

300615

27

29.



UNIVERSIDAD LA SALLE

**ESCUELA DE INGENIERIA
INCORPORADA A LA U.N.A.M.**

**"INFLUENCIA DE LA DIMENSION DE CLAROS ENTRE
COLUMNAS EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO
REFORZADO UBICADAS EN ZONA SISMICA"**

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

FRANCISCO JAVIER RIBE MARTINEZ DE VELASCO

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F.

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.

INDICE

Capítulo I. Introducción.

- | | |
|---|---|
| 1) Objetivos | 1 |
| 2) Procedimiento de Análisis y Diseño ... | 2 |
| 3) Alcance y Limitaciones | 4 |

Capítulo II. Casos a Analizar.

- | | |
|--|----|
| 1) Tipos de Terreno Propuesto | 6 |
| 2) Diferentes Alternativas de Dimensio-
namiento Horizontal y Número de Niveles | 11 |
| 3) Casos a Analizar..... | 16 |

Capítulo III. Prediseño y Prenálisis.

- | | |
|--|----|
| 1) Diseño Preliminar de Elementos
Estructurales | 20 |
| 2) Valuación de Fuerzas Sísmicas | 43 |
| 3) Análisis Estructural | 55 |

Capítulo IV. Redimensionamiento de Elementos Estructurales y Análisis Estructural Definitivo.

- | | |
|---|----|
| 1) Redimensionamiento en Base a los Resultados del Prenálisis | 76 |
|---|----|

2) Valuación de Fuerzas Sísmicas	86
3) Análisis Estructural Definitivo	90
Capítulo V. Diseño Estructural y Resumen de Resultados.	
1) Valores de Diseño y Diseño de Trabes ...	100
2) Valores de Diseño y Diseño de Co- lumnas	106
3) Desplazamientos Laterales	110
Capítulo VI. Cuantificación de Volúmenes de Obra.	
1) Trabes	115
2) Columnas	117
3) Losas	118
Conclusiones	124
Bibliografía	132

CAPITULO I

INTRODUCCION

1) Objetivos.

Uno de los problemas a los que se enfrenta un ingeniero cuando diseña un edificio es la determinación de muchas variables, como son: selección de los materiales de construcción, estructuración, rigidez estructural, métodos de diseño, etc., con el fin de proporcionar una resistencia adecuada ante sismos severos.

Este trabajo analizará más o menos con detenimiento, una de estas variables, la distancia entre columnas y la influencia de esto en el diseño y comportamiento de edificios ubicados en zona de alta sismicidad. Debido a la infinidad de casos y combinaciones que se podrían plantear, me referiré a edificaciones urbanas de concreto reforzado para la Ciudad de México, planteando y analizando un cierto número de casos de distancia entre columnas para después efectuar comparaciones.

Como variables tenemos principalmente la zona o lugar de la edificación, la cual nos define la intensidad, magni-

tud y ciertas características del movimiento sísmico, la altura de la edificación y por lo tanto, el número de niveles y de crujiás. Todas estas variables se analizarán y determinarán dentro del siguiente capítulo.

Con el propósito de tener suficientes elementos de juicio, al concluir este trabajo haré, también, una cuantificación de volúmenes de los materiales que se requerirían para la construcción de las estructuras de cada uno de los edificios, esto con el fin de tener una idea más o menos clara de su costo.

De aquí, que el propósito de este trabajo sea el encontrar el grado de influencia o la factibilidad de variar los claros entre columnas, es decir, cómo influiría ésto con respecto a las características propias de la estructura tanto de comportamiento como de diseño, como por ejemplo, la altura de la construcción, peso, desplazamientos laterales ante movimientos sísmicos, costo, etc.

2) Procedimiento de Análisis y Diseño Estructural.

Para el análisis y diseño estructural de todos los casos a estudiar, se seguirán los siguientes pasos:

a) Estructuración.- "La bondad de un proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idoneo para absorber los efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto.

Es posible lograr que una estructura mal ideada cumpla con los requisitos de estabilidad, pero seguramente será una solución antieconómica o poco funcional" (3).

b) Predimensionamiento de los elementos estructurales.- En base a la experiencia o a fórmulas empíricas sencillas, un buen predimensionamiento puede ahorrar horas de trabajo en el cálculo de un proyecto.

c) Pre-Análisis.

Que comprende:

- Modelar la estructura, en nuestro caso, formar marcos planos para cada edificio.
- Determinar las acciones de Diseño, o sea, encontrar las fuerzas sísmicas de Diseño.
- Determinación de los elementos mecánicos, en nuestro caso, por medio del Método de las Rigideces.

d) Redimensionamiento.- En base a los resultados del pre-aná

lisis, se redimensionarán todos los elementos estructurales con el propósito de poder hacer un análisis estructural definitivo y más real.

- e) Análisis Estructural Definitivo.- Que comprende los 3 pasos del pre-análisis.
 - f) Diseño Definitivo.- Utilizando el método de esfuerzos permisibles.
 - g) Cuantificación de materiales de construcción de cada una de las estructuras.
-

3) Alcance y Limitaciones.

El presente trabajo analizará construcciones urbanas de concreto reforzado, formadas por marcos reticulares planos ortogonales, sin contraventeo e interacción alguna de muros y con un cierto número de niveles, ubicados en zona sísmica.

Los elementos que forman los marcos se considerarán prismáticos de sección transversal rectangular, y con el fin de no perder generalidad, se usará una resistencia del concreto y del acero de refuerzo comunes en nuestro medio:

200 Kg/cm² y 4000 Kg/cm² respectivamente, utilizando también las Normas de Emergencia para el reglamento del D.F. publicadas en octubre de 1985.

No se analizará ni diseñará en ningún caso, la cimentación de los edificios pudiendo promoverse como un trabajo afin a esta tesis para efectuar un estudio más completo.

La presente tesis, dada la extensión de este trabajo, contendrá un resumen del análisis y diseño de todos los edificios en estudio presentando un ejemplo ilustrativo para cada paso de cálculo.

En la mañana del 19 de Septiembre de 1985, nos sorprendió a todos los habitantes de la Ciudad de México, uno de los sismos más destructores de la historia, se derrumbaron cientos de edificios, murieron miles de personas y otras muchas quedaron sin hogar dejando, también, mucho que pensar a los Ingenieros Mexicanos.

El Sismo del 19 de Septiembre nos enseñó muchas cosas: que existían errores, que muchas veces el factor económico se superpone al factor seguridad y que nos falta mucho por investigar y conocer del amplio campo de la Ingeniería Sísmica.

CAPITULO II

CASOS A ANALIZAR

1) Tipos de Terreno Propuestos:

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México, han permitido a Marsal y Mazari (1), zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas, atendiendo a un punto de vista estratigráfico.

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada de "Lomas" por desarrollarse en parte, en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, areno-limosos, con alto contenido de grava unas veces, y con tobas pumíticas bien cementadas otras. En general, la zona de lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras, la capacidad de carga es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho.

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco, se presenta una zona de transición, en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigrá

fico varían muchísimo de un punto a otro de la zona urbanizada.

En general, aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables con intercalaciones de arenas limosas o limpias compactas; todo el conjunto sobreyace sobre mantos predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos, sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga disparejas.

Además de la anterior zona de transición, existe en la Ciudad de México, la "Zona del Lago", así llamada por corresponder a los terrenos que constituyen el antiguo lago de Texcoco. Una carta estratigráfica típica en esta zona exhibe los siguientes estratos:

- 1.- Depósitos areno-arcillosos o limosos, o bien, rellenos artificiales de hasta 10 m. de espesor.
- 2.- Arcillas de origen volcánico altamente compresible con intercalaciones de arena en pequeñas capas o lentes.
- 3.- La primera capa dura, de unos 3 m. de espesor, constituida por materiales arcillo-arenosos o limo-arcillosos

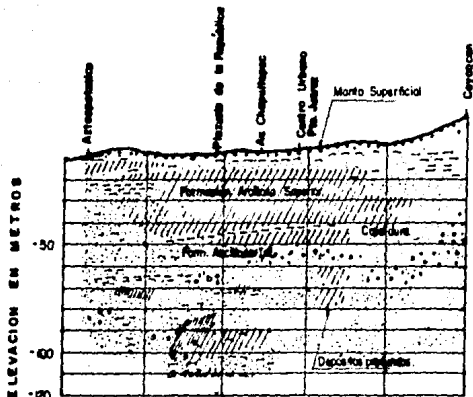
muy compactados. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.

4.- Arcillas volcánicas de características semejantes a las de 2), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.

5.- Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

Dicha zona de lago ha sido dividida por Marsal y Mazari en dos; la primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación notorias aún dentro de los límites de un mismo predio; la segunda cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas.

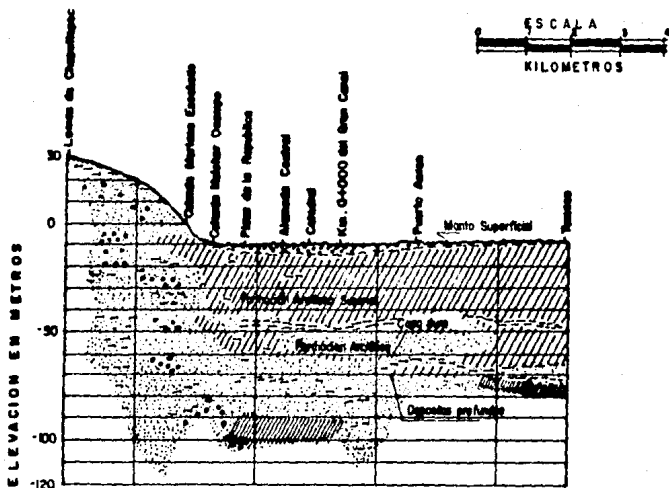
Los movimientos sísmicos del suelo que se registran en la Ciudad de México y el daño que producen se ven fuertemente influidos por la geología local. Desde el punto de vista de la Ingeniería Sísmica, el subsuelo de la Ciudad de México se parece a un tazón de arcilla blanda con algunas capas más firmes (véase figura 1).



CORTE N - S POR EL MONUMENTO A COLÓN

NOTA :

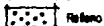
La elevación 0 , corresponde a la cota del Banco de Atlix coahu : 2244.5 m.



CORTE W - E POR EL MONUMENTO A COLÓN

SIGNOS

CONVENCIONALES



Relleno



Limo



Grava



Arcillo



Arcillo Compacto



Arena

Fig. 1. Dos cortes estratigráficos del subsuelo de la Ciudad de México , por el Monumento a Colón

Las profundidades hasta la primera capa dura y hasta los depósitos profundos son importantes porque influyen significativamente en las características de cimentación y en la respuesta del subsuelo de edificios ubicados en diferentes áreas de la Ciudad de México. Los investigadores de la "Universidad Nacional Autónoma de México" han descubierto que existe alguna correlación entre la distribución geográfica del daño estructural y la profundidad hasta los depósitos profundos. Sin embargo, han encontrado una correlación aún más estrecha con la profundidad hasta la primera capa dura.

Otro factor importante, es la amplificación de la respuesta a los temblores debido a la presencia de terreno blando, fenómeno muy conocido y que para fines de Ingeniería Sísmica, nuestro país ha sido pionero en su estudio.

Para fines de la presente tesis, se analizarán edificios con estructura de concreto reforzado a base de marcos rígidos en las zonas sísmicas II (de transición) y III (Zona de Lago) descartando la Zona I debido a la escasa influencia de los efectos sísmicos en ésta, en la cual, por causa de su distancia al epicentro, las ondas sísmicas se atenúan no ocurriendo amplificación alguna como ocurre en las otras zonas sísmicas.

El efecto neto de la interacción suelo estructura es prácticamente en todos los casos, una reducción en las fuerzas que se inducen en la estructura; por consiguiente, en estructuras comunes resulta aceptable ignorar el efecto de la interacción, conscientes de que se estarán obteniendo resultados ligeramente conservadores (3).

- 2) Diferentes alternativas de dimensionamiento horizontal y número de niveles.

Es frecuente en la práctica del diseño de edificios invertir la mayor parte del tiempo en el análisis y diseño, dándole poca importancia a los criterios de estructuración, es decir, a la distribución número y características de los diferentes elementos estructurales y no estructurales.

Llegan a tener tal importancia estos criterios, que es fácilmente comprobable que un edificio estructurado inadecuadamente, especialmente en zona sísmica, tenderá a tener un comportamiento inadecuado e inesperado por más refinamiento que exista en el análisis y diseño del mismo (3).

Para obtener las diferentes alternativas de dimensionamiento se procederá de acuerdo a los siguientes "Criterios

de estructuración", los cuales deben procurar seguirse sin afectar estética, funcionalidad y bienestar para los ocupantes del edificio:

a) Poco peso

Dado que las fuerzas sísmicas son directamente proporcionales al peso del edificio, es recomendable que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible.

b) Sencillez, simetría y regularidad en planta.

La sencillez en planta, permite al proyectista entender mejor el comportamiento sísmico global y la forma en la que la estructura puede disipar la energía inducida por el sismo.

Con respecto a la simetría, la distribución simétrica en planta de los elementos estructurales da lugar a evitar excentricidades que provoquen movimientos rotacionales al edificio. Es importante hacer notar que aún cuando geométricamente exista simetría, puede existir irregularidad debido a una distribución excéntrica de rigideces o masas, la cual constituye una importante fuente de torsiones. Con el propósito de evitar esta serie de efectos indeseables, es conveniente que los elementos

que soportan las cargas esten distribuidos uniformemente; sean continuos desde la cimentación al último nivel y que no existan cambios bruscos de dimensiones ni refuerzo en ningún elemento estructural.

Los elementos que debido a su alta rigidez suelen causar los mayores problemas son con frecuencia muros de colindancia, así como cubos de elevadores y escaleras, debido a la dificultad de ubicarlos en un sitio adecuado sin afectar estética o funcionalidad del edificio.

Otro problema relacionado con la simetría, es la adopción de claros muy distintos en uno o varios marcos que da lugar a fuerzas cortantes y momentos flexionantes muy grandes en las vigas de claros más cortos. Estas fuerzas internas pueden alcanzar valores excesivos en estructuras altas y da lugar a variaciones objetables en cargas axiales de las columnas adyacentes.

Debe también tenderse a una forma regular en planta, no son convenientes formas muy alargadas, deben evitarse en lo posible las plantas con entrantes o salientes (Plantas en "I", "L", "H", etc.), estas formas, dan lugar a torciones excesivas, y en plantas alargadas, se tiende a perder la rigidez de la losa en su plano para trabajar como diafragma (3), (4).

c) Sencillez, Simetría y regularidad en elevación.

La sencillez, simetría y regularidad en elevación, son convenientes por las mismas razones que los son en planta. El principal objetivo, es evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles con respecto a los demás, generandose demandas de giros inelásticos mayores de las que son capaces de soportar las columnas. Las fuertes reducciones del tamaño de la planta después de un cierto número de pisos, provocan amplificaciones locales del movimiento que no están cubiertas en los procedimientos de diseño.

Con el objeto de transmitir adecuadamente momentos de volteo a la cimentación y reducir los efectos de dicho momento sobre los miembros estructurales de los niveles inferiores, es conveniente que la relación entre la altura del edificio y la dimensión mínima de la base del edificio no pase de 4. (4).

d) Hiperestaticidad y líneas de defensa estructural escalonadas.

En lo que respecta a la hiperestaticidad, una estructura disipará mejor la energía transmitida por el sismo

si existen suficientes elementos que entren dentro del intervalo de deformación inelástica en sismos muy intensos. Por otra parte, la hiperestaticidad hace posible que queden elementos para seguir resistiendo el sismo cuando otros hayan ya fallado (ej, sistema muro-marco). Con respecto a esto, es aconsejable permitir que ante sismos de intensidad moderada, fallen elementos relativamente frágiles, dejando intacto un esqueleto más flexible y dúctil para resistir sismos de mayor violencia y movimientos subsecuentes. Los elementos frágiles pueden ser, por ejemplo, muros divisorios de mampostería poco resistentes.

Es importante cuidar que la falla de los elementos de la primera defensa no modifique radicalmente la posición de los centros de torsión, de lo contrario, los sistemas posteriores de defensa podrían funcionar inadecuadamente.

e) Cimentaciones.

La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe monolíticamente como una unidad de manera que pueda soportar los esfuerzos provenientes de las deforma

ciones del suelo. Deberá proporcionar también, empotramiento a los elementos verticales cuando así se haya considerado en el análisis y además, deberá permitir que la fuerza cortante que actúa en la base de la estructura se transmita al suelo por medio de una suficiente profundidad de desplante.

3) Casos a Analizar.

Con el fin de efectuar un estudio completo por medio de un número significativo de resultados, se analizarán tres aspectos: dimensión de claros entre columnas, elevación (número de niveles) y tipos de terreno, efectuando combinaciones de cada uno de estos 3 elementos, siguiendo estrictamente con los criterios de estructuración.

a) Dimensión de claros entre columnas.

Se efectuará el estudio de seis diferentes dimensiones de claros entre columnas de la siguiente manera: tres claros grandes de 12, 10 y 8 metros que se compararán respectivamente con claros de 6, 5 y 4 metros. Todos los edificios estarán estructurados a base de columnas y trabes prismáticas de eje recto, haciendo que los edifi-

cios a comparar (claros largos con cortos), tengan la misma superficie en planta respectivamente, pero diferentes dimensiones de claros entre columnas (véase figura 2). Esto nos permitirá hacer comparaciones entre edificios con igual superficie en planta, iguales dimensiones horizontales en fachada e interiores, pero diferente claro y número de columnas.

b) Elevación (número de niveles) y Zona Sísmica.

Debido a que el aumento en el número de niveles influye significativamente sobre las columnas, sobre todo bajo efectos sísmicos y teniendo como factor importante el número de éstas, cada uno de los claros propuestos se analizará para 3, 6 y 9 niveles, existiendo para un mismo número de estos, cambios en las alturas de entrepiso por la variación en el peralte de los elementos estructurales horizontales, teniendo esto como consecuencia variaciones en la altura total del edificio (véase figura 3).

