) Distribución lineal triangular de las aceleraciones, cuyo origen es la base de la estructura y alcanza su máximo valor en la parte superior.



Distribución Lineal de las aceleraciones

Procedimiento:

1. La fuerza horizontal aplicada en el centro de gravedad del nivel i se calcula usando la formula:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} c_s \sum W \quad (4)$$

F_i = Fuerza sísmica aplicada en el nivel i .

W_i = Peso del nivel i .

h_i = Altura del nivel i sobre el desplante.

c_s = Coeficiente para diseño sísmico que posteriormente se verá como se obtiene del reglamento.

2. Se obtiene por estática, la línea de acción del cortante sísmico en cada entrepiso para las dos direcciones principales en que se efectuará el análisis.
3. Se calculan las rigideces de piso de los elementos resistentes en ambas direcciones y en todos los entrepisos.
4. Se determina el centro de torsión en cada entrepiso; el centro de torsión es el punto por el que debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante sísmica para que el movimiento relativo de los dos niveles que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. Esto es debido a:

que el par de torsión da lugar a que el piso, además del movimiento de traslación, sufra una rotación, por lo cual algunos ejes estarán sujetos a fuerzas cortantes que son aditivas a las producidas por la traslación, mientras que en otros las cortantes son de signos contrarios.

Las expresiones para calcular las coordenadas del centro de torsión con respecto a un sistema cualquiera de referencia:

$$X_t = \frac{\sum (R_{jy} X_j)}{\sum R_{jy}} \quad (5)$$

$$Y_t = \frac{\sum (R_{jx} Y_j)}{\sum R_{jx}} \quad (6)$$

5. La fuerza cortante que debe ser resistida por un marco cualquiera en un piso es igual a la suma de los efectos: el debido a la fuerza cortante del piso, supuesta actuando en el centro de rigideces y el debido al momento torsionante del piso. Cada eje tomará una fracción de la fuerza actuante proporcional a su rigidez de entrepiso, o sea:

$$V_j = V \frac{R_j}{\sum R_j} \quad (7)$$

La magnitud del cortante que toma cada eje por efecto de la torsión se determina por:

$$V_{jx} = \frac{R_{jx} Y_{jt}}{\Sigma (R_{jx} Y_{jt}^2 + R_{jy} X_{jt}^2)} V_x e_y \quad (8)$$

V_j = Fuerza cortante sísmica en el entrepiso considerado.

X_{jt}, Y_{jt} = Coordenada de los elementos resistentes con respecto al centro de torsión del entrepiso en cuestión.

$V_x e_y$ = Momento torsionante en el entrepiso considerado que es igual al producto de la fuerza cortante en el piso por más desfavorable de las excentricidades dadas por las expresiones siguientes:

$$e_1 = 1.5e_c + 0.1b \quad (9)$$

$$e_2 = e_c - 0.1b \quad (10)$$

Donde e_c es la excentricidad calculada como la distancia entre la línea de acción de la cortante y el centro de torsión, y b la mayor dimensión en planta del entrepiso medi-

da perpendicularmente a la dirección del sismo.

Para cada sistema plano deberá investigarse cuál de las dos excentricidades dadas por las ecuaciones arriba mencionadas produce efectos más desfavorables.

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento torsionante que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplificado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión solo puede efectuarse con pobre aproximación, porque la rigidez de cada elemento particular puede ser alterada por agrietamientos locales o por la contribución de elementos no estructurales.

Por lo anterior, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10% del ancho del edificio.

6. Una vez conocido el sistema de cargas que actúan en cada marco se analiza por algún método conocido.

El coeficiente sísmico se obtiene de acuerdo con lo que especifica el reglamento sobre el tipo de estructura y zona donde se cimentará. Se entiende por coeficiente sísmico

"c" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Nuestra estructura está clasificada según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, como sigue:

Por su uso:

Grupo B: Construcciones comunes como las destinadas a vivienda, oficinas y locales comerciales, los hoteles y las construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A.

Sub-grupo B1: Construcciones de más de 15m de altura o 3,000m² de area total construida en Zona III.

Por su localización:

Zona III: Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de lino o arcilla.

Resumiendo tenemos:

- Grupo B
Sub-grupo B1
- Zona III

} $c_s = 0.40$

Cálculo de las fuerzas sísmicas

La carga W que tomaremos será la misma que se obtuvo para el análisis de cargas verticales, solo que, la carga viva se reducirá de acuerdo como se especifica en el reglamento.

Cargas Vivas

	A. C. Verticales	A. Sismo
AZOTEA	100kg/m ²	70kg/m ²
ENTREPISO	250kg/m ²	180kg/m ²

NIVEL	ENTREPISO	W_i (Ton)	h_i (m)	$W_i h_i$	F_i (Ton)	V (Ton)
5		1,948	21.42	41,726	651	
	5					651
4		1,816	17.36	31,526	492	
	4					1,143
3		1,872	13.30	24,898	389	
	3					1,532
2		2,000	9.24	18,480	288	
	2					1,820
1		2,014	3.50	7,049	110	
	1					1,930

$$\Sigma W_i = 9,650 \quad \Sigma W_i h_i = 123,679$$

Para fines de diseño, el reglamento establece que se podrá reducir las fuerzas sísmicas por un factor de ductilidad o reductor Q , y para sistemas losa plana-columna deberá usarse $Q=2$.

La rigidez de un entrepiso de un marco, definida como la fuerza cortante que debe actuar en el entrepiso para producir un desplazamiento horizontal unitario relativo entre los niveles que limitan dicho entrepiso, puede calcularse teóricamente de manera "exacta" empleando un programa de computadora para el análisis del modelo matemático de estructuras sometidas a fuerzas laterales; para lo cual se necesita dar como datos las secciones de la estructura o los momentos de inercia y áreas de trabes y columnas, el módulo de elasticidad y de Poisson del material con que se construirá la estructura y las cargas aplicadas; con estos datos se pueden calcular los desplazamientos de la estructura y la rigidez correspondiente. Puede calcularse también de manera aproximada empleando, por ejemplo, las fórmulas de Wilbur.

$$K_n = \frac{V_n}{\Delta_n} \quad (11)$$

donde:

K_n = Rigidez del piso n

V_n = Cortante en el entrepiso n.

Δ_n = Desplazamiento del entrepiso n.

Así que, Δ_n la obtuvimos analizando cada uno de los marcos de nuestra estructura equivalente con las fuerzas sísmicas F_i obtenidas en la tabla anterior.

Por ejemplo para el marco A:

ENTREPISO	Δ total (m)	Δ relativo (m)	V_n (Ton)	K_n (Ton/m) (Kg/cm)
5	0.3969	0.0689	651	$9,448 = 4.4990 \times E_s \times 10^{-2}$
4	0.3280	0.8020	1,143	$13,939 = 6.6376$
3	0.2460	0.0831	1,532	$18,436 = 8.7790$
2	0.1629	0.1289	1,820	$14,121 = 6.7243$
1	0.0340	0.0340	1,930	$56,746 = 2.7022$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

ENTREPIISO 5

SENTIDO	V	e _s	b	e ₁ = 1.5 e _s + 0.1b	e ₂ = e _s - 0.1b	M _{t1} = V e ₁	M _{t2} = V e ₂
X	651	0	52.5	5.25	- 5.25	3417.75	- 3417.75
Y	651	0	37.5	3.75	- 3.75	2441.25	- 2441.25

$X_v = 18.75 ; X_t = 18.75$

$\Sigma R_{jx} Y_{jt}^2 + \Sigma R_{jy} X_{jt}^2 = 122.550$

$Y_v = 26.25 ; Y_t = 26.25$

EJE	R _{jx}	Y _j	R _{jx} Y _j	Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt} ²	EFECTOS DE V _x			EFECTO DE V _y	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _x + 0.3 V _y
1	0.0329	52.5	1.728	26.25	0.8639	22.676	81.1	24.09	105.19	17.21	110.35
2	0.0333	45.0	1.498	18.75	0.6243	11.705	82.0	17.41	99.41	12.44	103.14
3	0.0333	37.5	1.249	11.25	0.3746	4.214	82.0	10.45	92.45	7.46	94.69
4	0.0326	30.0	0.979	- 3.75	- 0.1224	0.459	80.4	3.41	83.81	2.44	84.54
5	0.0326	22.5	0.734	- 3.75	- 0.1224	0.459	80.4	3.41	83.81	2.44	84.54
6	0.0333	15.0	0.499	-11.25	- 0.3746	4.214	82.0	10.45	92.45	7.46	94.69
7	0.0333	7.5	0.250	-18.75	- 0.6243	11.705	82.0	17.41	99.41	12.44	103.14
8	0.0329	0	0	-26.25	- 0.8639	22.676	81.1	24.09	105.19	17.21	110.35

SUMAS 0.264 6.937 78.109

$y_t = \frac{6.937}{0.264} = 26.25$

EJE	R _{jy}	X _j	R _{jy} X _j	X _{jt}	R _{jy} X _{jt}	R _{jy} X _{jt} ² (E)	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _y + 0.3 V _x
A	0.0449	37.5	1.687	18.75	0.8436	15.817	108.1	16.80	124.90	23.53	131.96
R	0.0456	30.0	1.368	11.25	0.5129	5.770	109.6	10.22	119.82	14.30	124.11
C	0.0449	22.5	1.009	3.75	0.1682	0.631	107.8	3.35	111.15	4.69	112.56
D	0.0449	15.0	0.6729	- 3.75	- 0.1682	0.631	107.8	3.35	111.15	4.69	112.56
E	0.0456	7.5	0.34193	-11.25	- 0.5129	5.770	109.6	10.22	119.82	14.30	124.11
F	0.0449	0	0	-18.75	- 0.8436	15.817	108.1	16.88	124.90	23.53	131.96

SUMAS 0.271 5.079 44.436

$x_t = \frac{5.079}{0.271} = 18.75$

ENTREPISO 4

SENTIDO	V	e _s	b	e ₁ = 1.5 e _s + 0.1b	e ₂ = e _s - 0.1b	M _{t1} = V e ₁	M _{t2} = V e ₂
X	1143	0	52.5	5.25	- 5.25	6000.75	- 6000.75
Y	1143	0	37.5	3.75	- 3.75	4286.25	- 4286.25

$$X_v = 18.75 ; X_t = 18.75$$

$$Y_v = 26.25 ; Y_t = 26.25$$

$$\Sigma R_{jx} Y_{jt}^2 + \Sigma R_{jy} X_{jt}^2 = 179.260$$

EJE	R _{jx}	Y _j	R _{jx} Y _j	Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt} ²	EFECTOS DE V _x			EFECTO DE V _y	
							DIPECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _x + 0.3 V _y
1	0.0482	52.5	2.259	26.25	1.2643	33.189	143.94	42.32	186.26	30.23	195.33
2	0.0483	45.0	2.175	18.75	0.9063	16.994	144.45	30.34	174.79	21.67	181.29
3	0.0483	37.5	1.813	11.25	0.5438	6.118	144.45	18.20	162.65	13.00	166.55
4	0.0464	30.0	1.392	3.75	0.1736	0.652	138.66	5.82	144.48	4.16	145.73
5	0.0464	22.5	1.044	- 3.75	0.1736	0.652	138.66	5.82	144.48	4.16	145.73
6	0.0483	15.0	0.725	-11.25	- 0.5438	6.118	144.45	18.20	162.65	13.00	166.55
7	0.0483	7.5	0.363	-18.75	- 0.9063	16.994	144.45	30.34	174.79	21.67	181.29
8	0.0482	0	0	-26.25	- 1.2643	33.189	143.94	42.32	186.26	30.23	195.33

SUMAS 0.382 10.040 113.910

$$V_t = \frac{10.040}{0.382} = 26.25$$

EJE	R _{iy}	X _j	R _{iy} X _j	X _{jt}	R _{iy} X _{jt}	R _{iy} X _{jt} ²	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _y + 0.3 V _x
A	0.0664	37.5	2.4891	18.75	1.2446	23.335	191.86	29.76	221.62	41.66	234.12
B	0.0666	30.0	1.9986	11.25	0.7495	8.431	192.56	17.92	210.48	25.09	218.01
C	0.0647	22.5	1.4562	3.75	0.2427	0.910	187.08	5.80	192.88	8.12	195.31
D	0.0647	15.0	0.971	- 3.75	- 0.2427	0.910	187.08	5.80	192.88	8.12	195.31
E	0.0666	7.5	0.499	-11.25	- 0.7495	8.431	192.56	17.92	210.48	25.09	218.01
F	0.0664	0	0	-18.75	- 1.2446	23.335	191.86	29.76	221.62	41.66	234.12

SUMAS 0.395 7.414 65.350

$$X_t = \frac{7.414}{0.395} = 18.75$$

ENTREPISO 3

SENTIDO	V	e_s	b	$e_1 = 1.5 e_s + 0.1b$	$e_2 = e_s - 0.1b$	$M_{t_1} = V e_1$	$M_{t_2} = V e_2$
X	1532	0	52.5	5.25	- 5.25	8043.00	- 8043.00
Y	1532	0	37.5	3.75	- 3.75	5745.00	- 5745.00

$$\Sigma R_{jx} Y_{jt}^2 + \Sigma R_{jy} X_{jt}^2 = 235.250$$

EJE	R_{jx}	Y_j	$R_{jx} Y_j$	Y_{jt}	$R_{jx} Y_{jt}$	$R_{jx} Y_{jt}^2$	EFECTOS DE V_x			EFECTO DE V_y	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	$V_x + 0.3 V_y$
1	0.0634	52.5	3.328	25.25	1.6638	43.673	195.19	56.88	252.07	40.63	264.26
2	0.0648	45.0	2.916	18.75	1.2148	22.778	199.53	41.53	241.06	29.67	249.96
3	0.0648	37.5	2.429	11.25	0.7789	8.200	199.53	24.92	224.45	17.80	229.79
4	0.0558	30.0	1.673	3.75	0.2091	0.784	171.75	7.15	178.90	5.11	180.43
5	0.0558	22.5	1.255	- 3.75	- 0.2091	0.784	171.75	7.15	178.90	5.11	180.43
6	0.0648	15.0	0.972	-11.25	- 0.7789	8.200	199.53	24.92	224.45	17.80	229.79
7	0.0648	7.5	0.486	-18.75	- 1.2148	22.778	199.53	41.53	241.06	29.67	249.96
8	0.0634	0	0	-26.25	- 1.6638	43.673	195.19	56.88	252.07	40.63	264.26
SUMAS	0.497		13.058			150.871					

$$y_t = \frac{13.058}{0.497} = 26.25$$

EJE	R_{jy}	X_j	$R_{jx} X_{jt}$	X_{jt}	$R_{jy} X_{jt}$	$R_{jy} X_{jt}^2$	EFECTO DE V_y			EFECTO DE V_x	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	$V_y + 0.3 V_x$
A	0.0878	37.5	3.292	18.75	1.6461	30.864	272.51	40.20	312.71	56.28	329.59
B	0.0808	30.0	2.424	11.25	0.9089	10.225	250.78	22.19	272.97	31.07	282.29
C	0.0782	22.5	1.759	3.75	0.2932	1.099	242.71	7.16	249.87	10.02	252.88
D	0.0782	15.0	1.173	- 3.75	- 0.2932	1.099	242.71	7.16	249.87	10.02	252.88
E	0.0808	7.5	0.606	-11.25	- 0.9089	10.225	250.78	22.19	272.97	31.07	282.29
F	0.0878	0	0	-18.75	- 1.6461	30.864	272.51	40.20	312.71	56.28	329.59
SUMAS	0.494		9.254			84.377					

$$x_t = \frac{9.254}{0.494} = 18.75$$

ENTREPISO 2

SENTIDO	V	e _s	b	e ₁	1.5 e _s + 0.1b	e ₂ = e _s - 0.1b	M _{t1} = V e ₁	M _{t2} = V e ₂
X	1820	0	52.5		5.25	- 5.25	9555.00	- 9555.00
Y	1820	0	37.5		3.75	- 3.75	6825.00	- 6825.00

$$ER_{jx} Y_{jt}^2 + ER_{jy} X_{jt}^2 = 173.780$$

EJE	R _{jx}	Y _j	R _{jx} Y _j	Y _{jt}	R _{jy} Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt} ²	EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _x + 0.3 V _y
1	0.0489	52.5	2.572	26.25	1.2857	33.751	252.20	70.69	322.89	50.50	338.04
2	0.0431	45.0	1.940	18.75	0.8082	15.154	221.94	44.44	266.38	31.74	275.90
3	0.0431	37.5	1.616	11.25	0.4849	5.455	221.94	26.66	248.60	19.05	254.31
4	0.0415	30.0	1.246	3.75	0.1558	0.584	213.92	8.57	222.49	6.12	224.33
5	0.0415	22.5	0.935	- 3.75	- 0.1558	0.584	213.92	8.57	222.49	6.12	224.33
6	0.0431	15.0	0.647	-11.25	- 0.4849	5.455	221.94	26.66	248.60	19.05	254.31
7	0.0431	7.5	0.323	-18.75	- 0.8082	15.154	221.94	44.44	266.38	31.74	275.90
8	0.0489	0	0	-26.25	- 1.2857	33.751	252.20	70.69	322.89	50.50	338.04
SUMAS	0.353		9.279			109.889					

$$-V_t = \frac{9.279}{0.353} = 26.25$$

EJE	R _{jy}	X _j	R _{jy} X _j	X _{jt}	R _{jx} X _{jt}	R _{jy} X _{jt} ²	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _y + 0.3 V _x
A	0.0672	37.5	2.522	18.75	1.2608	23.640	332.34	49.52	381.86	69.32	402.66
B	0.0592	30.0	1.776	11.25	0.6661	7.494	292.64	26.16	318.80	36.63	329.79
C	0.0577	22.5	1.298	3.75	0.2163	0.811	285.02	8.49	293.51	11.89	297.08
D	0.0577	15.0	0.865	- 3.75	- 0.2163	0.811	285.02	8.49	293.51	11.89	297.08
E	0.0592	7.5	0.444	-11.25	- 0.6661	7.494	292.64	26.16	318.80	36.63	329.79
F	0.0672	0	0	-18.75	- 1.2608	23.640	332.34	49.52	381.86	69.32	402.66
SUMAS	0.368		6.904			63.889					

$$X_t = \frac{6.904}{0.368} = 18.75$$

ENTREPISO 1

SENTIDO	V	e _s	b	e ₁ = 1.5 e _s + 0.1b	e ₂ = e _s - 0.1b	M _{t1} = V e ₁	M _{t2} = V e ₂
X	1930	0	52.5	5.25	- 5.25	10132.50	- 10132.50
Y	1930	0	37.5	3.75	- 3.75	7237.50	- 7237.50

$$\varepsilon R_{jx} Y_{jt}^2 + \varepsilon R_{jy} X_{jt}^2 = 69.814$$

EJE	R _{jx}	Y _j	R _{jx} Y _j	Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt}	R _{jx} Y _{jt} ²	EFECTO DE V _x			EFECTO DE V _y	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _x + 0.3 V _y
1	0.0197	52.5	1.034	26.25	0.5171	13.573	267.72	75.05	342.77	53.61	358.85
2	0.0173	45.0	0.778	18.75	0.3243	6.081	235.10	47.07	282.17	33.62	292.26
3	0.0173	37.5	0.648	11.25	0.1946	2.189	235.10	28.24	263.34	20.17	269.39
4	0.0167	30.0	0.501	3.75	0.0627	0.234	227.08	9.10	236.18	6.50	238.13
5	0.0167	22.5	0.375	- 3.75	- 0.0627	0.234	227.08	9.10	236.18	6.50	238.13
6	0.0173	15.0	0.259	-11.25	- 0.1946	2.189	235.10	28.24	263.34	20.17	269.39
7	0.0173	7.5	0.129	-18.75	- 0.3243	6.081	235.10	47.07	282.17	33.62	292.26
8	0.0197	0	0	-26.25	- 0.5171	13.573	267.72	75.05	342.77	53.61	358.85
SUMAS	0.1420		3.728			44.158					

$$-y_t = \frac{3.7276}{0.1420} = 26.25$$

EJE	R _{jy}	X _j	R _{jy} X _j	X _{jt}	R _{jy} X _{jt}	R _{jy} X _{jt} ²	EFECTO DE V _y			EFECTO DE V _x	
							DIRECTO	TORSION	TOTAL	TORSION	V _y + 0.3 V _x
A	0.0270	37.5	1.013	18.75	0.5067	9.499	352.91	52.53	405.44	73.54	427.50
B	0.0237	30.0	0.711	11.25	0.2669	3.003	309.88	27.67	337.55	38.74	349.17
C	0.0231	22.5	0.520	3.75	0.0868	0.325	302.21	9.00	311.21	12.60	314.99
D	0.0231	15.0	0.347	- 3.75	- 0.0868	0.325	302.21	9.00	311.21	12.60	314.99
E	0.0237	7.5	0.177	-11.25	- 0.2669	3.003	309.88	27.67	337.55	38.74	349.17
F	0.0270	0	0	-18.75	- 0.5067	9.499	352.91	52.53	405.44	73.54	427.50
SUMAS	0.1478		2.771			25.657					

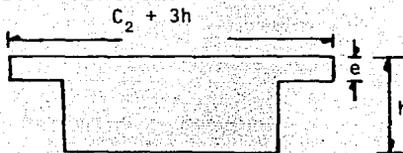
$$x_t = \frac{2.7709}{0.1478} = 18.75$$

Análisis

Una vez hecho el estudio sísmico para la obtención de la cortante que obra en cada nivel, el siguiente paso es cuantificar los elementos mecánicos en los miembros estructurales.

Antes de iniciar el análisis, deberémos tomar en cuenta algunas consideraciones que establece el reglamento.

Para el análisis ante fuerzas laterales, sólo se considerará efectivo un ancho de losa igual a $C_2 + 3h$, centrado con respecto al eje de columnas. Tendrémos entonces:



$C_2 + 3h$ = Ancho equivalente

e = 5 cm

h = 45 cm

b' = suma de los anchos de todas las nervaduras en la faja equivalente.

C_2 = dimensión de la columna en la dirección de que se trate.

En este caso también se siguió el mismo criterio para la determinación de los momentos de inercia promedio.

COLUMNAS:

ENTREPISO	I (cm ⁴)
1	8'333,000
2	8'333,000
3	5'467,500
4	3'413,000
5	2'001,000

VIGAS EQUIVALENTES:

NIVEL 5

MARCO	b (cm)	I (cm ⁴)
1, 8, A y F	205	1'209,500
2, 3, 6, 7, B, E, 4, 5, C y D	205	1'216,400

NIVEL 4

MARCO	b (cm)	I (cm ⁴)
1, 8, A y F	215	1'271,300
2, 3, 6, 7, 8, 9 4 y 5 (A-C y D-F) C y D (5-8 y 1-4)	215	1'292,700
4 y 5 (C-D)		
C y D (4-5)	147.5	950,000

NIVEL 3

MARCO	b (cm)	I (cm ⁴)
1, 8, A y F	225	1'333,100
2, 3, 6, 7, B, E 4 y 5 (AC y D-F) C y D (5-8 y 1-6)	225	1'644,000
4 y 5 (C-D) C y D (4-5)	157.5	1'239,500

NIVEL 2 y 1

MARCO	b (cm)	I (cm ⁴)
1, 8, A y F	235	1'672,100
2, 3, 6, 7, 8, B, E 4 y 5 (A-C y D-F) C y D (5-8 y 1-4)	235	1'736,800
4 y 5 (C-D) C y D (4-5)	167.5	1'332,200

Con estos datos podemos ya dar comienzo a nuestro análisis estructural. Al igual que el análisis por cargas verticales, también será necesario llevar a cabo un diseño preliminar por algún método aproximado como son: el de Bowman, el del voladizo y el del factor. Estos métodos son los más usados y además toman en cuenta las rigideces relativas de los miembros, entendiéndose por estas, como el cociente de su momento de inercia entre su longitud.

Este grupo de métodos aproximados para el análisis de marcos sujetos a cargas laterales se basa en el mismo principio de suponer la ubicación de los puntos de inflexión en vigas y columnas. En este caso, además de la suposición de los puntos de inflexión se requiere alguna hipótesis adicional acerca de la forma en que la carga se distribuye entre las distintas columnas para que el problema sea determinado. La deformación es debida esencialmente a flexión en las columnas y vigas y, excepto para marcos muy esbeltos, las deformaciones axiales de vigas y columnas son despreciables.