Cada uno de estos edificios se analizará en las Zonas Sísmicas II y III como se explicó en el subcapítulo anterior

Resumiendo, se analizarán en total 6 claros diferentes con tres distintos números de niveles cada uno y en dos diferentes zonas sísmicas, teniendo un total de:

$$6 \times 3 \times 2 = 36 \text{ edificios.}$$

ESTRUCTURACIONES PROPUESTAS.

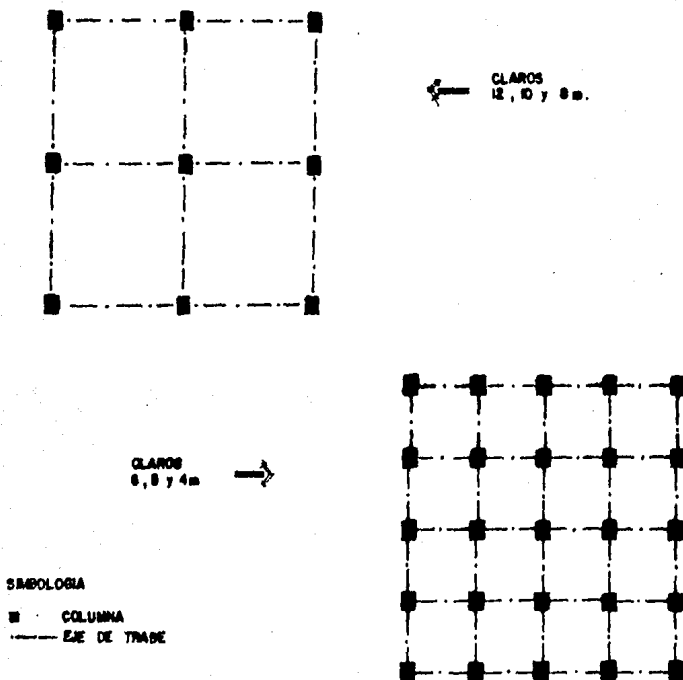
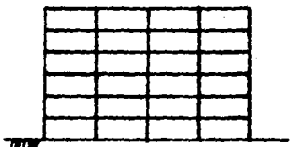
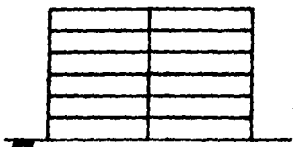
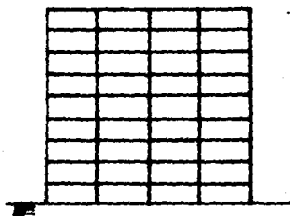
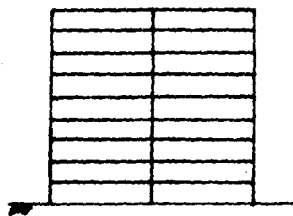


FIGURA 2

ELEVACIONES PROPUESTAS.



CLAROS 12, 10 y 8 m.

CLAROS 6, 5 y 4 m.

FIGURA 3

CAPITULO III

PREDISEÑO Y PREANALISIS

1) Diseño preliminar de elementos estructurales.

I. Losas:

Se partirá de la hipótesis de que los sistemas de piso, únicamente servirán para resistir cargas verticales formando un diafragma rígido en su plano, de manera que los marcos de concreto resistan en su totalidad las fuerzas sísmicas.

Por lo tanto, el análisis y diseño de losas es definitivo.

1.- Análisis de Cargas.

i) Losa de Azotea

Se tomaron en cuenta las siguientes cargas:



- 1) Peso propio de losa
 - 2) Plafón de yeso (2.5 cm. de espesor)
 - 3) Ductos aire acondicionado
 - 4) Enladrillado (2 cm. de espesor)
 - 5) Relleno Tezontle (espesor variable para formar una pendiente del 2% tomandose un espesor promedio para fines de análisis de cargas)
 - 6) Mortero (3 cm. de espesor)
-

ii) Losa de Entrepiso

Se tomaron en cuenta las siguientes cargas:

- 1) Peso propio de losa
- 2) Plafón de yeso (2.5 cm. de espesor)
- 3) Ductos para aire acondicionado
- 4) Fino pulido para recibir alfombra (5 cm. de espesor)
- 5) Carga adicional por muro
- 6) Carga adicional por reglamento

En el caso de cargas lineales en losas, se utilizan los coeficientes de las Normas técnicas-complemen

tarias del Reglamento del D.F. (6), para convertir una carga lineal en una carga por metro cuadrado.

Para tomar en cuenta la longitud de muros, se consideró en el tablero de 12 x 12 m., una longitud de 24 m. en cada sentido de manera de obtener 9 habitaciones de 4 x 4 m.

Para tableros de diferentes dimensiones, se consideró una longitud proporcional al área del tablero. El muro se tomó con una altura de 2.4 m., espesor de 14 cm. y aplanado de yeso de 2 cm.

Las cargas vivas utilizadas son:

Carga Viva Máxima	Entrepiso	$W=250 \text{ Kg/m}^2$
	Azotea	$W=100 \text{ Kg/m}^2$
Carga Viva Instantanea	Entrepiso	$W=180 \text{ Kg/m}^2$
	Azotea	$W= 70 \text{ Kg/m}^2$

2.- Análisis y Diseño.

El cálculo de la losa se efectuó con la carga vi-

va más desfavorable que en este caso es la máxima:

Con el fin de elegir el tipo de losa a utilizar, se efectuó el cálculo para cada caso de una losa aligerada con casetones de poliestireno y de una losa maciza, eligiendo el sistema de piso con menor volumen de concreto por metro cuadrado, por economía y comportamiento ante fuerzas sísmicas.

Para claros entre columnas de 12, 10 y 8 m., se utilizaron losas perimetralmente apoyadas y aligeradas con espuma de poliestireno.

Para obtener el peralte preliminar de losas macizas se utilizó la fórmula:

$$d = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

El peralte preliminar de las losas aligeradas, se obtuvo igualando los momentos de Inercia de una faja de un metro de ancho de losa maciza con otra también de un metro de ancho de losa aligerada, teniendo como variable el peralte de ésta última.

Para la obtención de los elementos mecánicos en losas, se utilizaron los coeficientes A.C.I. (63).(7) obteniendo los momentos mediante la fórmula:

$$M = CWS^2$$

donde: S = dimensión lado corto
del tablero

W = carga de diseño/m²

C = coeficiente

En losas macizas, por indicaciones del reglamento del D.F., se distribuyó 2/3 del momento de desequilibrio entre tableros.

Obtenidos ya los momentos, se procedió a comparar los con los momentos resistentes de la losa y, en el caso en que éstos fueron menores a los anteriores, se procedió a modificar el peralte de la losa.

Para la obtención de los momentos resistentes se utilizó la fórmula:

$$MR = Kbd^2 \quad \text{en losas macizas (b = 100 cm)}$$

$$MR = 1.5 Kbd^2 \quad \text{en losas aligeradas}$$

Para revisión del peralte propuesto por esfuerzo cortante se utilizaron las fórmulas:

$$V = \frac{(0.5S-d) W}{1 + \left[\frac{S}{L} \right]^6}$$

Para la obtención del cortante
actuante por metro de ancho (6).

$VR = 0.29 \sqrt{200} (100) d$ Para cortante resistente por metro de ancho.

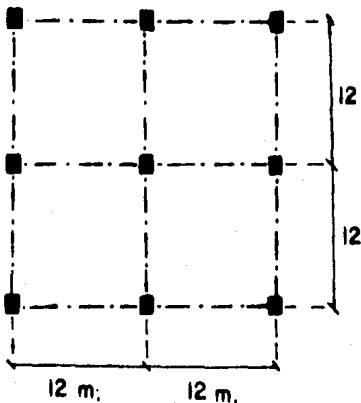
Por último, se procedió a la obtención de las áreas de acero requeridas mediante las fórmulas:

$$As = \frac{M}{fsjd} ; \quad J = 1 - \frac{K}{3} ; \quad K = \frac{1}{1 + \frac{fs}{nfc}}$$

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de losa aligerada y maciza.

Cálculo de Losa.

Claro = 12 m.



Peralte Preliminar

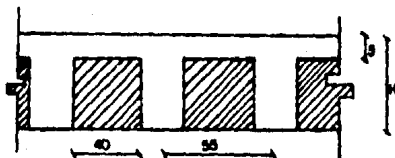
$$H \text{ (Losa maciza)} = \frac{\text{perímetro}}{180}$$

$$H = \frac{1200 \times 4}{180} = 26.67 \text{ cms.}$$

Momento de Inercia de losa maciza.

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 (26.67)^3}{12} = 158084 \text{ cm}^4$$

Proponiendo nervaduras con $b = 15$ cms. y casetones de poliestireno (40 x 40 cms.)



$$I = \left[\frac{100}{55} \right] 15 \frac{h^3}{12}$$

$$158084 = 2.2727 h^3$$

$$h = 41.13 \therefore h = 42 \text{ cms}$$

Peso por m²

$$\text{Vol/m}^2 = \frac{(100)(100)(42)}{(55)(55)(42)} = 3.31 ; \text{Volcaseton/m}^2 = 3.31(.40)^2(.37) = 0.196 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso/m}^2 = [(1)^2(0.42) - 0.196] 2400 \text{ Kg/m}^3 = 537.6 \text{ Kg/m}^2$$

Análisis de Cargas Muertas en Losas

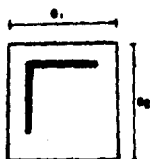
Losa Entrepiso

Losa	5 37.6 Kg/m ²
Plafón Yeso (0.025) (1500)	37.5 "
Ductos aire acondicionado	40.0 "
Fino pulido para recibir alfombra (0.05) (2100)	105.0 "
Carga adicional por reglamento	40.0 "
*Carga adicional por muros	$\frac{266.0}{1026.1} \text{ Kg/m}^2$

Losa Azotea

Losa	537.6 Kg/m ²
Plafón Yeso (0.025) (1500)	37.5 "
Ductos aire acondicionado	40.0 "
Enladrillado (0.02) (1600)	32.0 "
Relleno Tezontle 1800(0.01) (0.12)	216.0 "
Impermeabilizante	5.0 "
Mortero (0.03) (2000)	60.0 "
	$\Sigma = 928.1 \text{ Kg/m}^2$

*Cargas equivalentes por muros"



Coefficientes de Cargas lineales

Relación de lados	0.5	0.8	1.00
Muro paralelo a lado corto	1.3	1.5	1.6
Muro paralelo a lado largo	1.8	1.7	1.6

Cargas Vivas Entrepiso

$$W_m = 250 \text{ Kg/m}^2$$

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

Cargas Vivas Azotea

$$W_m = 100 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_a = 70 \text{ Kg/m}^2$$

$$W_{\text{equi}} = \frac{W_1}{a_1 x a_2^2} \times \text{coef} + \frac{W_2}{a_1 x a_2^2} \times \text{coef}$$

(Muros)

Muros: Peso por ml h = 2.4 m

Yeso 0.02 (1300) (2.40)	62.40 Kg/m
Muro; block hueco de concreto (1300) (0.14) (2.40)	436.80 "
	<hr/>
	499.20 Kg/m

Se considerará una longitud de muros de: 96 m en cada sentido. (24 por tablero)

$$W_{\text{eq}} = \frac{499.20(24)(1.6)(2)}{12(12)} = 266.2 \text{ Kg/m}^2$$

(Muros)

Peso total losa entrepiso

Cargas Verticales $W = 1026 + 250 = 1276 \text{ Kg/m}^2$

Cargas Accidentales $W = 1026 + 180 = 1206 \text{ Kg/m}^2$

Peso total losa azotea

Cargas Verticales $W = 928 + 100 = 1028 \text{ Kg/m}^2$

Cargas Accidentales $W = 928 + 70 = 998 \text{ Kg/m}^2$

Cálculo de losa:

Coefficientes:	-0.049	-0.0364	borde interior
	-0.025	-0.0190	borde discontinuo
	<u>0.037</u>	<u>0.0137</u>	positivo
	A.C.I	D.F.	

Momentos (por el método A.C.I (63)). $[M=C W S^2]$

M borde interior = $-0.049 (1276) (12)^2 = -9003 \text{ Kg.m}$

M borde disc. = $-0.025 (1276) (12)^2 = -4594 \text{ Kg.m}$

M (+) = $0.037 (1276) (12)^2 = 6799 \text{ Kg.m}$

Momento correspondiente a un ancho tributario de nervadura.

$$M \text{ borde interior} = -9003 \text{ Kg.m}(0.55) = -4952 \text{ Kg.m}$$

$$M \text{ borde disc.} = -4594 \text{ Kg.m}(0.55) = -2527 \text{ Kg.m}$$

$$M (+) = 6799 \text{ Kg.m}(0.55) = 3740 \text{ Kg.m}$$

Momento resistente de un nervio.

$$M_R = 1.5 K_c b d^2 = 1.5(15.23)(15)(39)^2 = 521209 \text{ Kg.cm}$$

$$M_R = 5212 \text{ Kg.m} > M \text{ actuante } \therefore \text{OK}$$

$$\text{Posición de la Fibra neutra} = 0.3889(39) = Kd$$

$$= 15.17 \text{ cms.}$$

Areas de Acero (por nervadura)

$$\text{borde interior; } A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{495200}{2000(0.87)(39)} = 7.29 \text{ cm}^2$$

$$\text{borde discont.; } A_s = \frac{252700}{2000(0.87)(39)} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centro del Claro; } A_s = \frac{374000}{2000(0.87)(39)} = 5.51 \text{ cm}^2$$

Revisión por fuerza cortante del peralte propuesto

$$V = \frac{(0.5a_1 - d) W}{1 + \frac{a_1}{a_2} \left[\frac{12}{l^2} \right]^6} = \frac{(0.5(12) - 0.39)1276}{1 + \left[\frac{12}{12} \right]^6} = 3579 \text{ Kg}$$

$$V = 3579(0.55)$$

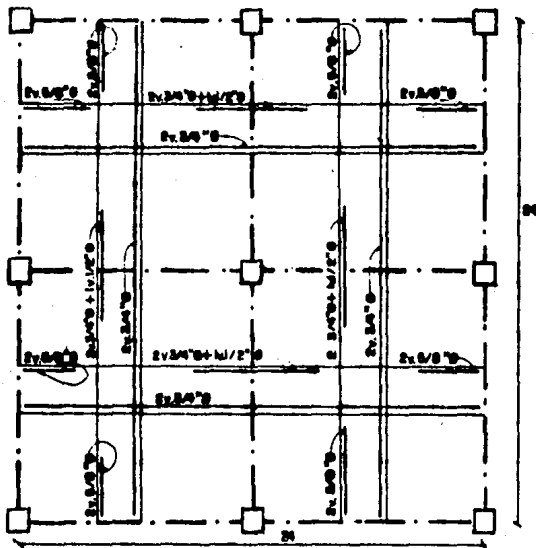
$$= 1970 \text{ Kg}$$

Cortante resistente.

$$V_R = 0.29 \sqrt{f'c} b d = 0.29 \sqrt{200} 15(39) = 2399 \text{ Kg}$$

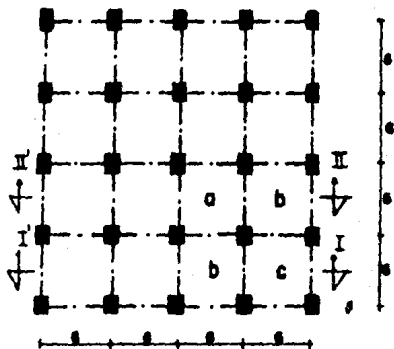
∴ Se acepta por cortante

Armado Propuesto:



Ejemplo de Losa Maciza:

Claro = 6 m.