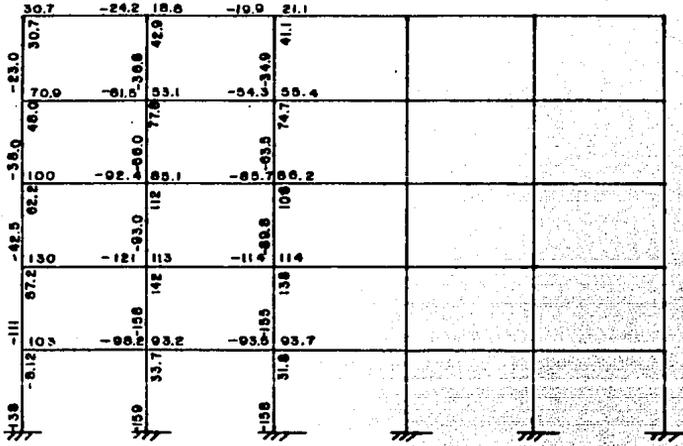
Así que, para el análisis preliminar, cualquiera de estos métodos será útil para ajustar o comprobar las dimensiones propuestas de los miembros estructurales.

Finalmente, llegaremos a nuestro análisis por algún método exacto que en nuestro caso será, al igual que en el caso de cargas verticales, por el método de las rigideces o de los desplazamientos.

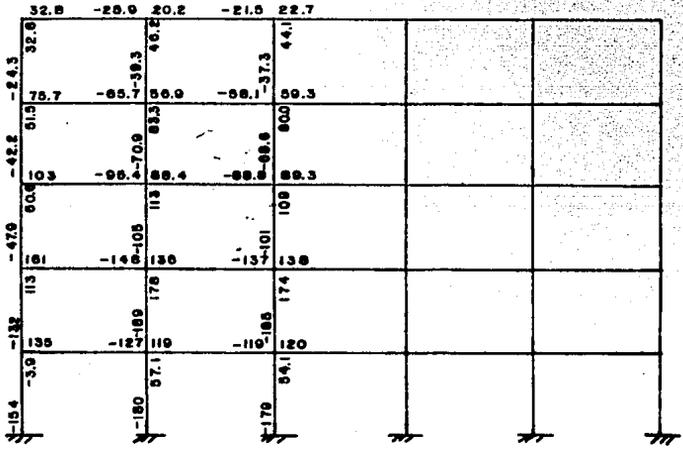
Es importante observar que los resultados por métodos refinados, la posibilidad de errores no es nada remota y su detección puede ser difícil, aún para aquel estructurista experimentado.

MOMENTOS.

Marcos 2 y 7

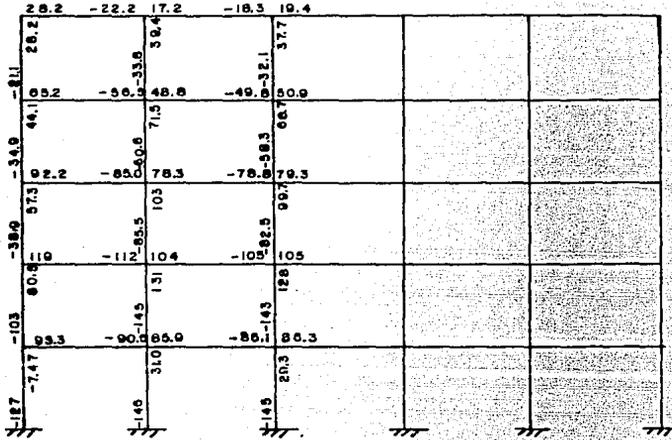


Marcos 1 y 8

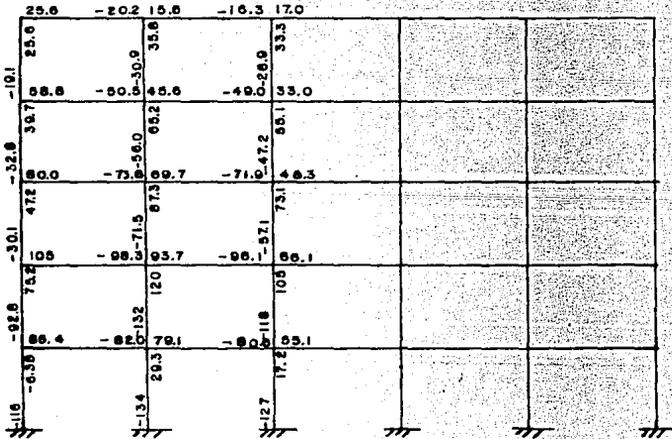


MÓMENTOS.

Marcos 3 y 6

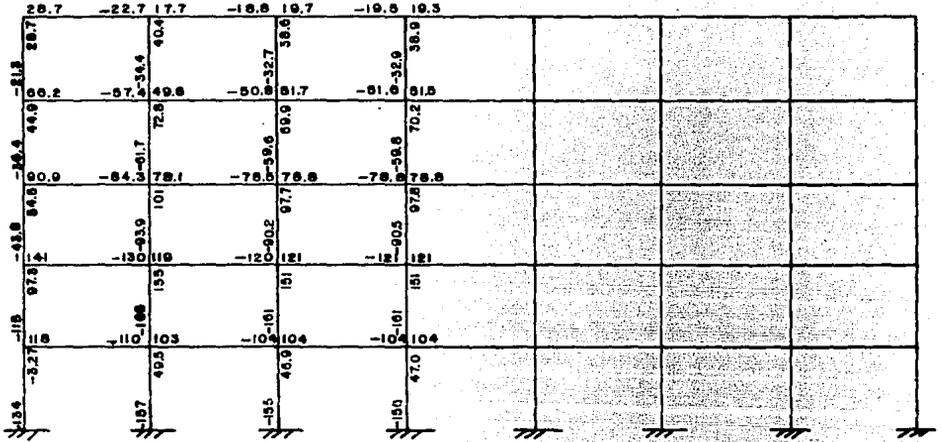


Marcos 4 y 5

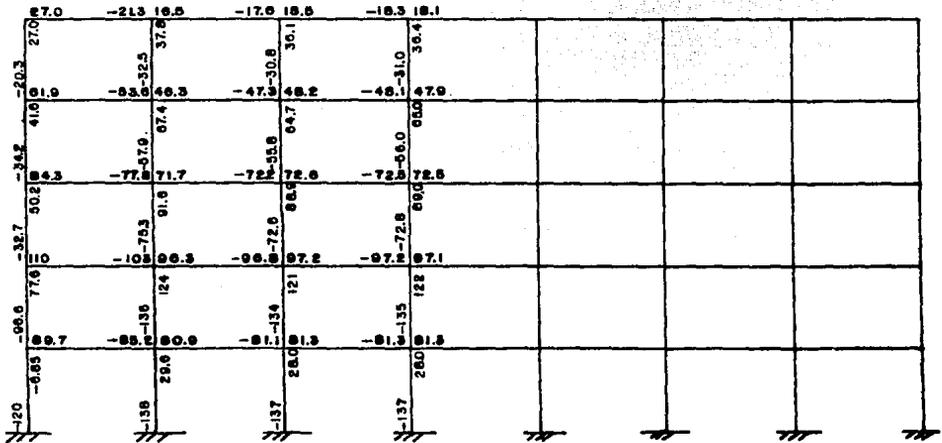


MOMENTOS.

Marcos A y F

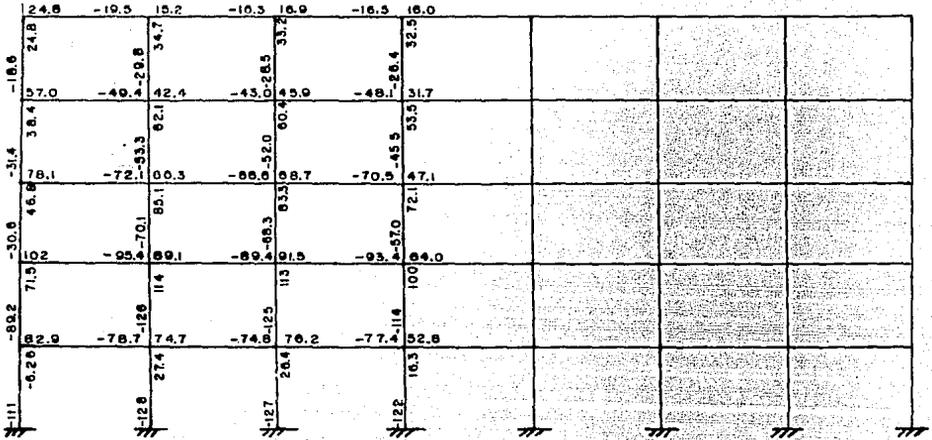


Marcos B y E



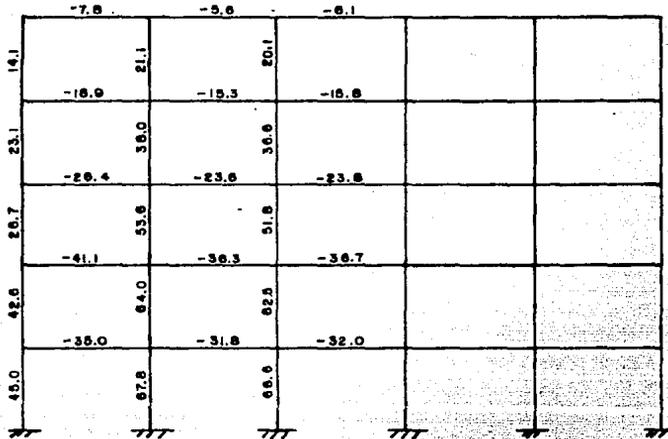
MOMENTOS.

Marcos C y D

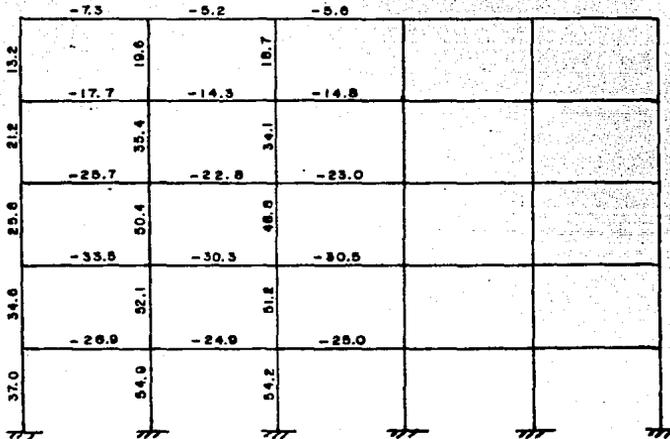


CORTANTES.

Marcos 1 y 8

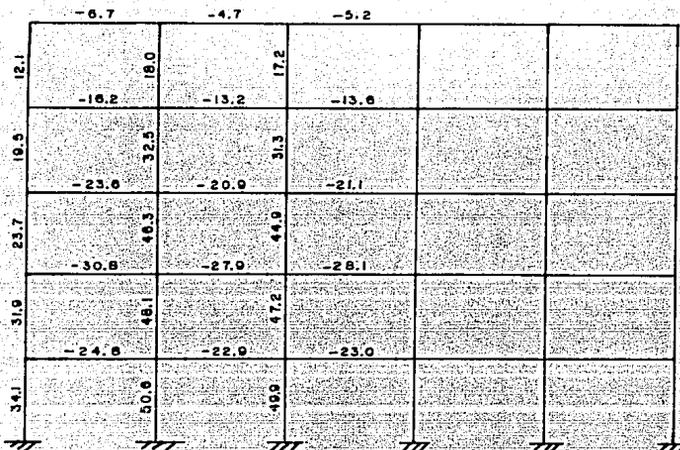


Marcos 2 y 7

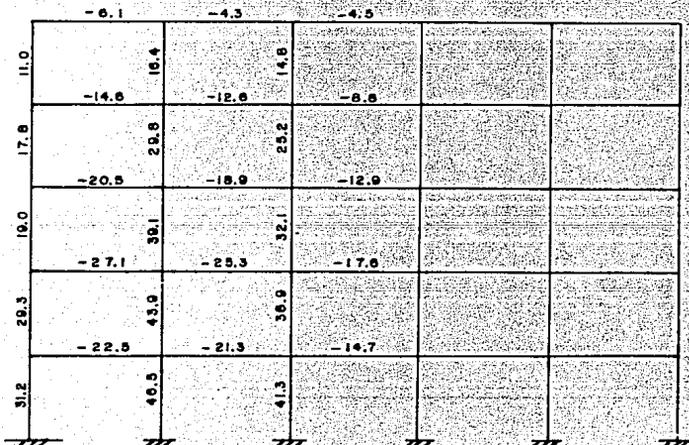


CORTANTES.

Marcos 3 y 6

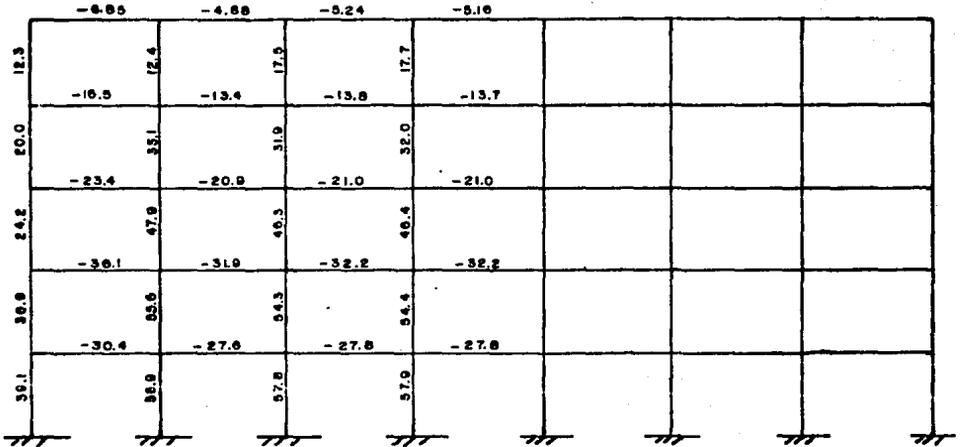


Marcos 4 y 5

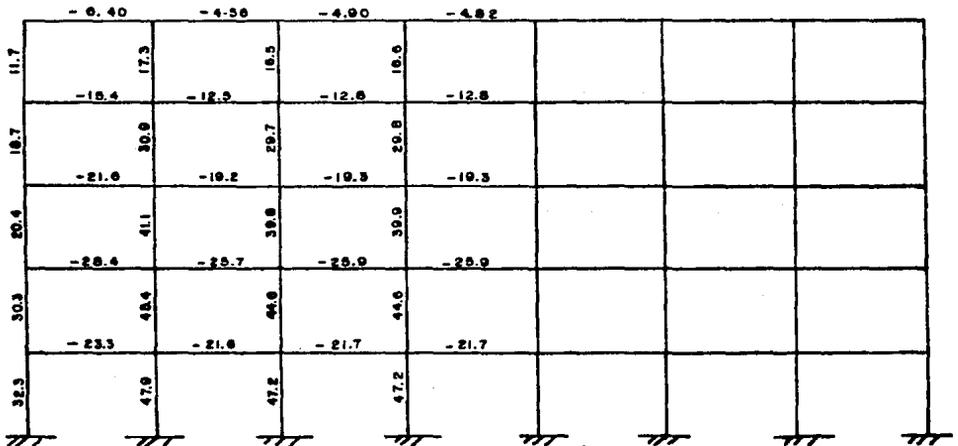


CORTANTES.

Marcos A y F

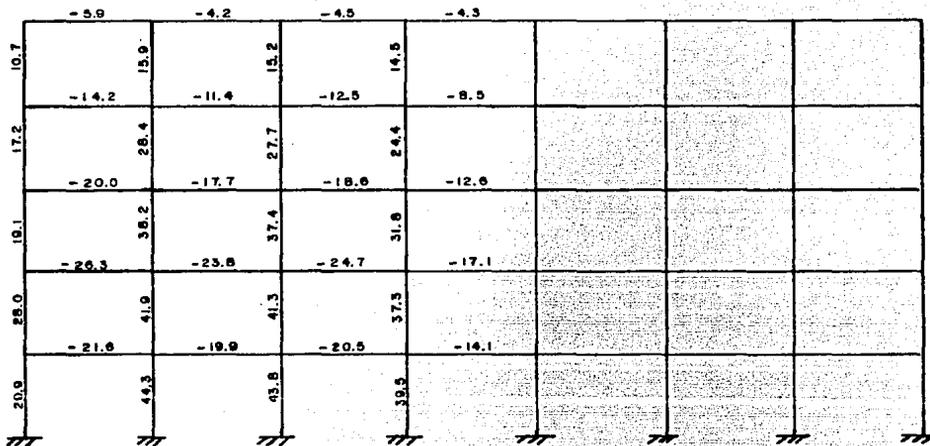


Marcos B y E



CORTANTES s.

Marcos C y D



III. DISEÑO ESTRUCTURAL

En el diseño de todo elemento estructural se distinguen dos criterios: método elástico y método plástico.

El primero hace intervenir esfuerzos de trabajo y entre otras suposiciones encontramos las que siguen:

1. Una sección plana antes de la flexión permanece plana después de la flexión; es decir, las deformaciones varían proporcionalmente a su distancia al eje neutro.
2. La relación esfuerzo-deformación para el concreto es una línea recta bajo cargas de trabajo dentro de los esfuerzos de trabajo permisibles. Los esfuerzos varían propor-

cionalmente a su distancia al eje neutro, excepto para vigas peraltadas.

3. El acero toma la tensión debida a flexión.
4. El refuerzo de tensión se reemplaza en los cálculos para diseño con una área igual a "n" veces la del acero de refuerzo.

El diseño por resistencia máxima es un método para proporcionar miembros de concreto reforzado basado en cálculos sobre su resistencia a la falla. Para asegurar un servicio adecuado, deben considerarse también el control de deflexiones y el agrietamiento bajo cargas de servicio y las suposiciones de éste método son:

1. La deformación unitaria en el concreto se supondrá directamente proporcional a la distancia al eje neutro. Es decir, la distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
2. La deformación unitaria en las varillas de refuerzo se supondrá igual a la deformación unitaria del concreto adyacente.
3. La deformación unitaria máxima a la falla en la fibra extrema de compresión se supondrá igual a 0.003.

4. En barras de refuerzo, los esfuerzos menores que el límite de fluencia para el tipo de acero que se use serán iguales al producto del módulo de elasticidad E_s por la deformación unitaria del acero. Para deformaciones unitarias mayores que la correspondiente al límite de fluencia de diseño f_y , el esfuerzo en el acero será considerado independiente de la deformación unitaria e igual al límite de fluencia de diseño F_y .
5. El concreto no resiste esfuerzos de tensión.
6. A la falla, los esfuerzos en el concreto no son proporcionales a las deformaciones. Se puede suponer una distribución cualquiera de esfuerzos de compresión en el concreto, tal como un rectángulo, trapecio, parábola o cualquier otra forma que resulte de predicciones de resistencia máxima que concuerden en forma razonable con los resultados de ensayos adecuados.

El método utilizado en el diseño de los miembros de nuestra estructura fué el criterio del diseño al límite del Reglamento de Construcciones en el Distrito Federal.

Este método establece además de las hipótesis arriba indicadas, las siguientes:

La distribución de esfuerzos de compresión en el concreto cuando se alcanza la resistencia es uniforme en una zona cuya profundidad es 0.8 veces la del eje neutro, definido éste de acuerdo con las hipótesis anteriores. El esfuerzo uniforme se tomará igual a $0.85 f_c^*$, si $f_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2$ e igual a $(1.05 - \frac{f_c^*}{1,250}) f_c^*$ si $f_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2$. El diagrama esfuerzo deformación unitaria del acero de refuerzo ordinario, sea o no torcido en frío, puede idealizarse por medio de una recta horizontal que pase por la ordenada correspondiente al esfuerzo de fluencia del acero f_y .

Diseño de Columnas

Las columnas son miembros estructurales verticales que están recibiendo el peso de azotea y entrepisos y transmitiendo dichas cargas a la cimentación.

Una columna puede estar sometida a esfuerzos de compresión, tensión y/o flexión, también puede estar sometida a esfuerzos de torsión.

Entre las columnas se distinguen dos clasificaciones: columnas cortas y columnas esbeltas.

Las primeras se diseñan para una carga actuante P_u y el momento

actuante M_u . En el segundo caso, se diseñan para la carga P_u y un momento amplificado $M_c = F_{ab} M_{2b} + F_{as} M_{2s}$. En el que el reglamento especifica una excentricidad mínima que será menor o igual a M_{2b} .

También se consideran dos tipos de efectos de esbeltez: uno que corresponde a miembros a compresión con extremos restringidos al desplazamiento lateral y otro es el que puede existir en el elemento debido al desplazamiento lateral del entrepiso completo.

Así mismo, el reglamento fija algunos requisitos para decidir si es necesario considerar los efectos de esbeltez en columnas con o sin restricción lateral en los extremos.

De la clasificación anterior se estudiarán las columnas cortas, que son las que se encuentran en nuestro problema y se hará un estudio somero aduciendo a lo arriba señalado.

Un elemento de concreto reforzado sujeto a carga axial de compresión tiene una capacidad máxima dada por:

$$P_{RO} = F_c R_c A_c + A_s f_y \quad (12)$$

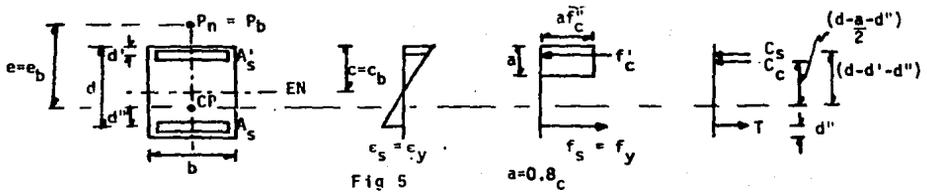
Los miembros sujetos a flexo-compresión se comportan de acuerdo

con la magnitud de la excentricidad de la carga, esto es, para excentricidades muy grandes se comportan como vigas, o sea, la falla ocurre debido a la fluencia del acero de tensión; para excentricidades pequeñas se comportan como columnas con carga axial y fallan debido a la fluencia del acero en compresión y aplastamiento del concreto. Sin embargo para este último caso se recomienda que todos los miembros sujetos a carga axial sean diseñados con una excentricidad mínima.

Existen distintos tipos de falla de miembros sujetos a flexo-compresión:

1. Falla de tensión. Esta falla se inicia al alcanzarse el límite de fluencia del acero de tensión, seguida de un movimiento del eje neutro que causa deformaciones excesivas por compresión en el concreto y a continuación la falla de la pieza.
2. Falla de compresión. Esta es la falla causada por deformación excesiva del concreto en compresión antes de que el acero de tensión alcance su límite de fluencia.
3. Falla balanceada. Es la falla en la cual el acero de tensión alcanza su límite de fluencia exactamente cuando el concreto falla por compresión.

Falla balanceada



del diagrama de deformaciones, tenemos por triangulos semejantes:

$$\frac{c}{c_{cu}} = \frac{d}{\epsilon_s + c_{cu}} ; (\epsilon_{cu} = 0.003; \epsilon_s = \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s})$$

$$c_b = \frac{0.003}{f_y/2 \times 10^6 + 0.003} = \frac{6000 d}{f_y + 6000} \quad (13)$$

del equilibrio de fuerzas en la sección transversal podemos escribir:

$$P_n = P_b = C_s + C_c - T$$

en donde:

$$C_s = A_s' (f_y - f_c'')$$

$$C_c = ab f_c'' = 0.8 c_b b f_c''$$

$$T = A_s f_y$$

con lo que

$$P_b = 0.8 c_b b f_c'' + A_s' (f_y - f_c'') - A_s f_y$$

sustituyendo (13) en P_b , resulta que:

$$P_b = 0.8 b f_c'' \frac{6000 d}{f_y + 6000} + A_s' (f_y - f_c'') - A_s f_y$$

midiendo la $e = e_b$ a partir del centroide plástico con respecto a la carga $P_n = P_b$ se tiene que:

$$M_b = P_b e_b = C_c \left(d - \frac{a_b}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T (d'')$$

$$e_b = \frac{C_c \left(d - \frac{a_b}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T (d'')}{P_n}$$

Falla por compresión

Las características que distinguen a este tipo de falla, son las siguientes:

$$P_n > P_b ; e < e_b ; c > c_b ; e_s < e_y$$

entonces tenemos:

$$C_s = A'_s (f_y - f'_c)$$

$$C_c = 0.8cb f'_c ; \text{ hacemos } k_c = 0.8bf'_c$$

entonces

$$C_c = k_c C$$

$$T = A_s f_s$$

Por triángulos semejantes del diagrama de deformaciones, tenemos:

$$\frac{\epsilon_s}{d-c} = \frac{\epsilon_{cu}}{c} ; \epsilon = \frac{(d-c) \epsilon_{cu}}{c}$$

y como

$$f_s = \epsilon_s E_s$$

entonces

$$T = \frac{A_s E_s \epsilon_{cu} (d-c)}{c}$$

si hacemos

$$k_1 = A_s E_s \epsilon_{cu}$$

tendremos

$$T = k_1 \frac{d-c}{c}$$

por equilibrio de fuerzas verticales

$$P_n = C_c + C_s - T$$

y la suma de momentos respecto al centroide plástico esta dada por:

$$M_n = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T (d'')$$

pero

$$M_n = P_n e$$

por lo tanto

$$(C_c + C_s - T) e = C_c \left(d - \frac{a}{2} - d'' \right) + C_s (d - d' - d'') + T (d'')$$

Sustituyendo en la ecuación anterior, las expresiones

$$C_s, C_c \text{ y } T$$

y reduciendo, tenemos:

$$c^3 + k_4 c^2 + k_8 c - k_D = 0 \quad (14)$$

donde:

$$k_4 = \frac{e-d-d''}{0.4} ; k_8 = \frac{k'_s (e-d' + d'') + k_1 (e + d'')}{0.4 k_c}$$

$$k_D = \frac{k_1 d (e + d'')}{0.4 k_c} ; k'_s = A'_s (f_y - f'_c)$$

Con la ec. (14) se puede calcular la profundidad del eje neutro y con este valor se determina:

$$C_c = k_c c \text{ y } T = k_1 \left(\frac{d-c}{c} \right)$$

finalmente se calcula:

$$P_n = C_c + C_s - T \text{ y}$$

$$M_n = P_n e$$

Falla por tensión

Las características que distinguen a este tipo de falla son las siguientes:

$$P_n < P_b ; e > e_b ; c < c_b ; E_s > e_y$$

Procediendo análogamente a los tipos de falla anteriormente descritos, podemos demostrar que:

$$c^3 + k_n c^2 + k_B c + k_D = 0$$

donde:

$$k_n = \frac{e-d+d''}{0.4} ; k_D = \frac{-k_1 d' (e + k_4)}{0.4 k_c}$$

$$k_B = \frac{(k_1 - k_s) k_3 + k_2}{0.4 k_c} ; k_3 = e - k_4$$

$$k_s = A_s' f_c'' ; k_4 = d-d'-d'' ; k_2 = A_s f_y (e+d'')$$

y de la misma manera podemos obtener P_n y M_n .