Peralte Preliminar.

$$h = \frac{\text{permetro}}{180} = \frac{500(4)}{180} = 13.3 \text{ cms} \approx 13$$

Análisis de Cargas

Losa Entrepiso

Losa (0.13) (2400)	312.0 Kg/m ²
Plafón yeso	37.5 "
Ductos aire acondicionado	40.0 "
Fino pulido para alfombra	105.0 "
Carga por reglamento	40.0 "
Carga por muros	<u>266.24 "</u>
	800.74 Kg/m ²
Carga Viva entrepiso =	250 Kg/m ²

a	0.088	b	0.041	a	1246	b	1851
0.033	0.026	0.033	0.041	0.031	0.05	0.46	0.48
0.053	0.041	0.041	0.048	0.041	0.048	1173	1173
b	0.041	c	0.048	b	1851	c	1851
0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	1173	1173
0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	0.081	794	794

COEFICIENTES

MOMENTOS [Kg-m]

Peso muros por ml $h = 2.4 \text{ m.}$ $W = 499.20 \text{ Kg/m}$

La longitud de muros correspondiente a 36 m^2 es:

$$l/\text{por tablero en cada sentido} = \frac{36(24)}{144} = 6.00$$

$$W_{eq} = \frac{W_1}{a_1 x a_2} \times \text{coef} + \frac{W_2}{a_1 x a_2} \times \text{coef} = \frac{499.2(2)(6)(1.6)}{(6)(6)} = 266.24 \text{ Kg/m}^2$$

Losa Azotea

Losa 312.0 Kg/m^2

Ductos, plafón, enladrillado, etc 390.6 "
 $\Sigma = 702.6 \text{ Kg/m}^2$

Peralte $d = \sqrt{\frac{M}{Kb}} = \sqrt{\frac{185400}{15.23(100)}} = 11 \text{ cm}$

Recubrimiento = 2cm $\therefore h = 13 \text{ cms}$

M = momento borde continuo tablero C (mas desfavorable)

Ajuste de momentos

Distribución de momentos

Rigidez de tableros $(d^3/a_1) = (11^3/600) = 2.22$

\therefore el factor de distribución será igual a 0.5

Distribución entre tableros a y b

Momento de desequilibrio = 1551 - 1248 = 303 Kg.m

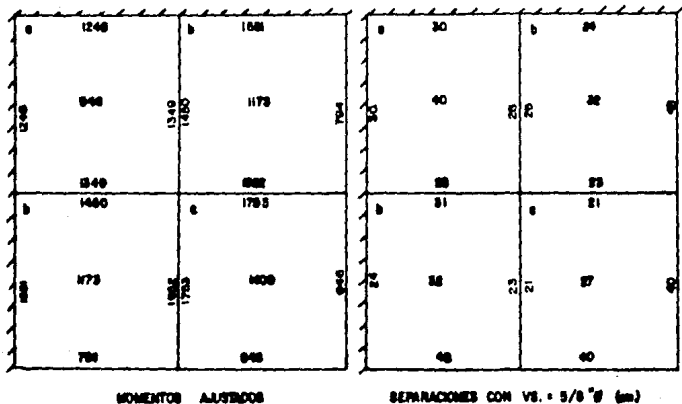
Momento a distribuir = $2/3(303) = 202 \text{ Kg.m}$

Distribución entre tableros b y c = $2/3(1854-1551)$
= 202 Kg.m

Distribución

a	b
1248	1551
+101	-101
1349	1450

b	c
1551	1854
101	-101
1652	1753



Las separaciones se obtuvieron con la fórmula:

$$S = \frac{100 a_s}{A_s} \qquad A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Revisión por fuerza cortante.

$$V_U = \frac{(0.5a_1 - d)W}{1 + \left[\frac{a_1}{a_2}\right]^6} = \frac{(0.5(6) - 0.10)(1051)}{1 + \left[\frac{6}{6}\right]^6} = 1524 \text{ Kg/ml}$$

$$V_R = 0.29 \sqrt{200} (100)(10) = 4101 \text{ Kg}$$

Peso total losa entrepiso

Cargas Verticales $W = 800.74 + 250 = 1051 \text{ Kg/m}^2$

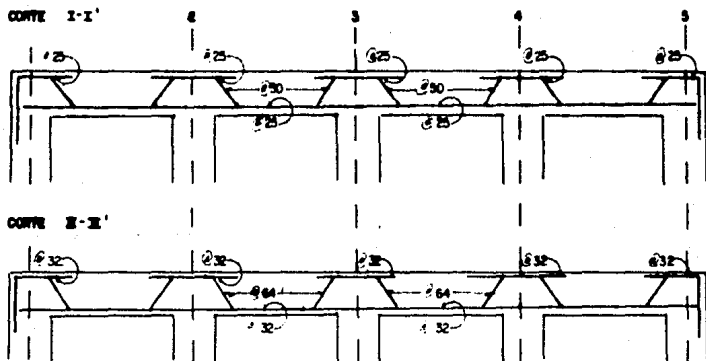
Cargas Accidentales $W = 800.74 + 180 = 981 \text{ Kg/m}^2$

Peso total losa azotea

Cargas Verticales $W = 702.6 + 100 = 803 \text{ Kg/m}^2$

Cargas Accidentales $W = 702.6 + 70 = 773 \text{ Kg/m}^2$

Armado Propuesto V 5/8" ϕ



Separaciones en cms. V5/8 " ϕ

[m] Claro	Tipo	[m ³ /m ²] Concreto/m ³	[cm] Peralte	[kg/m ²] W entrepiso vert	[kg/m ²] W entrepiso accident	[kg/m ²] W Azot Vert	[kg/m ²] W Azot Accident
12	Aligerada	0.224	42	1276	1206	1028	998
10	Aligerada	0.181	37	1179	1109	925	896
8	Aligerada	0.144	31	1094	1024	836	806
6	Maciza	0.130	13	1051	981	803	773
5	Maciza	0.110	11	1005	935	755	725
4	Maciza	0.090	9	956	888	707	677

Resumen de Resultados
en el Diseño de Losas

II. Trabes:

Se obtendrá el peralte preliminar de trabes mediante la fórmula:

$$H = \frac{L}{10} \quad L = \text{dimensión del claro a salvar (en cm).}$$

El ancho sera: $H/2 = b$

III. Columnas:

Las dimensiones de las columnas se obtuvieron mediante la fórmula:

$$X = \sqrt{\frac{10n_v L_c b_v H^3 v}{n_c L_v}}$$

donde:

L_c = longitud columnas
 n_c = número de columnas
 n_v = número de vigas
 L_v = longitud de vigas
 h_v = peralte de vigas
 x = dimensión de un lado de columna

Esta fórmula se obtuvo a partir del índice de rotación nodal, el cual es igual a:

$$\rho = \frac{\sum (I/L)_v}{\sum (I/L)_c}$$

donde: $\sum (I/L)_v$ = sumatoria de rigideces de las vigas de un entrepiso

$\sum (I/L)_c$ = sumatoria de rigideces de las columnas de un entrepiso (3).

Cuando el índice de rotación nodal es mayor a 0.1 podemos estar seguros que nuestra estructura tendrá, durante un sismo, un comportamiento de "marco", es decir, se formarán puntos de inflexión en las columnas, de lo contrario, la estructura tendría comportamiento de "muro", comportándose como un gran "cantiliver". Una de las ventajas del comportamiento de "marco" es que ayuda a que las primeras articulaciones plásticas se formen en las trabes, así como una mayor economía en la estructura (8).

Para el cálculo de la longitud de columnas se tomaron distancias a puntos medios de trabes.

Se tomó como altura libre de entrepiso para todos los casos: 2.4 m.

Ej. Claro = 12 m Zonas II y III
Niveles 3, 6 y 9

Trabes $H = \frac{L}{10} = \frac{1200}{10} = 120 \text{ cms}$ $b = \frac{120}{2} = 60 \text{ cm}$

Columnas $L_c = h \text{ losa} + h \text{ trabe} + 2.4 = 0.42 + 1.20 + 2.4$
 $= 4 \text{ m}$

$n_c = 3$

$n_v = 2$

$L_v = 12 \text{ m}$

$b_v = 0.60 \text{ m}$

$h_v = 1.20 \text{ m}$

$$x = \sqrt{\frac{10(2)(4)(0.6)(1.2)}{(3)(12)}} = 1.20 \text{ m.}$$

∴ cols propuestas =
(120 x 120) cm.

Los resultados obtenidos son:

RESUMEN DE PREDISEÑO Y PESOS POR NIVEL

(m) Claro	(bxh) Trabes	(b) Cols.	(m) L cols.	(Kg) W tot. entrepiso	(Kg) W tot. azotea
12	60 x 120	120	4	987705	737453
10	50 x 100	100	3.80	652218	448640
8	40 x 80	90	3.50	395213	249114
6	30 x 60	70	3.10	789700	493272
5	25 x 50	60	3.00	535006	313750
4	20 x 40	50	2.90	338884	182428

Nomenclatura: De aquí en adelante, los edificios se designarán con 3 números separados por guiones, siendo el primero, la dimensión del claro en metros, el segundo el número de niveles, el tercero la zona sísmica, según R.D.F.

Ej.

12-9-III

Claro= 12 m

No. niveles= 9

Zona= III

∴	12-9-III	12-9-II	10-9-III	10-9-II	8-9-III	8-9-II
	12-6-III	12-6-II	10-6-III	10-6-II	8-6-III	8-6-II
	12-3-III	12-3-II	10-3-III	10-3-II	8-3-III	8-3-II
	6-9-III	6-9-II	5-9-III	5-9-II	4-9-III	4-9-II
	6-6-III	6-6-II	5-6-III	5-6-II	4-6-III	4-6-II
	6-3-III	6-3-II	5-3-III	5-3-II	4-3-III	4-3-II

= 36 edificios

2) Valuación de Fuerzas Sísmicas

En general, es adecuado utilizar el Método de Análisis estático para cálculo de acciones sísmicas en edificios con las siguientes propiedades: el sistema resistente a sismos tiene la misma configuración en todos los entrepisos y pisos, las masas de los pisos no difieren en más de un 30% de las de los entrepisos adyacentes, y las secciones transversales y momentos de inercia de los miembros estructurales no difieren en más de aproximadamente 30% en entrepisos adyacentes (9).

Por lo tanto, por cumplir todos los edificios en estudio con los requisitos arriba expuestos y con el artículo 238 del Reglamento del D.F. (76), se utilizará para cálculo de Acciones Sísmicas, el Método de Análisis Estático.

Método Estático para Cálculo de Acciones Sísmicas.

Las fuerzas sísmicas por nivel están dadas por la fórmula:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \sum W_i \frac{c}{Q} \quad \text{DONDE:}$$

W_i = peso del nivel i ésimo

h_i = altura del nivel de la base del edificio al piso en estudio

c = coeficiente sísmico

Q = factor de Ductilidad

El coeficiente sísmico fue tomado de las Normas de Emergencia del D.F. (9) siendo:

Zona III C = 0.40

Zona II C = 0.27

Con respecto al factor de ductilidad:

Se dice que un sistema estructural es dúctil si es capaz de sufrir deformaciones considerables bajo carga aproximadamente constante, sin padecer daños excesivos o pérdidas de resistencia por aplicaciones subsecuentes de carga (5).

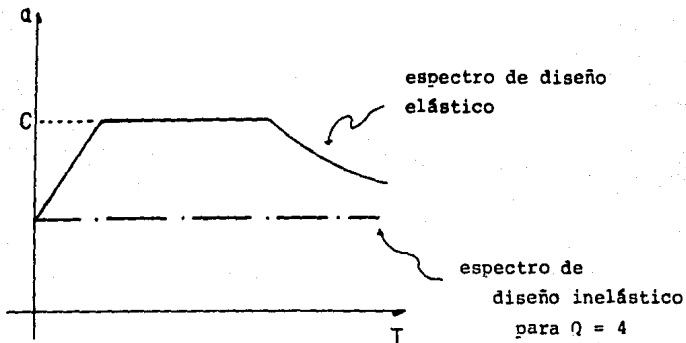
Si nosotros aplicáramos en la fórmula anterior un factor de ductilidad igual a 1, obtendríamos las fuerzas para las cuales el edificio se comportaría siempre elásticamente.

En el momento de utilizar un factor de ductilidad mayor que 1, estamos "obligando" al edificio a entrar en deformaciones inelásticas, las cuales son de gran ayuda para la absorción de energía sísmica. Por lo tanto, por cumplir con los requisitos de las Normas de emergencia, Art. 10, se uti-

lizará para todos los edificios en estudio $Q = 4$.

Debe tomarse en cuenta para estructuras reales, que un elemento estructural que ha sido sometido a deformaciones inelásticas debe ser reparado, por lo tanto, las decisiones concernientes a la extensión del daño que es aconsejable admitir en el momento de tomar un factor de ductilidad mayor a 1, son fundamentalmente de índole económica. También debe ponerse especial cuidado en no imponer una ductilidad a la estructura, que ella no pueda dar, utilizando un factor mayor que la unidad.

Por lo tanto, usaremos el espectro de diseño plástico para $Q = 4$ en donde no existe reducción alguna de las fuerzas sísmicas por ser éste casi una línea recta (5).



Efectos de Torsión.

Las respuestas por torsión en las estructuras, provienen de dos fuentes: excentricidad en la distribución de masas y rigideces, ocasionando una respuesta torsional acoplada con la traslacional, y torsión accidental debido a diversas causas, tales como: incertidumbre en las masas y rigideces, diferencias en el acoplamiento de la cimentación de la estructura con el suelo subyacente, efectos de propagación de ondas en los movimientos sísmicos que dan un movimiento torsional al suelo y movimientos torsionantes del mismo terreno durante el sismo (3), (5).

Un análisis dinámico que incluya los efectos de torsión a través de la consideración de un grado de libertad de rotación en cada nivel resulta muy complicado. La torsión que surge de la distribución excéntrica de masas y rigideces, puede tomarse en cuenta mediante un momento torsionante incremental en cada piso, igual al cortante de entrepiso multiplicado por la excentricidad entre los centros de masas y de rigideces en ese entrepiso perpendicular a la dirección del movimiento aplicado del terreno.

Las respuestas torsionantes estáticas en cada entrepiso se determinan entonces calculando el giro en cada entre-

piso, obteniendo al dividir el momento torsionante total entre la rigidez rotacional en ese entrepiso por medio de las fórmulas:

$$V_{ix} = \frac{R_{ixy}it}{\Sigma(R_{ixy}it^2 + R_{iyx}^2it)} \quad V_x e_y \quad (\text{para marcos en dirección al eje X})$$

$$V_{iy} = \frac{R_{iyx}it}{\Sigma(R_{ixy}it^2 + R_{iyx}^2it)} \quad V_y e_x \quad (\text{para marcos en dirección al eje y})$$

donde:

$\Sigma(R_{ixy}it^2 + R_{iyx}^2it)$ = Rigidez torsional del edificio

V_e = Momento torsionante por entrepiso

V_{ix}, V_{iy} = Fuerzas cortantes debidas a los efectos de torsión en las direcciones de los ejes indicados por su subíndice, en el en trepiso considerado.

R_{ix}, R_{iy} = Rigideces de entrepiso de cada eje en dirección x y y respectivamente.

X_{it}, Y_{it} = Distancia del marco considerado al centro de torciones calculado en cada dirección.

V_x, V_y = Cortantes totales en el entrepiso considerado

e_x, e_y = excentricidad calculada

Debido al efecto dinámico de la vibración, el momento que actúa en cada entrepiso puede verse en general amplifi-

cado y, por tanto, la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente. Por otra parte, el cálculo del centro de torsión sólo 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 las 2 razones expuestas, el R.D.F. especifica que el momento torsionante de diseño se determina con una excentricidad total que se calculará con la más desfavorable de:

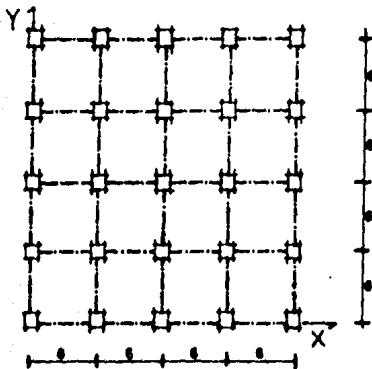
$$e = 1.5e_c + 0.1b \quad ; \quad e = e_c - 0.1b$$

donde e_c es la calculada a partir de los valores teóricos de los centros de masa y de torsión; el factor de 1.5 cubre la amplificación dinámica de la torsión; b , es el lado del edificio en dirección normal al análisis, o sea, se considera un error posible en la determinación de la excentricidad igual a 10% del ancho del edificio.

Ejemplo de Valuación de Fuerzas Sísmicas:

Edificio 9-6-III

Cálculo de Pesos por Nivel:



Por medio de los pesos volumétricos de los distintos materiales y de sus dimensiones definidas en el prediseño se obtendrán los pesos en los niveles tipo y en azotea:

Nivel entrepiso tipo:

$$W \text{ losa} = 981 \text{ Kg/m}^2 (24 \text{ m})^2 = 565 \text{ 056 Kg}$$

$$W \text{ trabes interiores} = [(0.60 \times 0.30 \times 2400) - (0.30 \times 981)] + 500 \text{] } 144 \text{ m} = 91829 \text{ Kg}$$

donde: se calculó el peso por metro lineal de la trabe, añadiéndosele el peso del muro, calculando el peso total multiplicando por la longitud total de trabes interiores en ese entrepiso

$$W \text{ trabes ext.} = [(0.60 \times 0.30 \times 2400) - (0.30 \times 981)] 96 = 13219 \text{ Kg.}$$

donde: se siguió el mismo procedimiento que para traveses interiores sin tomar en cuenta peso de muros.

$$\begin{aligned} W \text{ fachada} &= (1300 \times 0.14 \times 3.10 \times 0.5)96 + (3100 \times 0.003 \times 3.10 \times 0.5)96 \\ &= 28456 \text{ Kg.} \end{aligned}$$

Para el peso de fachada se consideró la mitad de la altura de entrepiso compuesto por vidrio plano de 3 milímetros de espesor, y la otra mitad, de block de concreto ligero.

$$W \text{ columnas} = (0.70 \times 0.70 \times 3.10) (2400) (25) = 91140 \text{ Kg.}$$

$$\begin{aligned} \underline{W \text{ total entrepiso}} &= 565,056 \text{ Kg} + 91829 + 91140 + 28456 + 13219 \\ &= \underline{789700 \text{ Kg.}} \end{aligned}$$

Nivel Azotea:

$$W \text{ losa} = 773(24)^2 = 445248 \text{ Kg.}$$

$$W \text{ traveses} = [(0.60 \times 0.30 \times 2400) - (0.30 \times 312)]240 = 48024 \text{ Kg.}$$

$$\underline{W \text{ Total azotea}} = \underline{493272 \text{ Kg.}}$$

Fuerzas Sísmicas Totales

Nivel	(m) h _i	(kg) W _i	W _i h _i	(Kg) F _i	(Kg) V _i
9	27.90	493272	13762289	91992	91992
8	24.80	789700	19584560	130910	222902
7	21.70	789700	17136490	114546	337448
6	18.60	789700	14688420	98183	435631
5	15.50	789700	12240350	81819	517450
4	12.40	789700	9792280	65455	582905
3	9.30	789700	7344210	49091	631996
2	6.20	789700	4896140	32728	664724
1	3.10	789700	2448070	16364	681088

$$\Sigma = 6810872 \quad \Sigma = 101892809$$

Distribución de Fuerzas Sísmicas a cada marco y cálculo de Fuerzas por Torsión.

Por simetría en cargas, geometría y rigideces, tanto el centro de masas, como el de torsión, se encuentran en el centro geométrico de la planta del edificio en todos los niveles.