Debido a los problemas para encontrar la inclinación y profundidad del eje neutro que satisfaga las ecuaciones de equilibrio, conviene mejor utilizar criterios aproximados y prácticos.

Atendiendo a este problema, el reglamento propone como método aproximado de diseño, la fórmula de Bresler que utilizaremos conjuntamente con gráficas de interacción que previamente ha realizado el Instituto de Ingeniería, UNAM.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}} > P_u \quad \text{Fórmula de Bresler}$$

en donde:

- P_{RO} = Carga axial resistente de diseño con $e_x = e_y = 0$
- P_{Rx} = Carga axial resistente de diseño con $e_x = 0$ y $e_y = 0$
- P_{Ry} = Carga axial resistente de diseño con $e_x = 0$ y $e_y = 0$

Esta fórmula solo es aplicable cuando la relación

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

En nuestro caso todas las columnas cumplen con los requisitos mínimos para poder despreciar los efectos de esbeltez y no se pretende despreciar los efectos de esbeltez y no se pretenderá aquí el enumerarlos por salirse de la sencillez de este trabajo.

Para ilustrar estos conceptos y los que siguen, se ha tomado el tablero y las cuatro columnas que limitan al mismo, y que son las columnas 2B, 2C, 3B y 3C del primer nivel.

Debido a que se desprecian los efectos de esbeltez, tenemos que $F_{ab} = F_{as} = 1$ por lo tanto:

$$M_c = M_{2b} + M_{2s}$$

así que la fuerza axial y momentos de diseño para las columnas son:

COLUMNA	DIRECCION X			DIRECCION Y		
	P_u	M_{2b}	M_{2s}	P_u	M_{2b}	M_{2s}
2B	325.8	16.3	174.9	324.3	16.2	151.8
2C	291.2	14.6	173.8	319.0	16.0	140.8
3B	320.7	16.0	160.6	291.6	14.6	150.7
3C	287.4	14.4	159.5	294.4	14.7	139.7

M_{2b} = Mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro, en valor absoluto, causado por las cargas verticales y que no será menor que el que resulte de aplicar la excentricidad mínima, (Ton-m)

M_{2s} = Mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro en valor absoluto causado por las cargas laterales, (Ton-m).

Estos momentos se obtienen del análisis y ya están multiplicados por el factor de carga correspondiente, que en este caso es $FC = 1.1$.

La excentricidad mínima es $e = 0.05(1.00) = 0.05m$.

P_u = carga axial de diseño en Ton.

Constantes de diseño:

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

$$f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2 \quad f'_c = 0.8 \times 300 = 240 \quad ; \quad f''_c = 0.85 \times 240 = 204$$

Enseguida se presenta un cuadro en el que se presentan los momentos de diseño considerando la flexocompresión principal en una y en otra dirección.

COLUMNA	FLEXOCOMPRESIÓN PRINCIPAL EN DIRECCIÓN			
	X		Y	
	M_{2x}	M_y	M_{2y}	M_x
2B	191.2	61.7	168.0	68.8
2C	188.4	58.2	156.8	66.7
3B	176.6	59.8	165.3	64.2
3C	173.9	56.6	154.4	62.3

Refuerzo Longitudinal

Para este diseño se usará el diagrama de interacción incluido en este trabajo, así que para la columna 2B tenemos:

Considerando la flexocompresión principal en dirección X:

$$P_u = 325.8 \text{ ton}$$

$$e_x = \frac{191.2}{325.8} = 0.59; \quad e_y = \frac{61.7}{325.8} = 0.19; \quad d/h = \frac{95}{100} = 0.95$$

Se propone una $P = 0.012$; $A_s = Pbh = 0.012 \times 100 \times 100 = 120 \text{ cm}^2$

$$P_{RO} = FR (A_c f_c'' + A_s f_s) = 0.6 (100,00 \times 0.204 + 120 \times 4.2) = 1526.4$$

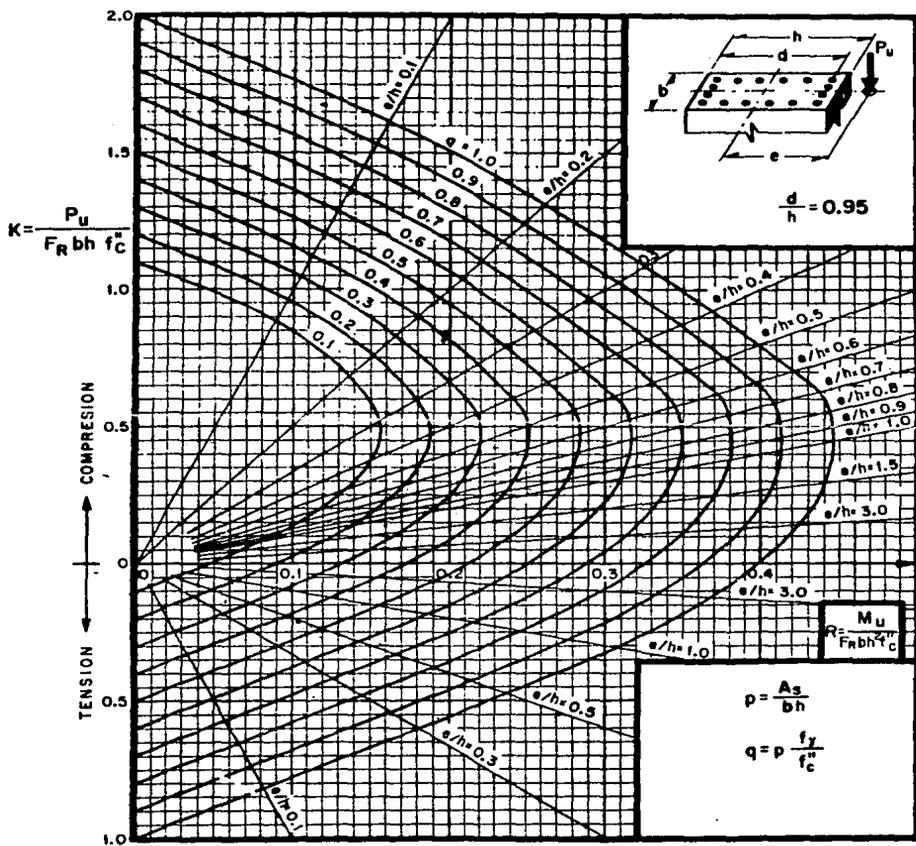
$$q = P \frac{f_y}{f_c''} = 0.12 \times \frac{4,200}{204} = 0.247; \quad \frac{e_x}{h_x} = \frac{0.59}{1.00} = 0.59$$

Del diagrama obtenemos $K = 0.34$

$$P_{Rx} = 0.34 \times 0.6 \times 10,000 \times 0.204 = 416.16$$

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{0.19}{1.00} = 0.19; \quad \text{del diagrama } K = 0.75$$

$$P_{Ry} = 0.75 \times 0.6 \times 10,000 \times 0.204 = 918.00$$



A_s = Area total de refuerzo

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

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

Fig 6

$$P_R = \left(\frac{1}{416.16} + \frac{1}{918.00} - \frac{1}{1526.40} \right)^{-1} = 352.5 \text{Ton} > 325.80 \text{Ton}$$

Se deberá revisar con la misma cuantía de acero, considerando ahora la flexocompresión principal en dirección Y. En nuestro caso rige la flexocompresión principal en la dirección X.

Siguiendo en el mismo procedimiento para las demás columnas que limitan nuestro tablero tenemos:

PRIMER NIVEL

COLUMNAS

2B, 2C, 3B y 3C

REFUERZO LONGITUDINAL

8 # 12 + 4 # 10 ($A_s = 122.88 \text{ cm}^2$)

Refuerzo transversal

El refuerzo transversal, o refuerzo en el alma, se utiliza en elementos de concreto para aumentar su resistencia a los efectos de la fuerza cortante. El tipo de refuerzo transversal de uso más extendido es el estribo.

Otro efecto importante del refuerzo en el alma es el de incrementar la ductilidad del elemento, al proporcionar confinamiento lateral al concreto sujeto a compresión.

Si el elemento tiene poco refuerzo en el alma, la falla puede producirse por fractura de una ó varias de las barras de refuerzo transversal.

Es importante señalar que para el refuerzo transversal sea realmente efectivo debe colocarse a espaciamientos tales, a lo largo del eje de la pieza, que cualquier grieta inclinada potencial que pudiera formarse en el elemento sea cruzada cuando menos por una barra de refuerzo en el alma.

Debido a lo anterior, el reglamento especifica requisitos mínimos que deberá cumplir el refuerzo transversal. A continuación se presenta un resumen de los requisitos mencionados en este párrafo:

$$S_{\text{máx}} < \left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b \\ \bullet \quad 48 d_e \\ \bullet \quad \frac{b}{2} \\ \bullet \text{ y el requerido por fuerza cortante, si} \\ \quad P_u < 0.7 F_c^* A_g + 2,000 A_y \quad \text{y} \\ \quad P > 0.01 \\ \text{entonces la fuerza cortante que toma el concreto es} \\ \quad V_{CR} = 0.5 F.R. \quad bd \sqrt{f_c^*} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right) \\ \text{y la separación de los estribos por este concepto será} \\ \quad S = \frac{F.R. A_v P_y d}{V_u - V_{CR}} < \frac{F.R. A_v f_y}{3.5b} \end{array} \right.$$

Para la columna 2B

$$S_{\text{máx}} < \begin{cases} \bullet \frac{850}{4200} \times 3.18 = 41.7\text{cm} & (\phi \text{ varilla } \# 10 = 3.18) \\ \bullet 48 \times 0.95 = 45.6\text{cm} & (\phi \text{ varilla } \# 3 = 0.95) \\ \bullet \frac{100}{2} = 50\text{cm} \end{cases}$$

Rige $S = 41 \text{ cm}$

Revisión por fuerza cortante:

$$0.7 \times 240 \times 10,000 + 2,000 \times 122.88 = 1,925.76\text{Ton} > 325.80\text{Ton}$$

además cumple con $P > 0.1$

Por lo tanto

$$(F.R. = 0.5) \quad V_{CR} = 0.5 \times 0.5 \times 100 \times 95 \sqrt{240} (1 + 0.007 \frac{325,800}{10,000})$$

$$V_{CR} = 45,184\text{kg}$$

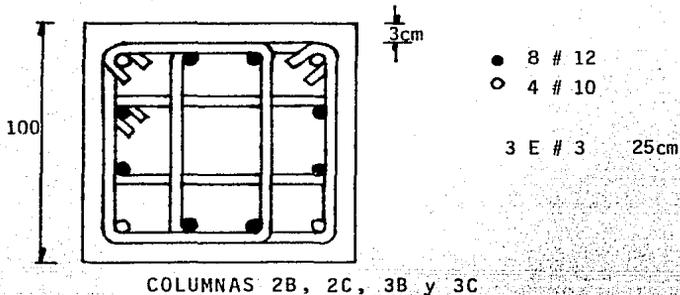
$$V_u = 54,900 \times 1.1 = 60,390\text{kg} > V_{CR}$$

entonces por fuerza cortante:

$$S = \frac{0.5 \times 4.26 \times 4,200 \times 95}{60,390 - 45,184} = 55.8$$

$$S = \frac{0.5 \times 4.26 \times 4,200}{3.5 \times 100} = 25.6 \quad \text{Rige}$$

Por lo tanto se usarán E # 3 @ 25cm.