En el caso en que los centros de masas y torsión se tengan que calcular, se toman, para este fin, momentos estáticos de descargas en columnas para el centro de masas; y momentos estáticos de las rigideces de entrepiso para el cen-

tro de torsión, por medio de las ecuaciones:

$$X_M = \frac{\sum(MiyXi)}{\sum Miy} \quad ; \quad Y_M = \frac{\sum(MixXi)}{\sum Mix}$$

Con las que encontramos el centro de masas; y:

$$X_T = \frac{\sum(RiyXi)}{\sum Riy} \quad ; \quad Y_T = \frac{\sum(RixYi)}{\sum Rix}$$

para el centro de torsión.

Para el ejemplo en cuestión:

$$X_T = Y_T = X_M = Y_M = 12 \text{ m}$$

colocando los ejes coordenados en la posición indicada en la figura.

La excentricidad es:

$$e = 1.5 e_c + 0.1 b \quad \delta \quad e = e_c - 0.1 b$$

$$e_c = 0 \quad \text{pues} \quad X_M - X_T = 0 \quad ; \quad Y_M - Y_T = 0$$

$$\therefore e = \pm 0.1 b = \pm 2.4 \text{ m} \quad ; \quad \text{en las 2 direcciones.}$$

Obteniendo los siguientes momentos torsionantes:

Nivel	(Kg) Fuerza cortante	(m) e	(Kg.m) M tor.
9	91992	2.4	220781
8	222902	2.4	534965
7	337448	2.4	809875
6	435631	2.4	1045514
5	517450	2.4	1241880
4	582905	2.4	1398972
3	631996	2.4	1516790
2	664724	2.4	1595338
1	681088	2.4	1634611

Para las 2 direcciones:

Por simetría en rigideces, en nuestro caso podemos suponer un valor constante K. de rigidez de entrepiso para todos los marcos.

Por simplicidad, se efectuaron una serie de tablas para valuar los efectos de torsión en cada nivel:

Cálculo de Fuerzas por torsión (Ejemplo Nivel 5)

Eje	Rix	Yi	Rix Yi	Cortante directo	Yit	Rix Yit	Rix Yit ²
1	K	24	24 K	103490	12	12 K	144 K
2	K	18	18 K	103490	6	6 K	36 K
3	K	12	12 K	103490	0	0	0
4	K	6	6 K	103490	-6	-6 K	36 K
5	K	0	0	103490	-12	-12 K	144 K
	$\Sigma=5K$		$\Sigma=60 K$				$\Sigma=360 K$

Eje	Cortante por Torsión		Cortante Total	
	Sismo en X	Sismo en Y	Sismo en X	Sismo en Y
1	20698	20698	124188	20698
2	10349	10349	113839	10349
3	0	0	103490	0
4	-10349	-10349	93141	-10349
5	-20698	-20698	82792	-20698

Eje	Riy	Xi	Riy Xi	Cortante directo	Xit	Riy Xit	Riy Xit ²
A	K	24	24 K	103490	12	12 K	144 K
B	K	18	18 K	103490	6	6 K	36 K
C	K	12	12 K	103490	0	0 K	0
D	K	6	6 K	103490	-6	-6 K	36 K
E	K	0	0	103490	-12	-12 K	144 K
	$\Sigma=5K$		$\Sigma=60 K$				$\Sigma=360 K$

Eje	Cortante por Torsión		Cortante Total	
	Sismo en X	Sismo en Y	Sismo en X	Sismo en Y
A	20698	20698	124188	20698
B	10349	10349	113839	10349
C	0	0	103490	0
D	-10349	-10349	93141	-10349
E	-20698	-20698	82792	-20698

$$\sum R_{ix} Y_{it}^2 + \sum R_{iy} X_{it}^2 = 720 K$$

Este cálculo fue efectuado para cada entrepiso de los 36 edificios en estudio.

Nótese que los efectos de torsión afectan tanto a los marcos en dirección X como a los de la dirección Y al mismo tiempo.

3) Análisis Estructural.

El análisis de cualquier estructura se lleva a cabo elaborando un modelo matemático que trata de tomar en cuenta las peculiaridades estructurales que se tengan.

Es importante reconocer que lo importante no es el aná

lisis del modelo matemático en sí, y que por muy bien hecho que esté empleando las mejores herramientas disponibles, si no hay congruencia entre el modelo y la estructura real, dicho análisis y seguramente el diseño de la estructura empleando sus resultados, no sirven para nada, aunque, sin embargo, se puede tener una falsa sensación de seguridad.

Lo más común es suponer que el comportamiento de la estructura será elástico; sin embargo, hay ocasiones en que el análisis mismo implica comportamiento no lineal, lo que suele tomarse en cuenta de manera muy simplificada, empleando el factor de reducción por ductilidad.

El análisis estructural de los marcos se llevará a cabo con el Método de Rigideces considerando deformaciones axiales, deformaciones por fuerza cortante y flexión en trabes y columnas.

Usualmente se supone que el momento de Inercia es constante a lo largo de las barras; sin embargo, en el caso de estructuras de concreto, la posibilidad de que las secciones sometidas a momentos importantes funcionen como sección agrietada en vez de como sección plana, hace que los momentos de inercia efectuados sean en realidad variables (3).

En el caso de trabes es especialmente importante el efecto que puede tener la contribución del sistema de piso a la rigidez. El aumento en el momento de Inercia de la trabe al tomar en cuenta sección "T" en lugar de rectangular cuando se cuele la losa monolítica con la trabe, es del orden de un 100%; sin embargo, habría que tomar en cuenta al incluir este efecto, la posibilidad de agrietamiento de la sección en las zonas de máximo momento, así como el signo del momento aplicado, pues la contribución de la losa a la rigidez será menor cuando esté sometida a esfuerzos de tensión y mayor cuando lo esté a compresión.

El momento de inercia de las columnas suele valuarse como el de la sección bruta de concreto, ya que por la carga axial que gravita sobre las columnas, es poco común que llegue a haber en ellas agrietamientos por flexión.

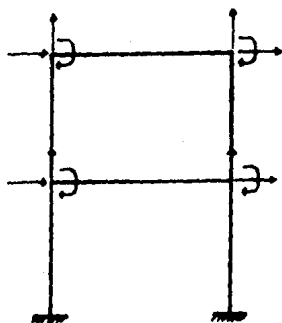
Con respecto a las trabes, para evitar la necesidad de redistribuciones excesivas, parece conveniente emplear el momento de inercia de la sección bruta de vigas, que es el más sencillo de determinar y que representa una estimación razonable del promedio para niveles de carga de diseño (3).

Se conoce como estructuras esqueléticas a las formadas por columnas y trabes, sobre las cuales apoya un sistema de

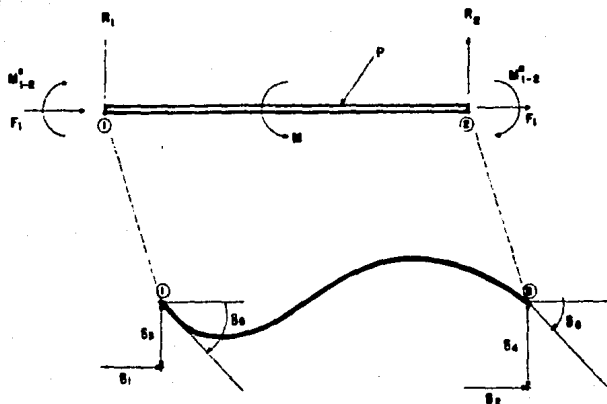
piso. Este tipo de estructuras es tridimensional, pero es común analizarlo como una serie de estructuras planas. Esta idealización es más o menos correcta cuando las columnas son verticales y estén dispuestas de manera que se formen marcos en 2 direcciones ortogonales.

Para el análisis se considerará que los muros interiores y de fachada, estarán lo suficientemente desligados de la estructura de manera que no influyan en la rigidez de ésta.

Se consideraron para el análisis 3 grados de libertad por nudo, por lo que la matriz de rigidez de un elemento del marco considerando los desplazamientos mostrados en la figura son:



GRADOS DE LIBERTAD



K_{11}	K_{12}	K_{13}	K_{14}	K_{15}	K_{16}	δ_1	F_1	M_{1-2}
K_{21}	K_{22}	K_{23}	K_{24}	K_{25}	K_{26}	δ_2	F_2	
K_{31}	K_{32}	K_{33}	K_{34}	K_{35}	K_{36}	δ_3	F_3	
K_{41}	K_{42}	K_{43}	K_{44}	K_{45}	K_{46}	δ_4	F_4	
K_{51}	K_{52}	K_{53}	K_{54}	K_{55}	K_{56}	θ_1	M_{1-2}	
K_{61}	K_{62}	K_{63}	K_{64}	K_{65}	K_{66}	θ_2	M_{2-1}	
MATRIZ DE RIGIDEZ DEL MIEMBRO						DESPLAZAMIENTOS EN LOS EXTREMOS	REACCIONES EN LOS EXTREMOS	

Donde se cumple que : $F = Kd$

F = ELEMENTOS MECANICOS EN LA BARRA

K = MATRIZ DE RIGIDEZ

d = DESPLAZAMIENTOS

Donde:

$$\begin{array}{l}
 \left. \begin{array}{l} K66 \\ K55 \end{array} \right\} \frac{4EI}{L} ; \quad \left. \begin{array}{l} K65 \\ K56 \end{array} \right\} \frac{2EI}{L} ; \quad \left. \begin{array}{l} K63 \\ K54 \\ K45 \\ K36 \end{array} \right\} \frac{6EI}{L^2} ; \quad \left. \begin{array}{l} K53 \\ K35 \end{array} \right\} \frac{6EI}{L^2} \\
 \\
 \left. \begin{array}{l} K33 \\ K34 \\ K44 \end{array} \right\} \frac{12EI}{L^3} ; \quad \left. \begin{array}{l} K43 \\ K34 \\ K44 \end{array} \right\} \frac{12EI}{L^3} ; \quad \left. \begin{array}{l} K11 \\ K12 \\ K21 \\ K22 \end{array} \right\} \frac{EA}{L} ; \quad \left. \begin{array}{l} K31; K13 \\ K32; K23 \\ K41; K14 \\ K42; K24 \\ K51; K15 \\ K52; K25 \\ K61; K16 \\ K62; K26 \end{array} \right\} 0
 \end{array}$$

Que son los valores de las fuerzas
necesarias para producir despla-
mientos unitarios

Teniendo ya la matriz de rigidez segmental (de cada miembro) de la estructura, se procede a ensamblar la matriz de rigidez general de la estructura descomponiendo nuestros marcos en dos "sistemas componentes".

a) Sistema básico.- formado por la fijación de los extremos

de cada miembro, evitando desplazamientos, pero conservando otras causas, tales como las cargas aplicadas y los cambios volumétricos. La fijación de los nudos separa esencialmente a la estructura en una serie de miembros fijos. En consecuencia, el sistema básico es estáticamente indeterminado en alto grado.

b) Sistema complementario.- obtenido a partir del sistema inicial, retirando las cargas aplicadas y el cambio volumétrico e introduciendo deformaciones extremas desconocidas para cada miembro que satisface las restricciones naturales del sistema.

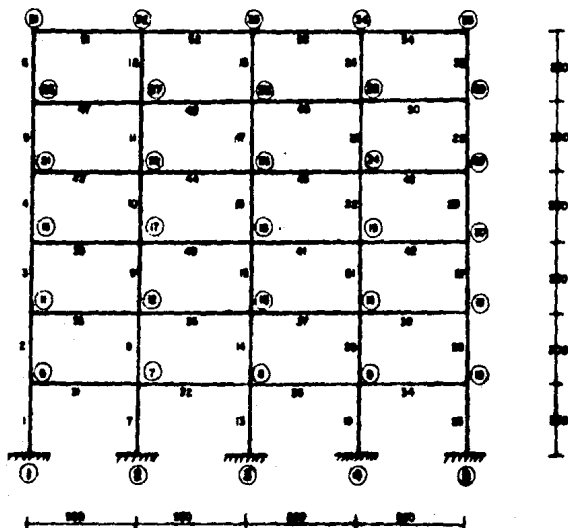
Obtenidos los desplazamientos desconocidos por medio de las operaciones matriciales indicadas, substituímos éstos en las matrices de rigidez segmentales y sumando a éstos las fuerzas de empotramiento obtenemos los elementos mecánicos de cada barra.

Se realizó el análisis de todos los marcos propuestos bajo condiciones de cargas verticales y bajo efectos de sistema combinados con carga vertical.

Dicho análisis estructural se efectuó con el programa para Micro computadora SIME que sigue el procedimiento antes

descrito.

A continuación se muestra un ejemplo de tal análisis:



MARCO TÍPICO
EDIFICIOS . 6-6-III-(II).

ANALISIS MARCO 5-6-111

ARCHIVO DE DATOS: MARCO 5-6-111

E=1.41421E+05 G=565690000

0 BARRAS=54 0 MUROS=35 0 BARRAS TIPICAS=2

0 CONDICIONES DE CARGA=4 0 GUL=90 ANCHO PANDA=18

BARRAS TIPICAS

BARRA TIPO 1

 LONGITUD 3.05
 ANGULO 90
 A. AXIAL .3025
 A. CORTE .3025
 INERCIA 7.6552E-03

BARRA TIPO 2

 LONGITUD 5
 ANGULO 0
 A. AXIAL .195
 A. CORTE .195
 INERCIA 4.06563E-03

PROYOS	RESTRICION
MURO	X Y Z
1	5 5 5
2	5 5 5
3	5 5 5
4	5 5 5
5	5 5 5

INCIDENCIA DE BARRAS

BARRA	TIPO	MUROS
1	1	1 - 6
2	1	6 - 11
3	1	11 - 16
4	1	16 - 21
5	1	21 - 26
6	1	26 - 31
7	1	2 - 7
8	1	7 - 12
9	1	12 - 17
10	1	17 - 22
11	1	22 - 27
12	1	27 - 32
13	1	3 - 8
14	1	8 - 13
15	1	13 - 18
16	1	18 - 23
17	1	23 - 28
18	1	28 - 33
19	1	4 - 9
20	1	9 - 14
21	1	14 - 19
22	1	19 - 24
23	1	24 - 29
24	1	29 - 34
25	1	5 - 10
26	1	10 - 15
27	1	15 - 20
28	1	20 - 25
29	1	25 - 30
30	1	30 - 35

31	2	6 - 7
32	2	7 - 8
33	2	8 - 9
34	2	9 - 10
35	2	11 - 12
36	2	12 - 13
37	2	13 - 14
38	2	14 - 15
39	2	16 - 17
40	2	17 - 18
41	2	18 - 19
42	2	19 - 20
43	2	21 - 22
44	2	22 - 23
45	2	23 - 24
46	2	24 - 25
47	2	26 - 27
48	2	27 - 28
49	2	28 - 29
50	2	29 - 30
51	2	31 - 32
52	2	32 - 33
53	2	33 - 34
54	2	34 - 35

CONDICIONES DE CARGA 0 1 ARCHIVO: MARCO 5-6-111.C1

CARGAS EN BUBOS

BUBO	FX	FY	FZ
31	17894	0	0
26	23747	0	0
21	18998	0	0
16	14248	0	0
11	9499	0	0
6	4749	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : M= 2564 A= 0
 CARGA TIPO 2 : M= 3384 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2
42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

CONDICIONES DE CARGA 0 2 ARCHIVO: MARCO 5-6-III.C2

CARGAS EN MUJOS

MUJO	F1	FY	FZ
31	17542	0	0
26	73161	0	0
21	18529	0	0
16	13897	0	0
11	9264	0	0
6	4632	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : N= 4739 A= 0
CARGA TIPO 2 : N= 6196 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TIPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2
42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

CONDICIONES DE CARGA 0 3 ARCHIVO: MARCO 5-6-III.C3

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : N= 2654 A= 0
CARGA TIPO 2 : N= 3599 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TIPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2

42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

CONDICIONES DE CARGA 0 0 ARCHIVO: MARCO 5-6-111.CA

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : W= 4919 A= 0
 CARGA TIPO 2 : W= 6919 A= 0

FRECUENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2
42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

ANÁLISIS MARCO 5-6-111

DESPLAZAMIENTOS (X 1000) CONDICIONES 1

MUDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0.235	-.01	-3.261
7	0.226	-.704	-2.523
8	0.206	-.690	-2.350
9	0.170	-.671	-2.300
10	0.137	-.690	-2.02
11	20.607	-.044	-3.377
12	20.443	-1.276	-2.532
13	20.365	-1.275	-2.519
14	20.301	-1.227	-2.40
15	20.274	-1.254	-2.975
16	32.199	-.104	-2.996
17	31.90	-1.722	-2.23
18	31.024	-1.731	-2.702
19	31.727	-1.67	-2.167
20	31.692	-1.663	-2.574
21	41.741	-.177	-2.367
22	41.643	-2.045	-1.720
23	41.232	-2.066	-1.602
24	41.103	-1.997	-1.657
25	41.056	-1.935	-1.929
26	40.413	-.242	-1.514
27	40.067	-2.240	-1.100
28	47.02	-2.279	-1.046
29	47.666	-2.200	-1.03
30	47.600	-2.09	-1.132
31	51.916	-.277	-1.009
32	51.565	-2.336	-.529
33	51.292	-2.371	-.43
34	51.117	-2.3	-.435
35	51.025	-2.15	-.367