Diseño de la losa reticular

Una losa reticular es una losa de concreto armado reforzada en dos o más direcciones, que transmita la carga directamente a las columnas de apoyo. En este tipo de losas es común el empleo de bloques de distintos materiales que tienen por función el aligerar este tipo de estructuras y además se forman nervaduras entre bloque y bloque, nervaduras que no es otra cosa que trabes de poco peralte y ancho que le dan más uniformidad al conjunto de que trabaje como losa.

Para el diseño de una viga T veamos primero, para su estudio el caso de las vigas rectangulares.

Para determinar la carga última de una viga sujeta a flexión, el diagrama de esfuerzos, que en realidad tiene una forma parabólica

se reemplaza por uno rectangular de igual área total al real, cuyo valor es $f_c'' = 0.85 f_c^*$ ($f_c^* = 0.8 f_c'$). El uso del diagrama rectangular es sólo un artificio para aproximarse a la distribución verdadera de esfuerzos.

La profundidad "a" del diagrama de esfuerzos a compresión del concreto no es la misma que la profundidad del eje neutro.

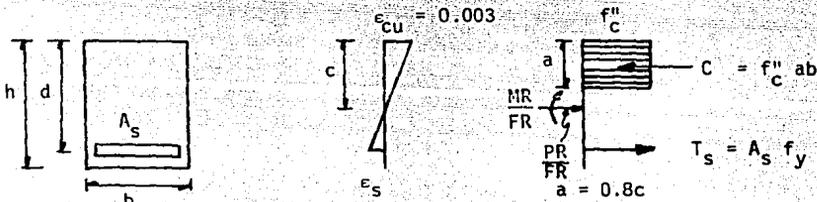


Fig. 7

Como se está suponiendo una sección balanceada

$$C_c = T_s = f_c'' ab = A_s f_y$$

Por consiguiente:

$$a = \frac{A_s f_y}{f_c'' b}$$

Dividiendo ambos extremos de la ecuación entre d:

$$q = \frac{a}{d} = \frac{A_s}{bd} \frac{f_y}{f_c''} \quad ; \quad a = qd \quad ; \quad f_y = \frac{bdf_c'' q}{A_s}$$

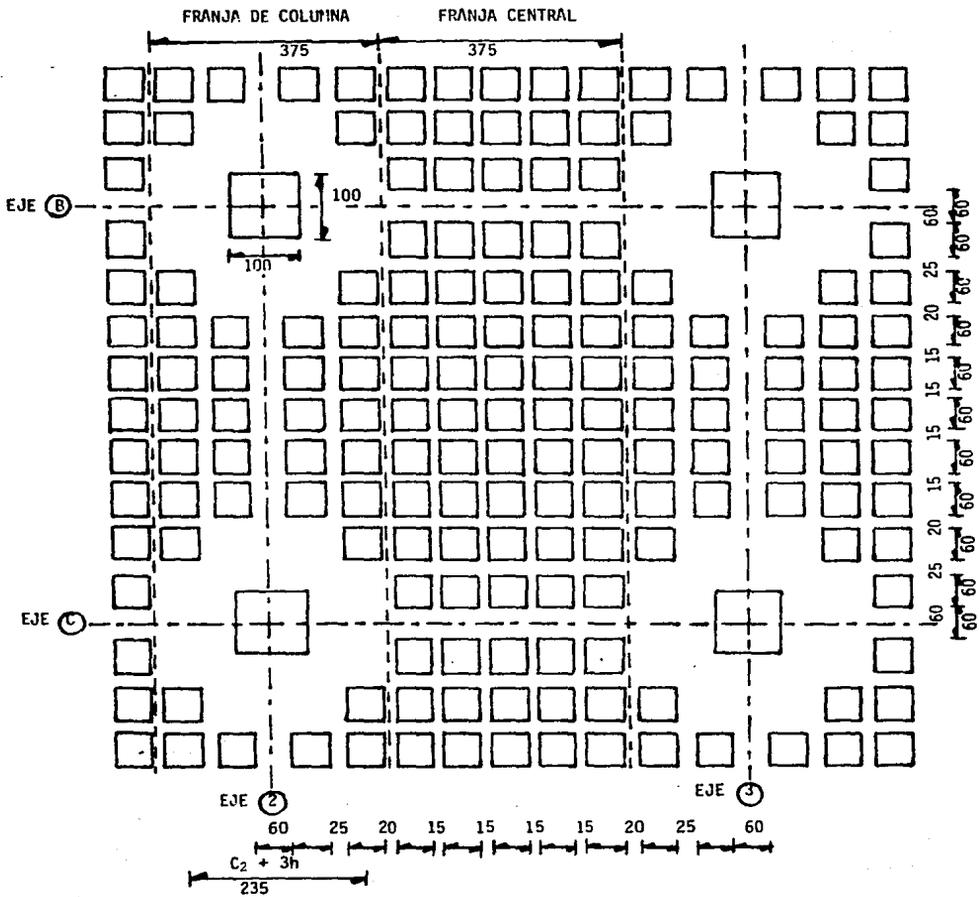


Fig 8

El momento último de resistencia de la viga es:

$$M_R = FR A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Sustituyendo a y f_y , tenemos:

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

Haciendo $K = FR b d^2 f'_c$ y resolviendo la ecuación tendremos

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{K}}$$

Para cualquier aumento en el porcentaje de acero, resultaría en una falla de compresión del concreto sin que ceda el acero y sin aumento de M_u .

El área de acero requerida para un refuerzo balanceado es tan grande que generalmente ni es práctico ni económico desarrollar la capacidad total de flexión de la sección de concreto.

Para evitar posibles fallas repentinas de compresión, el reglamento requiere que en miembros de flexión el porcentaje de refuerzo no sea mayor que:

$$P_{\max} = 0.75 P_b$$

donde

$$P_b = \frac{f'_c}{f_y} \frac{4,800}{f_y + 6,000}$$

y un

$$P_{\min} = \frac{0.7 f'_c}{f_y}$$

Se presenta ahora el caso en que la viga además del acero de tensión tiene acero de compresión, es decir, una viga doblemente armada.

Si a una viga reforzada con acero a compresión se le coloca bastante acero de tensión para desarrollar el esfuerzo de compresión total, el momento máximo permitido se obtiene añadiendo al momento producido por la cuña de esfuerzo de compresión del concreto, el momento producido por la fuerza de compresión del acero.

La fórmula para encontrar M_R en vigas doblemente armadas está dada por:

$$M_R = FR \left[(A_s - A'_s) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f_y (d - d') \right]$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A'_s)}{f'_c b} f_y$$

La ecuación anterior sólo será válida si:

$$(P - P') > \frac{4,800}{6,000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f'_c}{f_y}$$

donde

$$P' = \frac{A'_s}{bd}$$

En el caso de losas reticulares como es el problema que nos hemos planteado, se forman vigas T.

Cuando se trata de fallas por tensión, que es lo más común, la altura del rectángulo de esfuerzos se calcula de manera que

$C = T = A_s f_y$. Si dicha altura es menor que el espesor de la losa, el cálculo será idéntico al de una sección rectangular de ancho b . Si el área del patín es insuficiente será necesario tomar en cuenta el alma. El reglamento propone que se considere un área equivalente de acero A_{sp} localizada en el eje de intersección del eje de la losa y el eje del alma. La viga doblemente armada que resulta se puede calcular con las expresiones obtenidas anteriormente.

$$A_{sp} = \frac{f_c'' (b - b') t}{f_y}$$

Es posible obtener el momento resistente con la siguiente expresión:

$$M_R = FR \left[A_{sp} f_y \left(d - \frac{t}{2} \right) + (A_s - A_{sp}) f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \right]$$

la cual sólo es válida si el acero fluye cuando se alcanza la resistencia. Esto se cumple si:

$$A_s < \frac{f_c''}{f_y} \frac{4,800}{f_y + 6,000} b' d + A_{sp}$$

Otro de los efectos mecánicos que tiene importancia en tipos de estructuración como es la que nos ocupa, es la tensión diagonal. Se ha demostrado que las fallas por tensión diagonal se originan a consecuencia de grietas inclinadas a 45° que se forman alrededor de la columna. Esta tensión diagonal es similar al esfuerzo cortante y como tal se toma con estribos en el caso de que sea mayor que la que pueda tomar el concreto.

El concreto armado por estar compuesto por materiales de distinta naturaleza como lo es el acero y el concreto simple, transmite los esfuerzos de un material a otro por adherencia. Cuando ocurren cambios en los esfuerzos de tensión o de compresión en una barra, se originan esfuerzos cortantes longitudinales que actúan en la superficie entre el concreto y el acero. En el caso de barras corrugadas, la adherencia es proporcionada principalmente por esfuerzos cortantes y de compresión entre el concreto y las deformaciones de la barra y proporcionan por lo tanto mayor adherencia.

Volviendo nuevamente al reglamento tantas veces citado, el cuál ahora proporciona métodos aproximados para la distribución de momentos entre las franjas, que de esta forma facilita nuestro trabajo.

Para el diseño de cualquier tablero, el reglamento fija como sección crítica aquella sección localizada a una distancia $c/2$ medida a partir del eje de la columna (c = dimensión transversal de la co

luna en la dirección que se este considerando). La distribución de momentos que fija el reglamento es la siguiente:

	FRANJAS DE COLUMNA	FRANJAS CENTRALES	
MOMENTOS POSITIVOS	60	40	%
MOMENTOS NEGATIVOS	75	25	%

Se indicó ya con anterioridad, que el tablero seleccionado para ilustrar lo que en este trabajo expongo, es el limitado por los ejes B, C, B y C, y localizado en el primer nivel.

Para obtener un mejor comportamiento en este tipo de estructuras el reglamento recomienda distribuirse el acero de refuerzo como se indica a continuación:

El refuerzo necesario por carga vertical correspondiente a la franja de columna, se colocará de manera tal, que el 50% de este, quede en un ancho $C_2 + 3h$ centrado al eje de columna.

El refuerzo necesario por carga lateral quedará distribuido en un ancho $C_2 + 3h$ centrado al eje de columna de tal forma que el 60% de este, atraviese el núcleo de la columna.

Momentos debidos a carga vertical (Ton-m)

EJE 2 y 3.

Momento negativo		
Apoyo	F. Columna	F. Central
B	15.9	5.3
C	14.9	5.0

Momento positivo (en el centro del claro)	
F. Columna	F. Central
11.9	4.0

EJE C

Momento negativo		
Apoyo	F. Columna	F. Central
2	15.9	5.3
3	15.2	5.1

Momento positivo (en el centro del claro)	
F. Columna	F. Central
9.4	6.3

EJE B

Momento negativo		
Apoyo	F. Columna	F. Central
2	15.9	5.3
3	14.9	5.0

Momento positivo (en el centro del claro)	
F. Columna	F. Central
11.9	4.0

Momentos debido a sismo (Ton-m)

EJE 2

Apoyo	Momento negativo	Momento positivo
B	80.8	59.6
C	81.8	61.2

EJE 3

Apoyo	Momento negativo	Momento positivo
B	74.4	53.2
C	74.6	54.7

EJE B

Apoyo	Momento negativo	Momento positivo
2	70.1	48.9
3	70.3	50.4

EJE C

Apoyo	Momento negativo	Momento positivo
2	64.7	43.5
3	64.8	44.2

Con estos datos podemos distribuir nuestro acero conforme lo especifica el reglamento, tomemos por ejemplo los datos del eje 2.

F. C O L U M N A

Apoyo	Nervadura	Momento negativo	Momento positivo
B	60	$60\% (80.8) + \frac{60}{135*} \times 15.9 = 55.5$	$60\% (59.6) = 35.8$
	25	$20\% (80.8) + \frac{25}{135*} \times 15.9 = 19.1$	$20\% (59.6) = 11.9$
C	60	$60\% (81.8) + \frac{60}{135*} \times 14.9 = 55.7$	$60\% (61.2) = 36.8$
	25	$20\% (81.8) + \frac{25}{135*} \times 14.9 = 19.1$	$20\% (61.2) = 12.2$
C	60		$\frac{60}{135} \times 11.9 = 5.3$
	25		$\frac{25}{135} \times 11.9 = 2.2$

* 1 nervadura de 60cm y 3 de 25cm da un b = 135cm.