ELEN. MECANICAS EN BARRAS CONDICIONES 1

0	AXIAL I	N1	N2	V1	V2
1	1350.007	3266.663	9409.751	13011.939	-13011.94
2	4762.663	10900.033	14113.106	9326.275	-9326.276
3	0409.076	10745.363	13449.97	7932.056	-7932.097
4	10105.725	6577.590	11046.159	5770.201	-5770.202
5	9200.066	1050.032	7905.976	3190.691	-3190.692
6	4014.216	-4003.121	-420.352	-1450.303	1450.304
7	4011.367	3000.940	2193.059	19029.117	-19029.110
8	00276.630	31950.396	50472.152	20466.609	-20466.61
9	62559.000	24004.75	20546.610	10016.776	-10016.777
10	45301.595	20356.005	23919.367	14316.515	-14316.516
11	20502.999	12644.94	17045.353	9734.522	-9734.523
12	12503.716	4420.296	0529.920	4245.975	-4245.976
13	97064.474	30140.35	21405.954	19523.370	-19523.379
14	80929.494	31064.67	29923.409	19996.110	-19996.119
15	63936.765	26392.637	28441.076	10043.971	-10043.972
16	46939.33	20668.509	24357.511	14762.629	-14762.63
17	23939.10	13421.141	17935.046	10200.979	-10200.98
18	12935.639	5700.143	10070.653	5170.753	-5170.754
19	93789.557	30270.297	21690.090	19724.719	-19724.72
20	79053.236	31747.02	30523.90	20416.903	-20416.904
21	62006.610	26910.273	29132.169	16374.571	-16374.572
22	45950.187	21074.700	24599.999	15000.1	-15000.101
23	29576.051	13705.910	10153.447	10445.693	-10445.694
24	12691.102	5719.502	9944.747	5135.019	-5135.02
25	7155.795	34782.163	10707.599	16245.056	-16245.057

26	77453.169	21970.487	20765.198	13986.225	-13490.275
27	57327.652	17667.695	20514.626	12518.794	-12518.795
28	59263.187	13836.16	18412.939	10573.475	-10573.476
29	21332.802	9342.138	15003.28	7981.117	-7981.118
30	6335.323	4591.86	10023.25	4791.839	-4791.84
31	463.336	-24427.785	-34888.495		-3403.657
32	1100.628	-19655.762	-33268.871		-2008.927
33	1573.367	-19181.755	-33087.979		-1893.747
34	2263.631	-20549.941	-36638.188		-2977.626
35	7905.62	-24860.47	-35676.598		-3647.414
36	5435.987	-21200.306	-35249.013		-2829.864
37	3563.842	-21867.115	-35018.561		-2157.136
38	1461.43	-22415.693	-34836.894		-5710.318
39	12093.385	-20027.57	-31151.673		-1775.849
40	8543.126	-17750.752	-31740.828		-1438.316
41	5311.785	-17569.159	-31535.745		-1360.901
42	1945.318	-18671.534	-34350.788		-2144.465
43	16418.41	-12896.193	-24515.515		477.658
44	11636.418	-12048.794	-25970.134		854.214
45	7154.767	-11808.52	-25809.561		936.384
46	2542.358	-12596.358	-27755.069		389.714
47	19097.925	-1902.856	-16427.892		4393.85
48	13609.381	-5037.759	-18896.573		3673.133
49	8499.152	-4739.418	-18777.209		3756.674
50	3109.279	-5095.742	-19592.142		3322.423
51	19346.387	420.351	-8396.471	4814.216	8085.783
52	15098.413	-130.458	-10429.882		4297.932
53	9927.659	359.227	-10341.349		4413.571
54	4791.84	396.62	-10023.251		4484.673

20323.656	18929.426	18913.946	19897.275	20567.413	19749.863	19677.135	20630.517	18695.848	18358.315	18280.9	19064.464	19942.341	16863.785	15983.615	16330.285	12526.149	13246.866	13163.325	13397.576
-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	---------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------	-----------

ANALISIS MARCO 5-6-111

DESPLAZAMIENTOS (X 1000) CONDICIONES 2

ORDEN	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0.012	-0.314	-3.349
7	0.018	-1.274	-2.267
8	0.012	-1.279	-2.302
9	7.998	-1.242	-2.255
10	7.972	-0.986	-2.588
11	26.115	-0.601	-3.45
12	19.976	-2.317	-2.484
13	19.884	-2.336	-2.459
14	19.826	-2.269	-2.468
15	19.801	-1.783	-2.753
16	31.436	-0.861	-5.087
17	31.223	-3.133	-2.197
18	31.074	-3.172	-2.15
19	30.983	-3.082	-2.698
20	30.95	-2.383	-2.333
21	40.757	-1.88	-2.478
22	40.468	-3.728	-1.712
23	40.265	-3.784	-1.644
24	40.141	-3.682	-1.976
25	40.097	-2.798	-1.719
26	47.271	-1.238	-1.645
27	46.94	-4.106	-1.119
28	46.784	-4.179	-1.023
29	46.559	-0.867	-0.973
30	46.509	-3.044	-0.943
31	50.811	-1.312	-1.788
32	50.421	-4.27	-0.563
33	50.102	-4.35	-4.72
34	49.875	-4.255	-3.81
35	49.744	-3.142	-0.6

ELEM. MECANICOS EN VARIAS CONDICIONES 2

#	ALIA. I	MI	MJ	VI	VJ
1	4389.354	3044.285	6871.213	12300.143	-12300.144
2	40195.348	11561.953	10047.955	7347.511	-7347.512
3	36444.789	7453.68	10029.865	5732.113	-5732.114
4	30724.922	3237.447	7550.864	3539.774	-3539.775
5	2236.474	-1487.592	4425.957	963.398	-963.399
6	10358.653	-7281.227	-4742.453	-3942.354	3942.353
7	178677.376	37494.913	21404.452	19311.267	-19311.268
8	146210.729	31189.869	29432.314	19941.499	-19941.7
9	114533.547	25483.453	27537.064	17381.782	-17383.783
10	83457.714	19402.497	22424.145	13905.457	-13905.458
11	52928.695	11824.676	16035.481	9134.464	-9134.465
12	23056.995	3958.782	7905.37	3689.886	-3689.887
13	179246.625	37238.149	20899.041	19061.373	-19061.374
14	148326.274	30335.243	29216.307	19524.115	-19524.116
15	117247.689	25775.09	27967.903	17620.453	-17620.454
16	96160.297	20192.046	23790.607	14429.345	-14429.346
17	55066.244	13123.29	17527.832	10049.548	-10049.549
18	23926.68	5588.17	9859.182	5044.705	-5044.706
19	174162.733	37444.492	21440.026	19306.399	-19306.4
20	144018.119	31005.95	29921.782	19976.305	-19976.306
21	114069.448	26583.442	24784.484	18153.418	-18153.419
22	8468.002	20992.545	24557.015	14934.282	-14934.283
23	53574.214	13941.648	18362.377	10591.483	-10591.484
24	23620.536	5980.427	10187.644	5303.63	-5303.631
25	138253.913	35179.133	14810.577	17045.806	-17045.807
26	111709.381	24380.761	23209.548	15603.38	-15603.381
27	84748.5281	20296.405	23132.672	14239.042	-14239.043
28	58144.804	16708.697	21209.34	12432.143	-12432.144
29	34494.372	12438.716	17951.816	9944.189	-9944.11
30	13809.134	7886.447	14153.263	7226.134	-7226.135
31	-320.653	-18433.168	-40446.804		
32	309.719	-12547.519	-38590.216		
33	772.52	-12731.67	-38364.659		
34	1442.426	-14081.319	-41191.34	4435.468	26544.531
35	7448.601	-18301.436	-40376.169		
36	5040.684	-14739.6	-40456.695		
37	3187.224	-14940.704	-40156.914		
38	1364.338	-16348.312	-43505.954		
39	11704.66	-13267.313	-35828.654		
40	8226.338	-11390.929	-37025.879		
41	5826.632	-11134.872	-36745.78	5914.029	25865.97
42	1866.897	-13831.25	-39841.371		
43	15952.624	-6071.274	-28911.184		
44	11181.634	-5842.597	-31394.766		
45	6810.834	-3518.53	-31148.563		
46	2468.035	-7350.102	-33648.458		
47	18235.248	-2855.248	-20914.164		
48	13010.673	921.901	-24524.3	10769.52	20210.479
49	8025.828	1408.296	-24212.879		
50	2737.976	-137.927	-29836.265		
51	21484.354	4742.952	-12187.183		
52	17594.471	4281.811	-14918.048		
53	12529.763	5056.884	-14532.756		
54	7226.135	4345.091	-14153.264		
				3794.605	27189.994
				5280.453	25699.546
				5278.954	25709.185
				3794.559	27225.44
				4451.491	24526.858
				4350.474	24429.523
				3519.146	27440.853
				5710.884	25269.193
				5884.638	25173.361
				4915.475	24644.524
				8493.568	22486.491
				8042.527	22937.472
				8156.98	22825.419
				7290.348	23689.631
				11877.62	19102.179
				18929.083	28050.916
				10294.761	26685.238
				18358.653	13336.346
				9720.448	13974.351
				9952.329	13742.67
				9885.845	13809.134

ANALISIS MARCO 5-6-111

DESPLAZAMIENTOS (x 1000) CONDICIONES 3

NUDO	DESPL. X	DESPL. Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	-.035	-.377	-.206
7	-.018	-.727	26.03

8	0	-.734	-1E-03
9	.017	-.727	-5E-03
10	.034	-.777	.205
11	-7E-03	-.69	-.19
12	-6E-03	-1.324	-.018
13	0	-1.349	-1E-03
14	5E-03	-1.324	.017
15	6E-03	-.69	.189
16	-6E-03	-.939	-.2
17	-4E-03	-1.794	-.024
18	0	-1.831	-1E-03
19	3E-03	-1.794	.023

20	5E-03	-.939	.199
21	-6E-03	-1.121	-.204
22	-4E-03	-2.137	-.029
23	0	-2.184	-1E-03
24	3E-03	-2.137	.028
25	5E-03	-1.121	.205
26	-.013	-1.236	-.207
27	-6E-03	-2.335	-.043
28	0	-2.409	-1E-03
29	5E-03	-2.335	.042
30	.012	-1.236	.206
31	.118	-1.205	-.357
32	.062	-2.449	-.057
33	0	-2.505	-1E-03
34	-.063	-2.449	.056
35	-.119	-1.205	.356

ELEN. MECANICOS EN BARRAS CONDICIONES 3

0	AXIAL I	RI	RJ	VI	VJ
1	52797.942	-1516.940	-2976.441	-1473.243	1473.242
2	43942.47	-3763.249	-3645.763	-2429.184	2429.183
3	34840.046	-3701.559	-3855.084	-2504.00	2504.079
4	25376.504	-3945.727	-4010.449	-2615.14	2615.139
5	16194.429	-4104.805	-4112.517	-2694.204	2694.203
6	6752.796	-4175.354	-5239.745	-3084.984	3084.983
7	101905.104	-90.023	-83.675	-59.573	59.572
8	83752.917	-6.234	-145.58	-49.773	49.774
9	65879.73	-373.211	-415.323	-250.537	250.536
10	48170.203	-497.813	-534.909	-338.598	338.597
11	30581.673	-658.635	-752.719	-462.739	462.738
12	13676.95	-481.328	-581.335	-348.414	348.413
13	103573.907	0	0	0	-1E-03
14	85409.225	0	0	0	-1E-03
15	67580.443	0	0	0	-1E-03
16	49546.820	0	0	0	-1E-03
17	31507.393	0	0	0	-1E-03
18	13420.501	0	0	0	-1E-03
19	101905.104	90.0220001	83.674	59.572	-59.573
20	83752.917	6.234	145.579	49.774	-49.773
21	65879.73	373.211	415.323	250.536	-250.537
22	48170.203	497.812	534.908	338.597	-338.598
23	30581.674	658.634	752.718	462.738	-462.739
24	13676.95	481.327	581.334	348.413	-348.414
25	52797.943	1516.947	2976.44	1473.242	-1473.243
26	43942.471	3763.248	3645.762	2429.183	-2429.184
27	34840.048	3701.558	3855.083	2504.079	-2504.00
28	25376.505	3945.726	4010.448	2615.139	-2615.14
29	16194.429	4104.805	4112.516	2694.203	-2694.204
30	6752.796	4175.355	5239.744	3084.983	-3084.984
31	935.942	6739.249	7448.83	8982.34	9139.528
32	-946.144	7539.739	-7463.944	9012.659	8982.34
33	-946.144	7463.943	-7539.74	8982.34	9012.659
34	-955.542	7448.829	-6739.49	9139.528	8982.34
35	-74.896	7427.32	-6802.707	9102.422	8982.34
36	-283.657	7421.497	-7505.952	8980.609	9014.39
37	-283.657	7505.951	-7421.498	9014.39	8980.609
38	-74.896	6902.706	-7427.321	8982.577	9102.422
39	-111.06	7821.61	-6490.795	9263.663	8731.336

40	-191.121	2467.93	-7500.43	8978.19	9016.809
41	-191.121	2500.479	-7403.931	9016.809	8978.19
42	-111.06	2490.794	-7821.511	8731.336	9263.663
43	-9.455	2115.254	-6192.978	9381.959	8613.044
44	-24.296	2386.519	-7497.597	8975.284	9014.715
45	-205.206	2497.596	-7384.52	9019.715	8975.284
46	-7.745	2192.577	-6114.295	8613.044	9381.959
47	-392.78	2286.071	-6667.414	9441.631	8553.368
48	-278.455	2301.459	-7521.186	8951.554	9043.445
49	-278.455	2331.185	-7501.46	9043.445	8951.554
50	-342.75	2087.413	-8298.672	8553.368	9441.631
51	306.983	5239.744	-4650.753	6752.788	6517.281
52	3435.397	5232.087	-5608.345	6599.748	6710.251
53	3435.397	5208.344	-5232.088	6710.251	6599.748
54	306.983	4650.752	-5239.745	6517.281	6752.788

ANALISIS NUDO 5-6-111

DESPLAZAMIENTOS (X 1000) CONDICIONES 4

NUDO	DESPL.X	DESPL.Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	-.067	-.721	-.396
7	-.033	-1.391	9E-03
8	0	-1.414	-1E-03
9	.032	-1.391	-9E-03
10	.016	-.721	.395
11	-.013	-1.32	-.364
12	-.01	-2.532	-.034
13	0	-2.58	-1E-03
14	9E-03	-2.532	.033
15	.012	-1.32	.363
16	-.011	-1.794	-.384
17	-7E-03	-3.429	-.045
18	0	-3.5	-1E-03
19	6E-03	-3.429	.044
20	.01	-1.794	.383
21	-.01	-2.141	-.396
22	-7E-03	-4.082	-.056
23	0	-4.173	-1E-03
24	6E-03	-4.082	.055
25	9E-03	-2.141	.395
26	-.021	-2.36	-.401
27	-9E-03	-4.495	-.08
28	0	-4.599	-1E-03
29	8E-03	-4.495	.079
30	.02	-2.36	.4
31	.223	-2.45	-.663
32	.118	-4.667	-.109
33	0	-4.775	-1E-03
34	-.119	-4.667	.108
35	-.224	-2.45	.662

ELEM. MECANICOS EN BARRAS CONDICIONES 4

B	AXIAL	M1	M2	V1	V2
1	101046.467	-2915.009	-5719.995	-2831.149	2831.148
2	84018.284	-7231.246	-7004.207	-4667.362	4667.361
3	66519.518	-7267.626	-7405.542	-4809.563	4809.562
4	48716.953	-7614.765	-7299.03	-5020.917	5020.916
5	30840.265	-7879.179	-7197.956	-5179.727	5179.726
6	12525.287	-1962.191	-4620.211	-5830.266	5830.265
7	175004.723	-147.371	-158.968	-113.553	113.552
8	152195.191	-8.424	-275.861	-35.32	35.319
9	125739.471	-11.762	-791.453	-492.858	492.857
10	51255.978	-550.079	-1022.474	-647.07	647.059

11	5766.949	-1246.213	-1412.957	-875.179	873.179
12	24195.217	-931.55	-1142.574	-680.054	590.035
13	176197.322	0	0	0	-1E-03
14	265661.25	0	0	0	-1E-03
15	129002.322	0	0	0	-1E-03
16	94334.221	0	0	0	-1E-03
17	56253.465	0	0	0	-1E-03
18	24636.395	0	0	0	-1E-03
19	195004.722	187.37	158.965	115.552	-113.553
20	160105.101	8.824	275.601	93.319	-93.32
21	125739.471	711.761	791.452	492.857	-492.858
22	51685.83e	950.009	1023.473	647.069	-647.07
23	57892.95	1246.212	1416.982	873.178	-873.179
24	24189.219	931.529	1142.573	680.033	-680.034
25	101034.468	2915.008	5714.994	2831.148	-2831.149
26	94014.285	7231.245	7004.206	4667.361	-4667.362
27	66519.518	7263.625	7405.541	4809.562	-4809.563
28	46716.954	7614.764	7199.029	5020.91e	-5020.917
29	36896.064	7879.108	7915.655	5179.726	-5179.727
30	12556.285	7967.1	9820.21	5830.265	-5830.266
31	-1836.213	12951.279	-14327.826		17022.182
32	-1815.98	14495.614	-14349.093		17326.804
33	-1815.98	14349.092	-14495.615		17268.195
34	-1836.213	14327.825	-12951.24	17572.817	17022.182
35	-142.202	14267.832	-13291.501		17494.766
36	-541.74	14269.063	-14429.385		17265.355
37	-541.74	14429.584	-14269.064		17329.604
38	-142.202	13281.5	-14267.833		17100.233
39	-211.354	15020.304	-12494.984		17802.561
40	-365.566	14236.525	-14418.526		17261.099
41	-365.566	14418.525	-14236.526		17333.879
42	-211.354	12494.983	-15020.307		16792.435
43	-158.81	15578.138	-11931.2	18026.887	16568.112
44	-364.919	14200.885	-14414.018		17254.873
45	-364.919	14414.017	-14200.886		17340.126
46	-158.81	11931.199	-15578.139		16568.112
47	-650.54	15881.133	-11699.794		18133.78
48	-457.395	14048.264	-14473.213		17212.51
49	-457.395	14473.212	-14048.265		17392.489
50	-650.54	11699.753	-15881.156		16461.219
51	5830.265	9820.21	-8526.283	12556.285	12038.714
52	6510.299	9668.855	-10403.83	12150.505	12444.494
53	6510.299	10403.829	-9668.856	12444.494	12150.505
54	5830.265	8526.282	-9820.211	12038.714	12556.285

Consideración de Cargas Verticales en el Análisis Estructural.