F. C E N T R A L

Apoyo	Nervadura	Momento negativo	Momento positivo
B	20	$\frac{12.5}{135} \times 15.9 + \frac{7.5}{75} \times 5.3 = 2.0$	
	15	$\frac{15}{75} \times 5.3 = 1.1$	
C	20	$\frac{12.5}{135} \times 14.9 + \frac{7.5}{75} \times 5.0 = 1.9$	
	15	$\frac{15}{75} \times 5.0 = 1.0$	
E	20		$\frac{12.5}{135} \times 11.9 + \frac{7.5}{75} \times 4.0 = 1.5$
	15		$\frac{15}{75} \times 4.0 = 0.8$

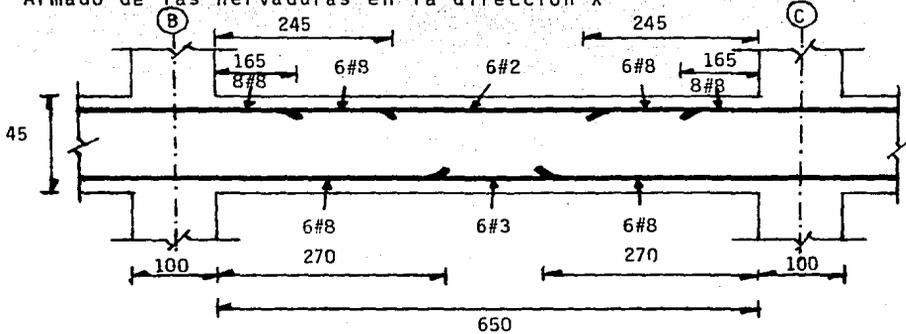
Entonces nuestro acero queda distribuido como sigue:

Tomando en cuenta $P_{mfn} = \frac{0.7 \sqrt{300}}{4,200} = 0.00289$

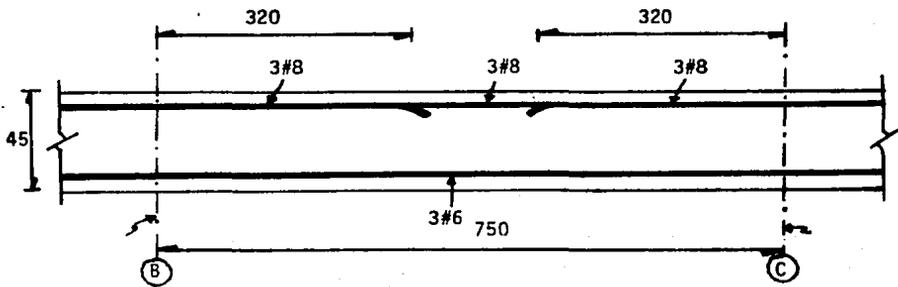
$$P_{máx} = \left[\frac{204}{4,200} \frac{4,800}{4,200 + 6,000} \right] 0.75 = 0.0171$$

Nervadura	Apoyo B	Apoyo C	Q
60	$A_s^- = 42.6\text{cm}^2$ $A_s^+ = 25.5$	$A_s^- = 42.6\text{cm}^2$ $A_s^+ = 26.3$	$A_s^+ = 14.2$
25	$A_s^- = 14.2$ $A_s^+ = 8.3$	$A_s^- = 14.2$ $A_s^+ = 8.5$	$A_s^+ = 7.1$
20	$A_s^- = 2.4$	$A_s^- = 2.4$	$A_s^+ = 2.4$
15	$A_s^- = 1.8$	$A_s^- = 1.8$	$A_s^+ = 1.8$

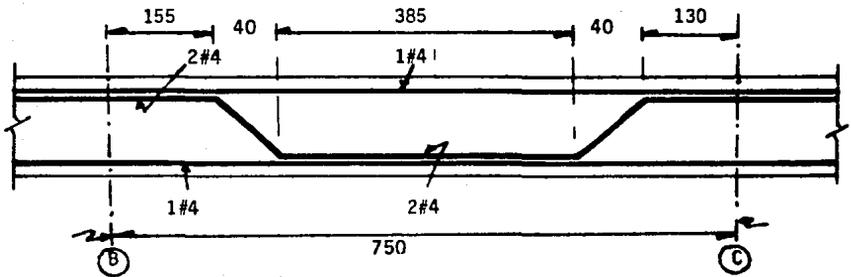
Armado de las nervaduras en la dirección X



NERVADURA DE 60cm.



NERVADURA DE 25cm.



NERVADURAS DE 20 y 15cm.

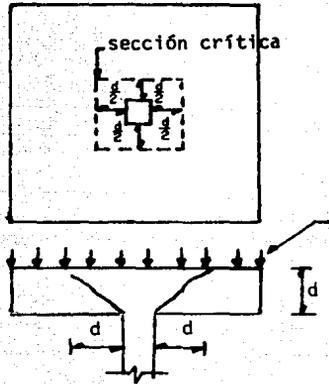
Conexiones entre losa y columna

El comportamiento y los métodos de diseño de las losas planas por efecto de cargas verticales han sido estudiados ampliamente y se ha establecido su eficiencia ante este tipo de cargas. Respecto al comportamiento de este sistema estructural ante cargas laterales, los estudios son limitados, por lo que aún existen dudas de su eficacia ante acciones sísmicas que producen momentos flexionantes en las columnas que se transmiten a la losa; es difícil que esto ocurra sin producir en la misma una falla local por cortante, la cual es poco dúctil y da lugar a un deterioro progresivo de resistencia y rigidez que limita la capacidad del sistema losa plana-columna para disipar la energía del sismo.

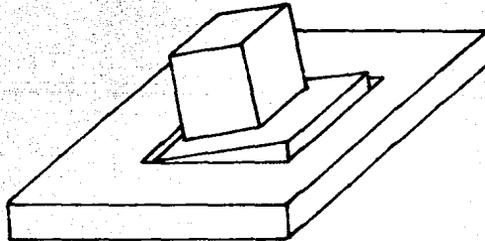
Trasmisión de momentos entre columna y losa plana

La carga vertical sobre la losa plana debe transmitirse a la columna a través de esfuerzos cortantes que se consideran críticos en una sección a medio peralte de la cara de la columna. Si se excede de la resistencia en cortante de esta sección crítica se produce falla por punzonamiento, la cual se caracteriza por un agrietamiento a lo largo de la superficie de un cono (o pirámide) truncado en toda la sección crítica.

Además, puede ser necesario transmitir un momento de desbalanceo entre la losa y la columna, debido a cargas verticales en table-

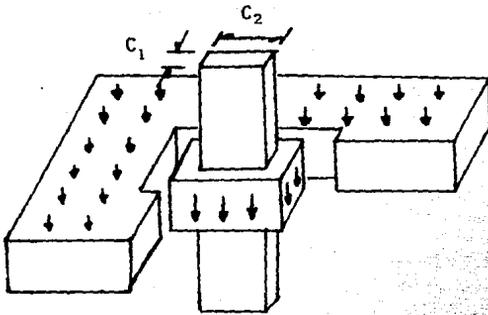


a) Falla por cortante a carga vertical

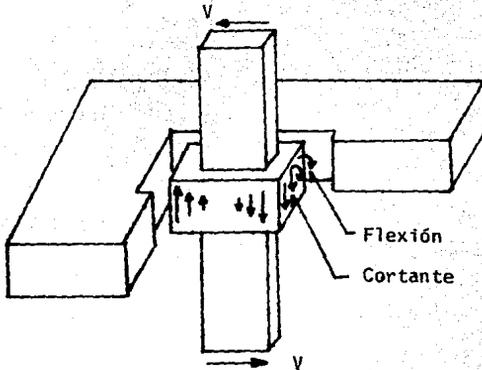
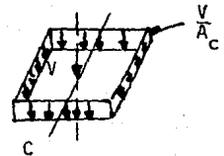
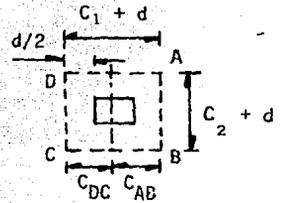


b) Falla por cortante debida a momento de desbalanceo

Fig 9



a) Esfuerzos por carga vertical



b) Esfuerzos por momento de desbalanceo

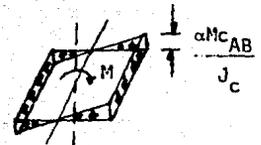


Fig 10

ros asimétricos o de orilla, o a cargas laterales. Este momento debe transmitirse de columna a losa en la misma zona crítica que se considera para cortante, y será equilibrado por el momento flexionante resistido en esa zona y por la variación de esfuerzos cortantes en el perímetro de la región crítica.

De la fig 10 el esfuerzo cortante en la sección AB donde se superponen el esfuerzo por cortante directo y el producido por el momento de desbalanceo, queda expresado como:

$$v_{\text{máx}} = v_{AB} = \frac{V_u}{A_c} + \frac{\alpha M_D x}{J} \frac{x}{2}$$

donde

$$x = C_1 + d ; \quad A_c = 2 (C_1 + C_2 + 2d) d$$

$$J = \int_A x^2 dA$$

α es un factor que se determina experimentalmente y que representa la fracción del momento de desbalanceo que debe transmitirse por esfuerzos cortantes y torsiones, y que según el reglamento es igual a:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2 \sqrt{(C_1 + d)}}{3 \sqrt{(C_2 + d)}}}$$

donde C_1 es la dimensión de la columna en la columna en la dirección en que se analiza y C_2 es la dimensión perpendicular a C_1 .

Además debe verificarse que se trasmita por flexión la fracción de momento $(1 - \alpha)$ en un ancho de $C_2 + 3h$.

Para esto, el reglamento especifica que al revisar la fracción bajo cargas verticales y sismo se usará un factor de carga de 1.4 en lugar de 1.1 para la parte del momento debida a sismo.

El esfuerzo cortante máximo obtenido con los criterios anteriores, no debe exceder de $FR \sqrt{f_C^*}$, a menos que se suministre refuerzo.

Se supondrá $V_u = v_u bd$ y $V_{CR} = 0.4 FR bd \sqrt{f_C^*}$ donde es el esfuerzo cortante máximo de diseño que actúa en la sección crítica en cada viga ficticia.

En ningún caso se admitirá que v_u sea mayor que $1.3 FR \sqrt{f_C^*}$.

Tomemos ahora el nudo 2B del primer nivel en la dirección X.

$$C_1 = C_2 = 100 \text{ cm}, \quad d = 41.5 \text{ cm}$$

$$C_{AB} = \frac{100 + 41.5}{2} = 70.75 \text{ cm}$$

$$A_C = 2 (100 + 100 + 2 \times 41.5) 41.5 = 23,489 \text{ cm}^2$$

$$J = \frac{d (C_1 + d)^3}{6} + \frac{(C_1 + d) d^3}{6} + \frac{d (C_2 + d)(C_1 + d)^2}{2}$$

$$J = \frac{41.5 (100 + 41.5)^3}{6} + \frac{(100 + 41.5) 41.5^3}{6} + \frac{41.5 (100 + 41.5)^2}{2}$$

$$J = 80,069.352 \text{cm}^4$$

POR CARGAS
VERTICALES

$$P_1 = 226 \text{ton}$$

$$P_2 = 279 \text{ton}$$

$$M_1 = 1.33 \text{ton-m}$$

$$M_2 = 1.39$$

POR SISMO

$$P_1 = 11.6 \text{ton}$$

$$P_2 = 13.6 \text{ton}$$

$$M_1 = 158 \text{ton-m}$$

$$M_2 = 33.7$$

(CM + CV + S)

$$V_u = (279 - 226) + (13.6 - 11.6) \cdot 1.1 = 60.50 \text{ton}$$

$$M_D = (1.33 + 1.39) \cdot 1.1 + (158 + 33.7) \cdot 1.4 = 271.37 \text{ton-m}$$

(CM + CV)

$$V_u = (279 - 226) \cdot 1.4 = 74.2 \text{ton}$$

$$M_D = (1.33 + 1.39) \cdot 1.4 = 3.81 \text{ton-m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{100 + 41.5}{100 + 41.5}}} = 0.4$$

Revisión bajo carga muerta, viva y sismo

$$v_{um\acute{a}x} = \frac{60,500}{23,489} = \frac{0.4 \times 27'137,000 \times 70.75}{80'069,352}$$

$$v_{um\acute{a}x} = 12.17 \text{ kg/cm}^2$$

Si no se usa refuerzo

$$V_{CR} = 0.8 \sqrt{240} = 12.39 > 12.17$$

Entonces no requiere refuerzo por resistencia

Refuerzo trasversal mínimo:

E # 2 espaciados a $\frac{d}{3}$, o sea S = 13cm hasta un cuarto del claro.