Para introducir en los marcos los efectos de cargas verticales se consideraron dentro de cargas muertas:

- Peso propio de losas, trabes, muros y fachada.
- La carga viva se consideró uniformemente repartida sobre el sistema de piso.

La carga del sistema de piso sobre las trabes se consideró mediante el área tributaria triangular para cada trabe.

Estrictamente, la carga sobre las trabes, debido a la losa, tiene una distribución más desfavorable que la uniforme. Hay que considerar, sin embargo, que el criterio de áreas tributarias no es más que un artificio y que, en realidad, la carga tendrá una distribución mucho más uniforme de la que se deduce del área tributaria, ya que las deflexiones de las vigas son menores, o sea, cerca de sus extremos y menor en el centro. Por ello es aceptable, en general, considerar que la carga total aplicada en el área tributaria esté repartida uniformemente sobre el elemento portante (3).

A continuación se presenta un ejemplo:

Cargas Verticales

Claro = 6 m.

$$\text{- Peso trabe} = \{(0.60 - 0.13) \times 2400\} \times 0.30 = 338 \text{ Kg/m}$$

$$\text{- Peso fachada} = (1300 \times 0.14 \times 3.10 \times 0.5) + (3100 \times 0.003 \times 3.10 \times 0.5) = 297 \text{ Kg/m}$$

+ Efectos Combinados

- Marcos Externos

Azotea:

$$W = \{(773)(6)/4\} + 338 = 1498 \text{ Kg/m}$$

Entrepiso:

$$W = \{(981)(6)/4\} + 338 + 297 = 2107$$

- Marcos Internos

Azotea:

$$W = \{(773)(6)/2\} + 338 = 2657 \text{ Kg/m}$$

Entrepiso:

$$W = \{(981)(6)/2\} + 338 + 500 = 3781 \text{ Kg/m}$$

+ Efectos sin carga Accidental.

- Marcos Externos.

Azotea:

$$W = [(803)(6)/4] + 338 = 1543 \text{ Kg/m.}$$

Entrepiso:

$$W = [1051(6)/4] + 338 + 297 = 2212 \text{ Kg/m.}$$

- Marcos Internos.

Azotea:

$$W = [(803)(6)/2] + 338 = 2747 \text{ Kg/m.}$$

Entrepiso:

$$W = [1051(6)/2] + 338 + 500 = 3991 \text{ Kg/m.}$$

CAPITULO IV

REDIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Y ANALISIS ESTRUCTURAL DEFINITIVO

- 1) Redimensionamiento en base a los resultados del preanálisis.

Debido a que se efectuó un predimensionamiento de trabes y columnas para cada dimensión de claro entre éstas últimas, sin tomarse en cuenta la altura ni el tipo de terreno en que se encuentra cada edificio, un diseño definitivo en este momento nos conduciría a resultados totalmente erróneos para muchos de los casos, por otra parte, no habría suficientes elementos de juicio para efectuar un estudio económico que complementa la presente tesis.

Como ya hemos dicho, los elementos mecánicos obtenidos en el preanálisis, están en función de la rigidez de los elementos estructurales y ésta a su vez, en función de las propiedades geométricas de dichos elementos. Con el propósito de obtener unos elementos mecánicos más cercanos a la realidad para cada edificio, se efectuó un redimensionamiento de los elementos estructurales en base a los elementos mecánicos obtenidos en el preanálisis.

El redimensionamiento se efectuó en base a los elementos mecánicos máximos para cada tipo de elemento estructural obtenidos en él de la siguiente manera:

Trabes:

El dimensionamiento de las trabes estuvo regido básicamente por el momento flexionante en éstas, aunque también se realizó la revisión para fuerza cortante resultando ésta en la mayoría de los casos, insignificante con respecto a dicho momento flexionante.

Tomando el Momento Flexionante obtenido del prediseño (carga vertical y carga vertical + sismo), se obtuvo el peralte efectivo de la trabe mediante la fórmula:

$$d = \sqrt[3]{\frac{M}{K}} \quad \text{para: } b = \frac{d}{2}$$

donde: d = peralte efectivo

b = dimensión de la base de la trabe

K = constante elástica

M = momento flexionante

La fuerza cortante máxima resistente en trabes se obtuvo mediante la fórmula:

$$V_R = (1.32 \sqrt{f'c} \text{ bd}) 1.33$$

donde: $f'c$ resistencia a la compresión del concreto.

Para efectos de acciones combinadas (cargas verticales más accidentales) está permitido incrementar en un 33% los esfuerzos resistentes de los materiales dado el incremento de resistencia para cargas de corta duración.

Columnas:

El redimensionamiento de columnas estuvo regido esencialmente por el Momento Flexionante, debido a sismo, aunque también se efectuó una revisión bajo carga axial.

El momento resistente de las columnas se obtuvo mediante la fórmula:

$$M_R = 1.33(0.4) (F_y) (A_{st}) (d-d')$$

donde:

F_y = Esfuerzo permisible a la fluencia del acero de refuerzo.

ESTA TESTA DE LA BIBLIOTECA

A_{st} = Area de acero a tensión.

d = Peralte efectivo

d' = Recubrimiento

Para el redimensionamiento se consideró un área de acero igual al 3% del área total de la columna y un recubrimiento de 5 cms para columnas de 75 cms de lado o mayores y de 4 cms para columnas de menores dimensiones.

Debemos hacer notar que la fórmula empleada nos sirve para obtener la resistencia a la flexión de la columna cuando existe flexión pura, pudiendo aumentar o disminuir dicha resistencia a medida que aumenta la carga axial.

Para la revisión bajo carga axial se empleó la fórmula:

$$P_R = 0.85 f'c (A_g - A_s) + f_y A_s$$

donde: P_R = carga axial resistente
 $f'c$ = resistencia a la compresión del concreto
 A_g = Area bruta de concreto
 A_s = Area total de acero
 f_y = resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

También en este caso, se utilizó un Área de acero igual a un 3% del área total de concreto. Como podrá notarse, no hubo modificación de columnas debido a carga axial.

Losas:

El peralte de las losas no sufrió modificación alguna debido a la consideración de que únicamente nos sirve como diafragma rígido para distribuir adecuadamente las fuerzas sísmicas sin resistir efectos sísmicos.

Revisión de Desplazamientos:

El Reglamento de Construcciones del D.F. (76), prohíbe que el desplazamiento lateral de cualquier entrepiso de un edificio exceda 0.016 veces la altura de dicho entrepiso cuando no existan elementos no estructurales susceptibles de dañarse durante el movimiento.

En nuestro caso en cuestión, se elaboró una tabla con el máximo desplazamiento de entrepiso de todos los edificios

en estudio comparándose éstos con la máxima deflexión permitida por el reglamento.

Al cumplir con dicha restricción, evitamos un considerable incremento de los momentos de segundo orden, que podrían provocar una falla frágil de la estructura debida a inestabilidad en columnas (pandeo) (5).

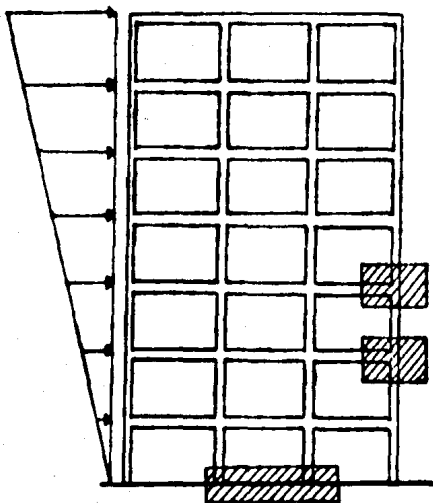
Debido al uso de un factor de ductilidad para la obtención de las acciones sísmicas, los desplazamientos máximos obtenidos para cada edificio, fueron multiplicados por dicho factor con el fin de obtener los desplazamientos reales cuando la estructura se encuentre ya en la zona de deformaciones inelásticas.

Revisión del Índice de Rotación Nodal

Dado el cambio de geometría y, por lo tanto de rigidez, tanto de trabes como de columnas, se hizo la revisión del índice de rotación nodal con el objeto de conocer si las diferentes estructuras tenían un comportamiento de "marco" lo cual ayudó en gran parte a la disminución de desplazamientos laterales a un costo menor que el obtenido al tener un comportamiento de "muro".

Obtención de las nuevas alturas de entrepiso.

Como consecuencia del incremento o disminución en el peralte de las traves, se encontraron para cada edificio unas nuevas alturas de entrepiso. Estas se obtuvieron considerando los 2.4 m. de altura libre más el peralte total de la trabe, obteniendo así la distancia total entre ejes de traves (8).



ZONAS EN DONDE GENERALMENTE SE PRESENTARON LOS ELEMENTOS MECÁNICOS DAÑADOS PARA TRAVES Y COLUMNAS BAJO LA CONDICIÓN DE CARGA VERTICAL MÁS SIENDO EN EDIFICIOS DE 6 Y 9 NIVELES.

TABLA DE ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS

OBTENIDOS DEL PRE-ANALISIS

(Carga Vertical y Sismo)

Edificio	(ton.m) M Col.	(Ton.m) M Trab	(Kg) V Trab	$\frac{\Delta_{max}}{Q}$	(Ton) P Col.	(0.016)h $\Delta_{maxperm}$
12-9-III	558	401	101461	1.2	1058	6.4
12-9-II	376	293	87819	0.9	1058	6.4
12-6-III	357	261	83185	0.8	683	6.4
12-6-II	241	214	75616	0.5	683	6.4
12-3-III	154	167	67890	0.44	335	6.4
12-3-II	104	152	65636	0.30	335	6.4
10-9-III	333	246	62376	1.29	690	6.1
10-9-II	225	178	48942	0.90	690	6.1
10-6-III	170	155	57074	0.70	463	6.1
10-6-II	143	126	51259	0.60	463	6.1
10-3-III	92	95	45604	0.42	223	6.1
10-3-II	62	86	43687	0.33	223	6.1
8-9-III	205	129	44961	1.09	422	5.6
8-9-II	139	101	46381	0.70	422	5.6
8-6-III	130	80	35784	0.69	282	5.6
8-6-II	88	64	32020	0.46	282	5.6
8-3-III	54	46	27873	0.37	134	5.6
8-3-II	36	42	26725	0.25	134	5.6
6-9-III	118	74	33609	1.3	246	5
6-9-II	79	55	27262	0.9	246	5
6-6-III	75	48	25252	0.8	160	5
6-6-II	51	37	21498	0.6	160	5
6-3-III	33	25	17660	0.5	74	5
6-3-II	22	21	16427	0.3	74	5

Edificio	(ton.m) M Col.	(ton.m) M Trab	Kg V Trab	$\frac{\Delta m x}{Q}$	(Ton) P Col.	(0.016)h Δm_{xperm}
5-9-III	76	47	25264	1.50	172	4.8
5-9-II	51	35	20285	1.00	172	4.8
5-6-III	48	31	18679	0.90	112	4.8
5-6-II	33	23	15733	0.60	112	4.8
5-3-III	20	15	12698	0.41	51	4.8
5-3-II	14	13	11575	0.30	51	4.8
4-9-III	48	28	18306	1.8	114	4.6
4-9-II	31	21	14517	1.13	114	4.6
4-6-III	29	18	-11945	1.00	74	4.6
4-6-II	20	14	11033	0.70	74	4.6
4-3-III	12	9	8687	0.42	33	4.6
4-3-II	8	7	7979	0.32	33	4.6

A continuación se presentan los resultados obtenidos del redimensionamiento para edificios con claros entre columnas de 6 metros.

Claro = 6 m.

Edificio	Sección Trabes	Sección Columnas	Longitud Columnas	I trabes cm ⁴	I colum- nas	Indice de Rotación N
6-9-III	(40x85)	(75x75)	325	2,047,083	2,636,719	0.34
6-9-II	(40x75)	(65x65)	315	1,406,250	1,487,552	0.40
6-6-III	(35x75)	(65x65)	315	1,230,469	1,487,552	0.35
6-6-II	(35x65)	(55x55)	305	800,989	762,552	0.43
6-3-III	(30x60)	(50x50)	300	540,000	520,833	0.41
6-3-II	(30x55)	(45x45)	295	415,938	341,719	0.48

2) Valuación de Fuerzas Sísmicas

De la misma manera que en el preanálisis, se utilizó el Método de Análisis Estático para la obtención de las fuerzas sísmicas, utilizando el coeficiente sísmico que corresponde al terreno de desplante del edificio en estudio y un factor de ductilidad de 4.

De igual manera que para el preanálisis, se obtuvieron las fuerzas cortantes debidas a los efectos de torsión para cada uno de los edificios en estudio.

Con el fin de poder tener una idea de la variación de las fuerzas sísmicas con respecto a la masa del edificio, se presenta a continuación una relación de los resultados obtenidos.

Edificios 9 Niveles Zona III

9-III	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	10183	1018
Claro = 10 m.	6782	678
Claro = 8 m.	3895	390
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>		
Claro = 6 m.	8062	806
Claro = 5 m.	5493	549
Claro = 4 m.	3499	350

Edificios 9 Niveles Zona II

9-II	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	9423	636
Claro = 10 m.	5398	364
Claro = 8 m.	3654	247

Claro = 6 m.	7616	514
Claro = 5 m.	5086	343
Claro = 4 m.	3306	223

Edificios 6 Niveles Zona III

6-III	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	6015	602
Claro = 10 m.	3952	395
Claro = 8 m.	2275	228

Claro = 6 m.	4874	487
Claro = 5 m.	3282	328
Claro = 4 m.	2099	210

Edificios 6 Niveles Zona II

6-II	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	5827	393
Claro = 10 m.	3743	185
Claro = 8 m.	2192	148
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>		
Claro = 6 m.	4630	313
Claro = 5 m.	3186	215
Claro = 4 m.	2025	137

Edificios 3 Niveles Zona III

3-III	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	2658	266
Claro = 10 m.	1666	167
Claro = 8 m.	983	98
<hr style="border-top: 1px dashed black;"/>		
Claro = 6 m.	2090	209
Claro = 5 m.	1400	140
Claro = 4 m.	887	89

Edificios 3 Niveles Zona II

3-II	Masa total (Ton.)	Fuerza cortante total en la base (Ton.)
Claro = 12 m.	2551	172
Claro = 10 m.	1614	109
Claro = 8 m.	970	65

Claro = 6 m.	2046	138
Claro = 5 m.	1385	93
Claro = 4 m.	861	58

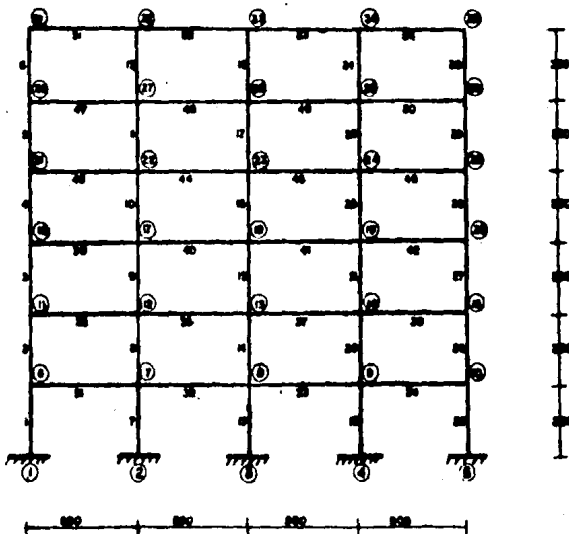
La fuerza cortante total en la base, está dividida entre el factor de ductilidad (en este caso $Q=4$), por lo que las fuerzas para las cuales el edificio se mantendría en el rango elástico, si se efectuara un diseño con tales, serían dichas fuerzas multiplicadas por el factor de ductilidad correspondiente (8).

Los pesos mostrados corresponden a las cargas muertas más la carga viva instantánea indicada en las normas de emergencia del Reglamento del D.F. (9).

3) Análisis Estructural Definitivo.

El análisis estructural definitivo se efectuó con las fuerzas sísmicas obtenidas anteriormente y las secciones redimensionadas de traveses y columnas.

A continuación se presenta un ejemplo de dicho análisis:



MARCO TÍPICO
EDIFICIO 5 - 6 - III

ANALISIS MARCO 5-6-111

ARCHIVO DE DATOS: MARCO 5-6-111

E=1.41421E+09 W=565640000

BARRAS=54 # MUROS=35 # BARRAS TIPICAS=2

CONDICIONES DE CARGA=3 # MDL=90 ANCHO BARRA=18

BARRAS TIPICAS

BARRA TIPO 1

LONGITUD 3
ANGULO 90
A. AXIAL .36
A. CORTE .36
INERCIA .0108

BARRA TIPO 2

LONGITUD 3
ANGULO 0
A. AXIAL .125
A. CORTE .125
INERCIA 2.60417E-03

APYLOS	RESTRICION
MURO	X Y Z
1	5 5 5
2	5 5 5
3	5 5 5
4	5 5 5
5	5 5 5

INCIDENCIA DE BARRAS

BARRA	TIPO	MUROS
1	1	1 - 4
2	1	6 - 11
3	1	11 - 16
4	1	16 - 21
5	1	21 - 26
6	1	26 - 31
7	1	2 - 7
8	1	7 - 12
9	1	12 - 17
10	1	17 - 22
11	1	22 - 27
12	1	27 - 32
13	1	3 - 8
14	1	8 - 13
15	1	13 - 18
16	1	18 - 23
17	1	23 - 28
18	1	28 - 33
19	1	4 - 9
20	1	9 - 14
21	1	14 - 19
22	1	19 - 24
23	1	24 - 29
24	1	29 - 34
25	1	5 - 10
26	1	10 - 15
27	1	15 - 20
28	1	20 - 25
29	1	25 - 30
30	1	30 - 35

46	:
47	:
48	:
49	2
50	2
51	2
52	:
53	:
54	1
	1

Los elementos mecánicos y desplazamientos son:

31	2	6 - 7
32	2	7 - 8
33	1	8 - 9
34	2	9 - 10
35	2	11 - 12
36	2	12 - 13
37	2	13 - 14
38	2	14 - 15
39	2	16 - 17
40	2	17 - 18
41	1	18 - 19
42	2	19 - 20
43	2	21 - 22
44	2	22 - 23
45	2	23 - 24
46	2	24 - 25
47	2	26 - 27
48	2	27 - 28
49	2	28 - 29
50	2	29 - 30
51	2	31 - 32
52	2	32 - 33
53	2	33 - 34
54	2	34 - 35

CONDICIONES DE CARGA 0 1 ARCHIVO: MARCO 5-6-111.C1

CARGAS EN MUDOS

MUDO	F1	FY	F2
31	15336	0	0
26	21820	0	0
21	17454	0	0
16	13092	0	0
11	8720	0	0
6	4364	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : M= 1140 A= 0
 CARGA TIPO 2 : M= 1669 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2
42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

CONDICIONES DE CARGA 2 ARCHIVO:BARCO 5-6-III.C2

CARGAS EN NUDOS

NUDO	F1	F2	F3
31	1560	0	0
26	21401	0	0
21	17121	0	0
16	12040	0	0
11	8560	0	0
6	4790	0	0

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : N= 2047 A= 0
 CARGA TIPO 2 : N= 3072 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2
42	2
43	2
44	2
45	2
46	2
47	2
48	2
49	2
50	2
51	1
52	1
53	1
54	1

CONDICIONES DE CARGA 3 ARCHIVO:BARCO 5-6-III.C3

CARGAS EN BARRAS

CARGA TIPO 1 : N= 2123 A= 0
 CARGA TIPO 2 : N= 4047 A= 0

INCIDENCIA DE CARGAS TÍPICAS

BARRA	CARGA TIPO
31	2
32	2
33	2
34	2
35	2
36	2
37	2
38	2
39	2
40	2
41	2

ANÁLISIS MARCO 5-A-111

DESPLAZAMIENTOS (x 1000) CONDICIONES I

NÚM.	DESP. X	DESP. Y	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	9,295	.006	-4,743
7	9,230	-.707	-4,230
8	9,210	-.701	-4,243
9	9,169	-.775	-4,219
10	9,105	-.348	-4,503
11	26,609	.151	-5,726
12	26,412	-.513	-5,213
13	26,27	-.512	-5,186
14	26,171	-.502	-5,157
15	26,118	-.466	-5,316
16	44,442	.188	-5,293
17	44,127	-.493	-4,824
18	43,898	-.693	-4,799
19	43,756	-.682	-4,78
20	43,697	-.806	-5,080
21	59,66	.199	-4,192
22	59,73	-.823	-3,801
23	59,922	-.823	-3,776
24	59,731	-.812	-3,78
25	59,862	-1,031	-3,984
26	78,679	.196	-2,738
27	78,192	-.904	-2,526
28	69,841	-.908	-2,513
29	69,618	-.895	-2,513
30	69,52	-1,113	-2,615
31	77,307	.193	-1,765
32	76,851	-.937	-1,449
33	76,317	-.942	-1,438
34	76,315	-.928	-1,444
35	76,295	-1,145	-1,602

ELAB. MECANICOS EN MARCAS CONDICIONES I

I	RIAL I	RI	RIJ	VI	VJ
1	-14622,657	44254,879	-4029,671	13608,602	-13608,603
2	-11161,370	19991,723	9982,275	9991,999	-9992
3	-6130,854	9925,622	14335,083	8087,035	-8087,036
4	-1894,249	3386,059	14783,581	6121,346	-6121,347
5	482,82	-1823,531	13182,36	3852,943	-3852,944
6	469,429	-6195,242	3808,801	-765,481	765,48
7	47804,483	48265,864	4912,877	17725,247	-17726,248
8	39155,814	32151,449	22425,182	18192,21	-18192,211
9	30574,833	22643,025	26608,929	15417,318	-15417,319
10	22106,734	14852,946	25267,659	13373,535	-13373,536
11	13754,401	7142,193	20126,164	9089,452	-9089,453
12	5591,081	981,906	11945,054	4309,253	-4309,254
13	47561,650	48032,419	4837,66	17623,359	-17623,36
14	39183,94	31737,181	22133,423	17954,810	-17956,819
15	36801,85	22602,517	26555,068	16385,862	-16385,863
16	22423,124	14834,315	75238,673	13357,662	-13357,663
17	14047,95	7340,803	20701,88	9180,627	-9180,628
18	5497,857	1489,165	12430,067	4639,744	-4639,745
19	46557,694	47785,5	4834,472	17539,991	-17539,992
20	38513,327	31982,205	22244,334	18048,846	-18048,847
21	30193,171	22697,286	26638,722	16445,336	-16445,337
22	22226,643	14867,146	25257,375	13373,173	-13373,174
23	13974,983	7330,118	20621,734	9118,95	-9118,951
24	5638,491	1608,32	12490,759	4699,693	-4699,694
25	62288,821	44693,004	-1144,114	14517,953	-14517,964

26	36429.215	23550.647	13235.773	12262.04	-12261.041
27	375.0.597	13384.954	17780.242	10589.412	-10589.413
28	2693.741	7007.544	19211.231	8464.258	-8464.259
29	13719.649	1933.952	15868.054	5934.603	-5934.604
30	5401.149	-1490.399	8608.713	2472.771	-2472.772
31	947.594	-15954.053	-22204.741		-3461.259
32	1413.539	-14859.580	-21790.863		-3157.591
33	1747.687	-14785.879	-21702.804		-3124.873
34	2253.923	-15033.796	-22430.234		-3315.504
35	4823.035	-19907.898	-26107.326		-5030.545
36	9048.143	-18940.083	-25074.434		-4794.564
37	9477.136	-18641.567	-25780.301		-4757.474
38	1073.827	-19133.321	-26629.748		-4982.318
39	11126.311	-17915.943	-24179.601		-4245.609
40	8602.524	-17282.276	-24197.776		-4125.511
41	5054.322	-17191.55	-24119.874		-4089.765
42	1987.133	-17385.596	-24787.787		-4262.287
43	15187.598	-13160.052	-19537.774		-2356.045
44	10903.516	-12782.081	-19789.079		-2359.732
45	6726.48	-12789.599	-19720.691		-2329.558
46	2872.255	-12841.804	-20145.184		-2428.698
47	12201.575	-1077.118	-13718.429		13.38
48	12421.372	-7389.644	-14324.366		-170.29
49	7880.495	-7564.741	-14321.742		-165.197
50	3461.231	-7313.314	-14417.659		-173.695
51	16121.476	-3808.802	-8894.05	469.429	5230.57
52	11812.22	-3851.806	-8585.636	362.511	5337.488
53	7172.467	-3844.433	-8603.725	360.368	5339.631
54	2872.771	-3887.036	-8668.714	298.83	5401.149

11806.256
11507.59
11469.672
11666.505
13378.544
13138.563
13182.473
13327.317
12591.500
12464.31
12434.784
12607.256
10712.844
10704.731
10474.257
10773.897
8331.609
8515.289
8510.196
8518.694

ANALISIS MARCO 5-6-111

DESPLAZAMIENTOS (x 1000) COMBINACIONES 2

ORDO	DESPL. X	DESPL. Y	DIRC
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	9.801	-0.996	-4.79
7	9.849	-0.831	-4.175
8	9.941	-0.632	-4.161
9	9.805	-0.675	-4.139
10	8.956	-0.541	-4.318
11	26.09	-0.179	-5.702
12	25.902	-1.146	-5.118
13	25.744	-1.15	-5.806
14	25.671	-1.136	-5.463
15	25.619	-0.981	-5.323
16	43.385	-0.258	-3.276
17	41.277	-1.545	-4.735
18	43.054	-1.533	-4.705
19	42.916	-1.534	-4.685
20	42.861	-1.331	-4.961
21	58.509	-0.329	-4.199
22	58.089	-1.831	-3.734
23	57.789	-1.842	-3.703
24	57.664	-1.82	-3.682
25	57.538	-1.535	-5.82
26	69.337	-0.379	-2.791
27	68.849	-2.002	-2.488
28	68.494	-2.017	-2.464
29	68.272	-1.993	-2.454
30	68.17	-1.663	-2.499
31	75.905	-0.391	-1.827
32	75.617	-2.061	-1.445
33	75.045	-2.071	-1.411
34	74.904	-2.052	-1.393
35	74.695	-1.785	-1.415

ELEM. MECANICOS EN BARRAS CONDICIONES 2

0	ANAL I	AI	AJ	VI	VJ		
1	16262.517	42298.187	-6059.904	12079.427	-12079.428		
2	14093.086	17193.048	7496.833	8229.916	-8229.916		
3	13409.549	7357.465	11692.178	6349.881	-6349.882		
4	11917.525	1109.931	12063.941	4397.957	-4397.958		
5	3558.98	-4004.904	10524.724	2106.473	-2106.474		
6	2871.114	-8187.512	1632.451	-2185.02	2185.019		
7	107058.611	47240.245	4735.045	17325.096	-17325.097		
8	87353.135	31595.921	21988.429	17861.45	-17861.451		
9	67796.134	22090.402	25997.024	16029.142	-16029.143		
10	96305.202	14438.318	24828.929	13022.415	-13022.416		
11	29112.242	6876.41	19558.685	8811.698	-8811.699		
12	10025.154	878.97	11501.071	4126.68	-4126.681		
13	107226.131	47108.943	4741.613	17284.495	-17284.496		
14	87832.156	31126.983	21707.815	17611.599	-17611.6		
15	48430.173	22168.076	26044.461	16070.845	-16070.846		
16	49636.046	14549.147	24753.578	13100.908	-13100.909		
17	29442.726	7199.685	19813.493	9904.059	-9904.06		
18	10266.132	1466.279	12190.84	4550.373	-4550.374		
19	105923.69	46964.223	4824.825	17263.016	-17263.017		
20	64625.011	31226.198	71823.13	17682.776	-17682.777		
21	47617.976	22378.309	26228.877	16201.729	-16201.73		
22	46496.337	14710.471	24926.115	13210.195	-13210.196		
23	29328.684	7317.251	19827.28	9046.31	-9046.311		
24	10669.696	1666.918	12465.203	4788.707	-4788.708		
25	91495.03	44944.278	985.341	15389.939	-15389.94		
26	74694.61	25513.832	15274.705	13596.179	-13596.18		
27	56406.186	15305.085	19806.014	11770.366	-11770.367		
28	37984.289	9274.635	26276.864	9850.3	-9850.301		
29	21377.464	4388.864	18167.84	7492.234	-7492.235		
30	1787.902	776.302	10801.024	3859.242	-3859.243		
31	430.333	-11133.144	-26419.703			2169.43	17190.589
32	966.882	-9911.265	-26024.204			2492.106	16867.093
33	1294	-9947.394	-25948.199			2520.801	16839.118
34	1713.76	-10107.826	-26499.374			2359.36	17000.639
35	3679.92	-14854.298	-30128.022			683.336	16276.963
36	4847.612	-13950.811	-30036.504			882.537	16477.462
37	3306.857	-13839.39	-29938.011			928.32	16435.479
38	1825.812	-14262.43	-30779.792			471.955	16480.644
39	18888.077	-12802.111	-28137.769			1492.024	17867.975
40	7881.346	-12297.575	-28387.642			1542.956	17817.043
41	4911.404	-12205.968	-28308.614			1577.083	17782.916
42	1919.866	-12629.735	-29080.651			1338.122	18021.877
43	18829.518	-8879.139	-23528.136			3358.345	16001.454
44	10610.881	-7977.205	-24045.273			3271.504	16088.495
45	6521.954	-7886.993	-23988.984			3304.874	16035.175
46	2358.266	-8248.484	-24585.731			3113.152	16286.842
47	17189.505	-2136.713	-17823.957			5687.866	13672.133
48	12424.862	-2613.701	-18711.579			5416.954	13785.845
49	7978.801	-2542.266	-18680.019			5431.547	13928.452
50	3632.992	-2983.181	-18944.584			5330.455	14029.544
51	17245.017	-1632.452	-9599.478	2871.114	7363.885		
52	13118.334	-1901.594	-10319.584			2661.288	7573.731
53	9567.933	-1811.277	-10314.218			2692.401	7542.598
54	3859.241	-2150.987	-10801.025			2527.097	7107.902

ANALISIS MARCO 5-4-111

DESPLAZAMIENTOS (E 1000) CONDICIONES 3

NUDO	DESPL.1	DESPL.2	GIRO
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	-0.044	-0.334	-0.175
7	-0.022	-0.695	2E-05

9	-1E-02	-1.45	0
10	.04	-334	-3E-03
11	-6E-03	-607	-.157
12	-6E-03	-1.191	-.01
13	5E-03	-1.191	6E-03
14	5E-03	-607	.156
15	-6E-03	-821	-.195
16	-3E-03	-1.607	-7E-03
17	-1E-03	-1.521	0
18	2E-03	-1.607	6E-03
19	3E-03	-.821	.154
20	-6E-03	-.974	-.157
21	-5E-03	-1.905	-.01
22	-1E-03	-1.922	0
23	6E-03	-1.905	6E-03
24	6E-03	-.974	.156
25	.01	-1.667	-.184
26	6E-03	-2.085	-.073
27	-1E-03	-2.105	0
28	-7E-03	-2.085	.022
29	-.011	-1.667	.183
30	.167	-1.099	-.234
31	.085	-2.166	-.046
32	-1E-03	-2.166	0
33	-.086	-2.166	.045
34	-.168	-1.099	.233

ELIM. MECANICOS EN BARRAS CONDICIONES 3

0	AAIAL I	RI	RJ	VI	VJ
1	56516.562	-2003.749	-3818.538	-1940.761	1940.76
2	46439.654	-4378.149	-4157.873	-2845.341	2845.34
3	36284.427	-4309.579	-4292.946	-2867.508	2867.507
4	26015.403	-4358.098	-4369.209	-2909.103	2909.102
5	15719.595	-4399.846	-4674.523	-3024.79	3024.789
6	5428.345	-4672.973	-4586.528	-2886.5	2886.5
7	111118.961	-177.988	-152.969	-110.319	110.318
8	90839.685	116.341	-14.509	31.917	-31.918
9	70667.638	-217.553	-188.469	-135.341	135.34
10	50565.604	-241.131	-266.804	-169.312	169.311
11	30510.882	-274.521	-408.64	-227.721	227.72
12	10462.291	-95.539	-327.497	-141.012	141.011
13	111880.955	-1E-03	0	-1E-03	0
14	91661.322	-1E-03	-1E-03	-1E-03	0
15	71815.87	-1E-03	-1E-03	-1E-03	0
16	51178.385	-1E-03	-1E-03	-1E-03	0
17	36359.043	-1E-03	-1E-03	-1E-03	0
18	16678.725	0	0	0	-1E-03
19	111118.961	177.987	152.968	110.318	-110.319
20	90839.685	-110.342	14.508	-31.918	31.917
21	70667.638	217.552	188.468	135.34	-135.341
22	50565.604	241.13	266.803	169.311	-169.312
23	30510.882	274.52	408.639	227.72	-227.721
24	10462.291	95.538	327.496	141.011	-141.012
25	56516.562	2003.748	3818.533	1940.76	-1940.761
26	46439.654	4378.148	4157.872	2845.34	-2845.341
27	36284.427	4309.578	4292.945	2867.507	-2867.508
28	26015.403	4358.097	4369.209	2909.102	-2909.103
29	15719.595	4399.845	4674.522	3024.789	-3024.79
30	5428.345	4672.972	4586.528	2886.5	-2886.501
31	-904.58	8196.682	-6399.642	10076.908	-10158.091
32	-782.344	8442.269	-8423.951	10121.183	-10115.816
33	-762.344	8423.85	-8442.27	10113.816	-10121.183
34	-934.58	8359.641	-9196.683	10158.091	-10076.908
35	-22.156	8467.45	-8178.917	10175.226	-10059.773
36	-189.426	8410.957	-8437.089	10112.273	-10122.726
37	-189.426	8437.088	-8410.958	10122.726	-10112.273
38	-27.168	9178.916	-9467.451	10059.773	-10175.226
39	-41.595	8651.042	-7993.423	10249.021	-9985.875

40	177,566	847,027	-9429,233	10116,742	10116,742
41	174,566	842,117	-9425,621	10116,742	10116,257
42	171,566	837,207	-9422,010	9955,976	10246,923
43	168,566	832,297	-9418,399	10295,807	9919,192
44	165,566	827,387	-9414,788	10116,742	13114,67
45	162,566	822,477	-9411,177	10116,67	13115,159
46	159,566	817,567	-9407,566	9939,192	10295,807
47	156,566	812,657	-9403,955	10251,25	9947,719
48	153,566	807,747	-9400,344	10104,841	10176,158
49	150,566	802,837	-9396,733	10130,158	10174,841
50	147,566	797,927	-9393,122	9943,745	10291,25
51	144,566	793,017	-9389,511	9426,745	5186,654
52	141,566	788,107	-9385,900	5275,636	5239,363
53	138,566	783,197	-9382,289	5339,363	5275,636
54	135,566	778,287	-9378,678	5186,654	5426,345

CAPITULO V

DISEÑO ESTRUCTURAL Y RESUMEN DE RESULTADOS

1) Valores de Diseño y Diseño de Trabes.

Con el fin de que no se presenten demandas de ductilidad fuertes en una estructura, es recomendable que ningún elemento se encuentre "sobre diseñado", es decir, que existan elementos diseñados con un esfuerzo resistente mucho mayor al actuante mientras que otros tengan su esfuerzo resistente semejante al actuante (aunque siempre mayor el resistente).

Por tal razón, se obtuvieron valores de diseño máximos por cada 3 niveles de cada edificio en estudio, tanto para trabes como para columnas.