Este mismo refuerzo trasversal mínimo se usará en las otras 3 conexiones y en las dos direcciones, dado que $v_{um\acute{a}x} < V_{CR}$ en los cuatro casos:

Si en este caso hubiéramos tenido $v_{um\acute{a}x} > V_{CR}$, entonces calculamos $V_u = bd v_{um\acute{a}x}$ y $V_{CR} = 0.4 \text{ F.R. } bd \sqrt{f_c}$, y posteriormente

$$S = \frac{\text{F.R. } A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

IV. CIMENTACION

La cimentación es la parte de la estructura que transmite las cargas que obran sobre el edificio al subsuelo o capas subyacentes resistentes, incluyendo el peso propio de la misma cimentación.

Una cimentación para que este bien resuelta debe reunir las dos condiciones siguientes:

- a. La resultante de las descargas de las columnas y el peso de la misma cimentación, deberá pasar por el centroide de la superficie de contacto.
- b. La presión de contacto del suelo con el cimiento, en cualquier punto, debe ser menor o igual a la presión de contacto admisible, es decir a la capacidad del terreno a sopor-

tar cargas.

Si la resultante de las descargas de las columnas pasa por el centroide de la superficie de contacto, se podrá considerar una presión uniforme si se supone el suelo elástico y la cimentación enormemente rígida. Esta suposición se acerca mucho a la realidad en suelos rígidos, pero no en suelos altamente comprensibles, como lo es el del Valle de México.

En este caso la distribución de presiones no es uniforme, pero se ha encontrado en la práctica que los elementos mecánicos obtenidos al suponer distribuciones uniformes son mayores que las que da la distribución real, por lo que estará dentro de la seguridad.

Así, tenemos que la distribución de esfuerzos entre suelo y cimentación depende de la interacción entre ambos sistemas, la cual no se presta generalmente a ser representada por medio de modelos sencillos. Por estas características, el análisis riguroso de una cimentación lleva generalmente a procedimientos muy complejos. Sin embargo, para estructuras de importancia no excepcional y en las que no se cuenta con información suficientemente precisa para aplicar métodos refinados, se suele recurrir a procedimientos simplistas basados en hipótesis muy burdas del comportamiento de los suelos.

En general, en el diseño estructural de una cimentación debe tenerse en cuenta, en el grado en que sean significativos, los factores siguientes:

- a. Resistencia del suelo
- b. Deformaciones del suelo, inmediatas y diferidas
- c. Resistencia y rigidez de la subestructura
- d. Resistencia y rigidez de la superestructura

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento básico siguiente:

1. Cálculo de fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
2. Suponer las dimensiones de la cimentación
3. Bajo cargas de servicios, se supone una distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo o, en su caso, el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con las condiciones siguientes:
 - a. Existe equilibrio local y general entre las presiones de contacto, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
 - b. Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando so

bre el terreno y pilotes, son menores o iguales que los de finidos en el reglamento.

- c. Las deformaciones diferenciales, inmediatas más diferidas, calculadas con la presión de contacto supuesta sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores o iguales que las permisibles definidas en el reglamento.

Este procedimiento es aplicable a cimentaciones a base de zapatas, losas de cimentación, pilas, o pilotes.

Los tipos de cimentación más generalmente usados, desde el punto de vista estructural son:

- a. Zapatas.- Este tipo de cimentación se usa cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo con la capacidad de cargas y rigidez necesarias para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos. Dentro de este tipo de cimentaciones, se distinguen dos tipos: zapatas aisladas, que se utilizan para transmitir la carga de una sola columna y zapatas corridas, que se utilizan para transmitir la carga de una hilera de columnas o de un muro de carga.
- b. Losa de cimentación.- Cuando, para transmitir las cargas

de la estructura al suelo sin que se produzcan presiones excesivas, se requieren grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve ineficiente y conviene recurrir a losas corridas de cimentación.

- c. Pilotes y pilas.- Los pilotes son postes que se introducen profundamente en el terreno para transmitir las cargas de la cimentación a los estratos más resistentes. Cuando estos elementos tienen dimensiones grandes en su sección transversal se denominan pilas. Los pilotes se emplean cuando el terreno superficial tiene baja capacidad de carga, cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos admisibles en estratos de suelo poco favorables para la construcción, como en obras marítimas o en suelos saturados.

Estos elementos pueden combinarse con las losas de cimentación, para dar una mayor eficiencia a la cimentación.

Ahora bien, la zona donde se ubicará el edificio en cuestión tiene un suelo de alta compresibilidad y baja capacidad de carga, de acuerdo con esto y con las características de la estructura, se descarta inmediatamente el uso de zapatas (debido a los muy probables hundimientos diferenciales mayores a los permisibles).

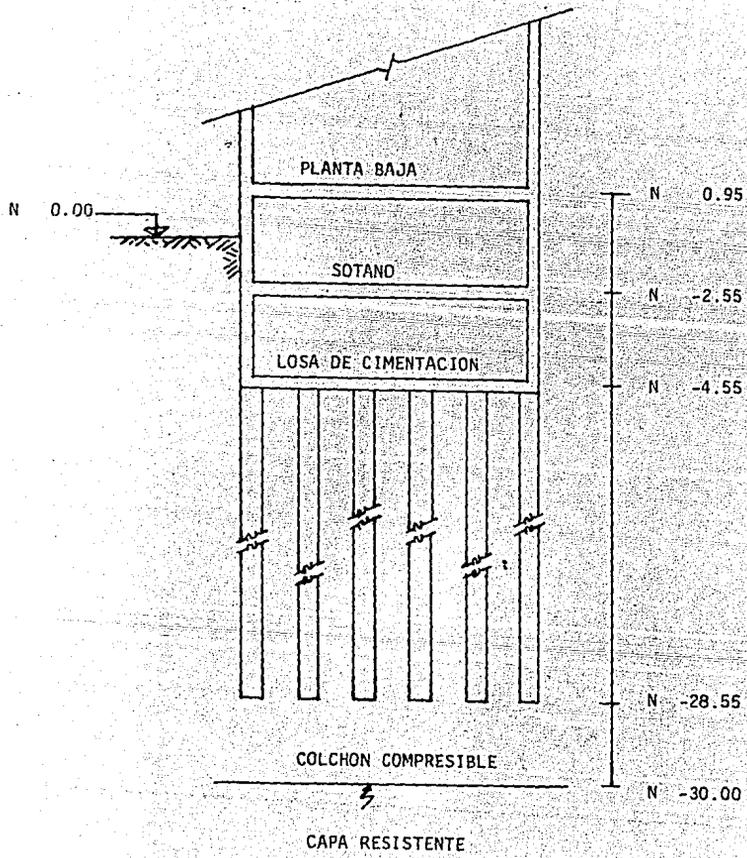
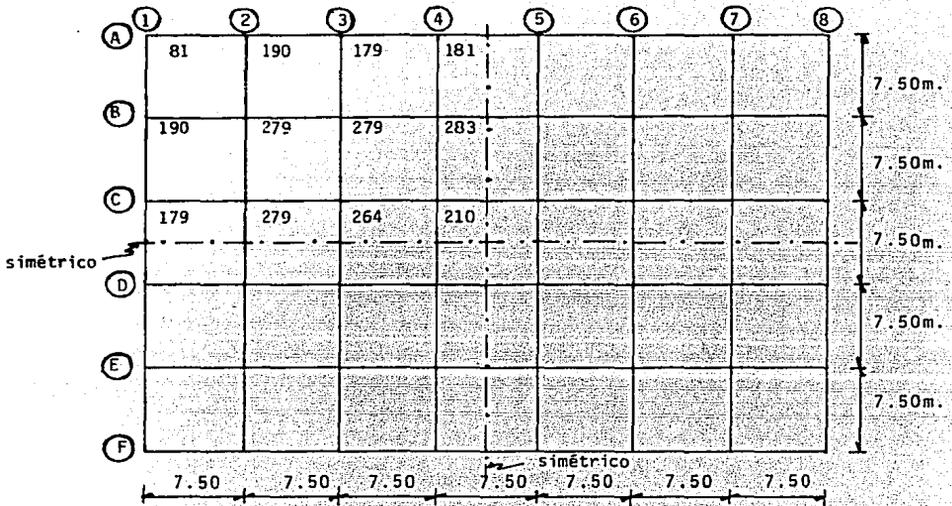


Fig 11



DESCARGA DE COLUMNAS EN TON.

En nuestro caso se consideró como sistema de cimentación una re tícula de contratrabes y una losa de cimentación armada que se apoyará en pilotes de fricción. Debido a que las cargas lateral es son considerables, se enterrará la estructura a una profundidad de 4.55m para poder resistir estas cargas, esto se logra porque el empuje pasivo del suelo sobre la parte enterrada equilibra las fuerzas laterales.

Al inicio de este capítulo se habló de que la resultante de las descargas de las columnas y el peso de la misma cimentación, deberá pasar por el centroide de la superficie de contacto, pues bien, en nuestro caso es obvio que, por la geometría de nuestra cimentación y por la simetría de las descargas que transmiten las columnas, la resultante pasa por el centroide de la superficie de contacto, es decir, las excentricidades $e_x = e_y = 0$.

Análisis y diseño.- Para el dimensionamiento de las contratrabes se aplicarán los conceptos estudiados en el capítulo IV acerca del diseño de vigas rectangulares. Las contratrabes serán de dos tipos: secundarias y principales. Para el dimensionamiento de los pilotes se hará uso de los conceptos referentes al diseño de columnas, considerando que estos desarrollan su resistencia casi exclusivamente por adherencia y por rozamiento entre su superficie y el suelo adyacente, puesto que son pilotes de fricción.

Procedimiento constructivo.- El objeto de dar procedimientos que deben seguirse en la ejecución de una obra, así como especificaciones, es seguir requisitos mínimos que deben observarse en la ejecución de cualquier trabajo para el logro de resultados satisfactorios, así como para que se apeguen las hipótesis y simplificaciones introducidas en un análisis, más a la realidad.

En nuestro caso, algunos requisitos mínimos, entre otros, son:

- a. El edificio se cimentará sobre una losa de cimentación con retícula de contratrabes apoyada sobre pilotes de 24m de longitud y de 50 x 50cm. La losa será desplantada a una profundidad de 4.55m.
- b. Para construir estos pilotes, se requerirá efectuar perforaciones previas.
- c. La tolerancia en la localización en planta de los pilotes con respecto al proyecto se permitirá ser de ± 5 cm.

Así se podrían enumerar otras especificaciones más o menos rígidas dependiendo de la importancia de cada proyecto y de las consecuencias que pudieran pasar el no observar un cuidado esmerado en la ejecución de cada uno de los trabajos que comprende una obra, desde su principio hasta su fin.

V. CONCLUSIONES

De lo anteriormente expuesto en los capítulos previos se concluye lo siguiente.

Si hubiésemos utilizado los resultados proporcionados por algunos de los métodos aproximados, éstos arrojarían errores del 5 al 10% comparados con los resultados obtenidos por los métodos exactos, que para fines de ingeniería dicho error es despreciable.

Respecto a las dimensiones obtenidas en las columnas aplicando el Nuevo Reglamento, comparando éstas, con las de otros edificios en similares condiciones y características diseñados con el Reglamento de 1976, aumentan aproximadamente un 30%.

En cuanto a la losa reticular, ahora se concentra mayor cantidad de acero en un ancho $C_2 + 3h$, debido a la hipótesis de hacer del sistema losa plana-columnas, marcos rígidos.

VI. REFERENCIAS

1. Manual de diseño de obras civiles, Tomo C.2.1: "Análisis de estructuras", Tomo C.2.2: "Diseño estructural de cimentaciones".
2. Diseño y construcción de cimentaciones, Instituto de Ingeniería, UNAM.
3. M. Rodríguez y R. Meli, "Diseño sísmico de conexiones entre losas reticulares y columnas", Instituto de Ingeniería, UNAM.
4. E. Bazán Z., R. Meli P., "Manual de diseño sísmico de edificios".
5. R. Meli, "Diseño Estructural"
6. J. Damy Ríos, "Apuntes de la clase de análisis estructural"