En el caso de las trabes, fueron diseñadas por flexión revisándose después por cortante y adherencia, no existiendo fuerzas de torsión apreciables.

Los momentos flexionantes y fuerzas cortantes de diseño, se obtuvieron del análisis estructural definitivo tanto para carga permanente como para carga accidental escogiéndose los valores máximos por cada 3 niveles de altura.

El diseño se efectuó por el método de esfuerzos de tra-
 bajo corrigiéndose la sección de la trabe cuando se requi-
 rió con el fin de obtener un momento resistente semejante -
 al actuante pero siempre mayor.

Para ello se utilizaron las siguientes fórmulas:

Momento resistente

$$M_R = \bar{K} b d^2$$

Area de acero necesaria en tensión

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Esfuerzo del acero en compresión

$$f_{sc} = \frac{Kd - d'}{Kd} (2n - 1) f_c$$

Area de acero en compresión

$$A'_s = \frac{M - M_R}{f_{sc}(d-d')}$$

Area de acero mínimo por flexión

$$A_{sf} = 0.0035 bd$$

Area de acero mínimo por temperatura

$$A_{st} = 0.0018 \text{ bd}$$

Separación de estribos por temperatura

$$S = \frac{2A_e}{0.0015b}$$

Fuerza cortante máxima resistente

$$V_R = 1.32 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

Fuerza cortante máxima tomada por el concreto

$$V_C = 0.29 \sqrt{f'c} \text{ bd}$$

Separación de estribos

$$Sep = \frac{2 A_e f_y d}{V - V_C - wd}$$

donde:

j, \bar{k}, K = constantes elásticas

M = momento flexionante actuante

d = peralte efectivo

d' = recubrimiento superior

- b = ancho de la trabe
 A_e = área del estribo
 w = carga uniformemente repartida
 V = fuerza cortante actuante

Ejemplo de Diseño de Trabe

Trabe Edificio 8-6-III Niveles 4-5-6

Sección 45 x 85

$$W_S = 7322 \text{ Kg/m}$$

$$W_S = 7322 \text{ Kg/m}$$

$$W_V = 7742 \text{ Kg/m}$$

$$W_V = 7742 \text{ Kg/m}$$

Mv	-42757	21655	-37852	-37852	21655	-42757
M+S→	-4805	25744	-69898	-2586	25303	-75182
M+S←	-75182	25303	-2586	-69898	25744	-4805
M+S→/1.33	-3613	19356	-52555	-1944	19025	-56528
M+S←/1.33	-56528	19025	-1944	-52555	19356	-3613
Vv	31581		30354	30354		31581
V+S→	21151		37424	20213		38362
V+S←	38362		20213	37424		21151
V+S→/1.33	15903		28138	15198		28844
V+S←/1.33	28844		15198	28138		15903
M _{Ridge}	-56528	0	-52555		0	-56528
	0	21655	0		21655	0

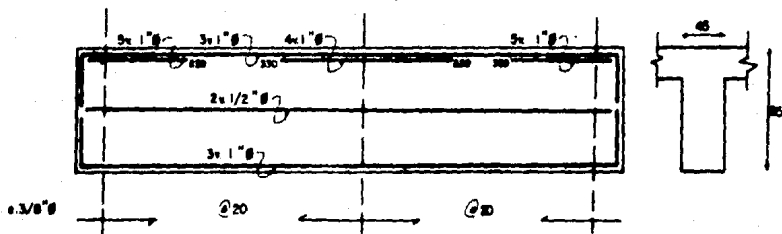
$$W_B = 7322 \text{ Kg/m}$$

$$W_V = 7742 \text{ Kg/m}$$

$$W_S = 7322 \text{ Kg/m}$$

$$W_V = 7742 \text{ Kg/m}$$

V_{Rige}	31581		30354		31581
(-) $A_B \uparrow$	39.6	0	36.8		39.6
(-) $A_B \downarrow$	13.2	0	12.3		13.2
(+) $A_S \uparrow$	0	5.1	0	5.1	0
(+) $A_S \downarrow$	0	15.2	0	15.2	0
Rige $\left\{ \begin{array}{l} A_S \uparrow \\ A_S \downarrow \end{array} \right.$	39.6	5.1	36.8	5.1	39.6
	13.2	15.2	12.3	15.2	13.2
Sepe 3/8"		@ 20		@ 20	



donde:

M_v = momento debido a carga vertical

$M+S$ = momento debido a sismo (la flecha indica el sentido del sismo)

V_v = fuerza cortante debida a carga vertical

$V+S$ = fuerza cortante debida a sismo

M_{rige} = momentos de diseño (valores máximos entre carga vertical y sismo)

V_{rige} = fuerzas cortantes de diseño

A_s = área de acero necesaria (el signo indica el signo del momento de donde proviene y la flecha el lecho en donde es requerida dicha área).

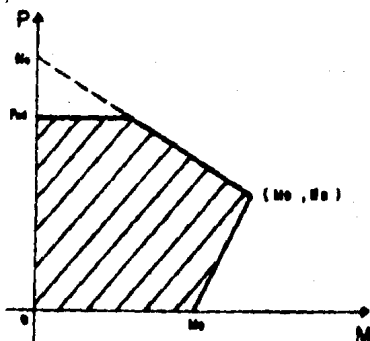
La longitud de los bastones se obtuvo sumando la longitud de desarrollo para la varilla en cuestión (reglamento D.F.) a la longitud donde se presenta el momento a resistir por tal. Es decir, el baston se "corrió" una longitud de desarrollo más allá de donde no se requiere por flexión (punto de inflexión del diagrama de momentos flexionantes) (6).

El diseño de las 71 trabes restantes se efectuó de manera similar.

2) Valores de Diseño y Diseño de Columnas.

De la misma manera que para traveses, los elementos mecánicos para diseño de columnas, se obtuvieron para cada 3 niveles.

Dado que las columnas trabajan a flexocompresión, se obtuvo para el diseño una gráfica de interacción (P-M) que comprende los siguientes puntos característicos:



M_B, N_B = Momento y Carga Normal correspondientes a la falla balanceada

P_{adm} = Carga axial máxima permisible

M_o = Momento máximo permisible en flexión pura

N_o = Carga axial máxima en compresión pura

Dichos puntos se obtuvieron por medio de las fórmulas:

$$M_o = 0.40 A_s f_y (d-d')$$

$$P_{adm} = 0.85 A_y (0.25 f'_c + 0.40 f_y P_g)$$

$$C_b = (0.67 P_g m + 0.17) d$$

$$N_b = \left[1 - \frac{f_b}{F_b} \right] F_a A_g$$

$$f_b = \frac{N_b e_b h}{I}$$

$$F_b = 0.45 f'_c$$

$$F_a = 0.34 (1 + P_g m) f'_c$$

$$M_b = N_b e_b$$

$$N_o = F_a A_g$$

donde: A_s = área de acero en tensión

A_y = área de la sección transversal de la columna

d = peralte efectivo

e_b = excentricidad máxima

P_g = porcentaje de acero ($4\% \geq P_g \geq 1\%$)

m = cte

f_b = esfuerzo por flexión actuante

F_b = esfuerzo por flexión resistente

F_a = esfuerzo normal resistente

I = momento de inercia de la sección transformada

h = Ancho de la columna

En el caso de cargas accidentales, los esfuerzos resistentes de los materiales se incrementaron en un 33%, obteniéndose con estos valores la gráfica de interacción.

Posteriormente, se revisó que los elementos mecánicos actuantes se encontraran dentro de la gráfica.

El momento actuante utilizado es la suma del momento bajo carga vertical más el momento actuante bajo carga accidental, más el 30% del momento por carga accidental (reglamento D.F.) debiendo ser éste menor al momento resistente de la columna.

Ejemplo de diseño de columnas

Columna Edificio 4 - 6 - II Nivel 1-2-3

Sección (50 x 50)

Carga axial actuante = 148013 Kg (efectos accidentales)

Momento actuante = $M_v + M+S + 30\% M+S$

= 4256 + 15162 + 4549 = 23967 Kg.m

Los valores de la gráfica para un porcentaje de acero de 4% son:

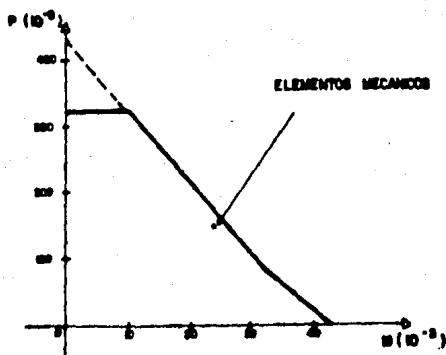
$$N_O = 425600 \text{ Kg.}$$

$$P_{adm} = 322193 \text{ Kg.}$$

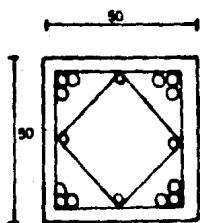
$$N_B = 85895 \text{ Kg.}$$

$$M_B = 30953 \text{ Kg.}$$

$$M_O = 42560 \text{ Kg}$$



Por lo que obtenemos:



$$A_s = 0.04 (50)^2 = 100 \text{ cm}^2 = 12 \text{ Vs } 1\frac{1}{2} \phi$$

$$A_{s \text{ temp}} = 0.0018 \frac{(50)^2}{2} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$e\frac{1}{2} \phi$ @ 50 cms en 2 ramas

La separación de los estribos se obtuvo de la menor de:

$\left\{ \begin{array}{l} 48 \phi \text{ (estribo)} \\ \text{mínima dimensión de la columna} \\ 16 \phi \text{ (varilla vertical)} \end{array} \right.$

reduciéndose a la mitad esta separación a 60 cms. de la unión trabe columna.

Con un área por estribo de $\frac{A_{SN}}{10}$

donde: A_{SN} = área de acero de un núcleo de varillas

De manera análoga, se efectuó el cálculo de las 71 columnas restantes.

Como en el caso de las trabes, fue necesario en algunos casos, modificar las dimensiones de la columna con el propósito de aumentar su resistencia.

3) Desplazamientos Laterales.

Del análisis estructural definitivo se obtuvieron los siguientes desplazamientos máximos de entrepiso, revisando

no sobrepasar el 0.016 de la altura de entrepiso que marca el reglamento del D.F.

Edificio	Desplazamiento Máximo (cm)	Edificio	Desplazamiento Máximo (cm)
12-9-III	40	6-9-III	34
12-9-II	35.2	6-9-II	30.8
10-9-III	35.6	5-9-III	33.2
10-9-II	25.6	5-9-II	31.6
8-9-III	35.6	4-9-III	32
8-9-II	29.6	4-9-II	28.4
12-6-III	22.8	6-6-III	20.4
12-6-II	18.80	6-6-II	20
10-6-III	22	5-6-III	20.8
10-6-II	17.6	5-6-II	17.6
8-6-III	21.2	4-6-III	18.8
8-6-II	17.6	4-6-II	16
12-3-III	7.68	6-3-III	6
12-3-II	7.68	6-3-II	7.6
10-3-III	8	5-3-III	8.4
10-3-II	8	5-3-II	7.2
8-3-III	7.6	4-3-III	7.6
8-3-II	5.6	4-3-II	7.2

Dimensiones Definitivas de Elementos Estructurales porEdificio

Edificio	Trabes	Columnas	Losas (cm)	Altura de entrepiso
12-9-III	70x150	(150x150)	42(a)	3.9
12-9-II	65x130	(135x135)	42(a)	3.7
10-9-III	65x130	(125x125)	37(a)	3.7
10-9-II	55x110	(110x110)	37(a)	3.5
8-9-III	50x105	(105x105)	31(a)	3.45
8-9-II	45x 95	(95x95)	31(a)	3.35
6-9-III	45x 95	(90x90)	13	3.35
6-9-II	40x 80	(80x80)	13	3.20
5-9-III	40x 80	(80x80)	11	3.20
5-9-II	35x 75	(70x70)	11	3.15
4-9-III	35x 70	(65x65)	9	3.10
4-9-II	30x 60	(60x60)	9	3
12-6-III	60x125	(125x125)	42(a)	3.65
12-6-II	55x115	(110x110)	42(a)	3.55
10-6-III	55x110	(105x105)	37(a)	3.5
10-6-II	50x105	(95x95)	37(a)	3.45
8-6-III	45x 85	(90x90)	31(a)	3.25
8-6-II	40x 80	(80x80)	31(a)	3.20

Edificio	Trabes	Columnas	Losas (cm)	Altura de entrepiso
6-6-III	40x 80	(75x75)	13	3.2
6-6-II	35x 70	(65x65)	13	3.1
5-6-III	35x 70	(65x65)	11	3.1
5-6-II	35x 65	(55x55)	11	3.05
4-6-III	30x 60	(55x55)	9	3
4-6-II	25x 55	(50x50)	9	2.95
12-3-III	50x110	(100x100)	42(a)	3.50
12-3-II	50x105	(90x90)	42(a)	3.45
10-3-III	45x 90	(80x80)	37(a)	3.30
10-3-II	40x 90	(75x75)	37(a)	3.30
8-3-III	35x 75	(65x65)	31(a)	3.15
8-3-II	35x 75	(60x60)	31(a)	3.15
6-3-III	35x 65	(55x55)	13	3.05
6-3-II	30x 60	(50x50)	13	3
5-3-III	30x 55	(50x50)	11	2.95
5-3-II	25x 55	(45x45)	11	2.95
4-3-III	25x 50	(45x45)	9	2.90
4-3-II	25x 50	(40x40)	9	2.90

Nota: (a) - indica losa aligerada

CAPITULO VI

CUANTIFICACION DE VOLUMENES DE

OBRA

Con el fin de tener una idea más o menos clara en lo que respecta al costo de la estructura y poder hacer también comparaciones posteriores, se efectuó el cálculo de volúmenes y pesos de los materiales que componen a los diferentes elementos estructurales de cada una de las estructuras en estudio.

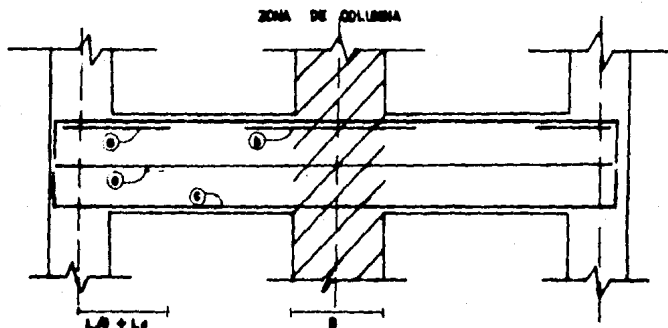
Para facilitar la cuantificación, se obtuvieron el peso del acero de refuerzo y el volumen de concreto por separado tanto para traveses como para columnas y losas.

Tanto en traveses como en columnas, se tomaron en consideración anclajes, longitudes de desarrollo en bastones y peso del refuerzo transversal.

A continuación se presentan las fórmulas empleadas y ejemplos de cálculo de volúmenes de acero de refuerzo en traveses y columnas.

1) Traveses:

Fórmulas empleadas en cuantificación de volúmenes de traveses.



$$\text{Volumen de Acero en Zona de Traveses} = [2(c+d+e)(L-B)] + [2(a+b)(L/4+Ld-B/2)] + [2(b-6)+2(h-6)](L-B)/@] Ae$$

$$\text{Volumen de Acero en Zona de Columnas} = [2(a+c+d+e)(B+12\phi)] + [(b+c+d)B]$$

donde: a, b, c, d, e = áreas de acero

Ae = área del estribo

Ld = longitud de desarrollo

B = ancho de columna

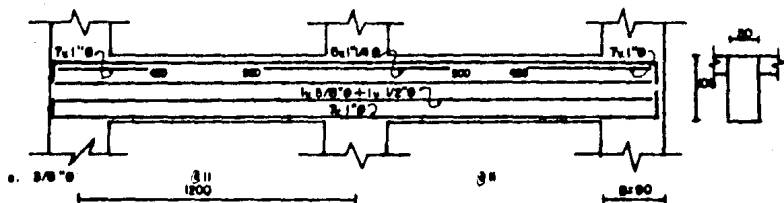
L = dimensión del claro

@ = separación entre estribos

b, h = dimensiones de la trabe

Ejemplo de Cuantificación de Acero de Refuerzo en Trabes:

Edificio 12-3-II



datos: $a = 35.5$ $L_d = 198$ $A_e = 0.71$
 $b = 47.5$ $B = 90$ $@ = 11$
 $c = 35.5$ $L = 1200$
 $d = 20.3$ $bxh = 50 \times 105$
 $e = 3.3$ $\phi = 3.18$

Utilizando las fórmulas previamente presentadas obtenemos:

Volumen de acero de refuerzo en zona de columna por trabe = 0.0336 m^3

Volumen de acero de refuerzo en zona de trabe = 0.25 m^3

Volumen total de acero por trabe = 0.2836 m³

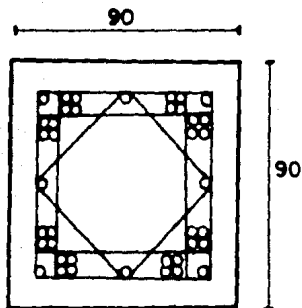
Peso de acero por trabe = 2226.3 Kg.

Peso de acero en traves en total = 40073 Kg

2) Columnas

Obtención de Volúmenes de Acero de
Refuerzo en Columnas

Ejemplo: edificio 12-3-II



Armado = 16 Vs 1 1/4" + 16 Vs 1 1/4"
+ 4 Vs 1"φ

Armado por temp. = 4 Vs 3/4"φ

Estribos 1/2" @40 cms en 3 series

Area de Acero vertical = 340 cms²

Area de Acero transversal =

7.62 cms

Altura de la columna (a eje de trabe) = .345 m.

∴ Volumen de acero = $340(345)(1 \times 10^{-6}) + \frac{3.84(4)(76)}{1 \times 10^6} = 0.1185 \text{ m}^3$
por columna

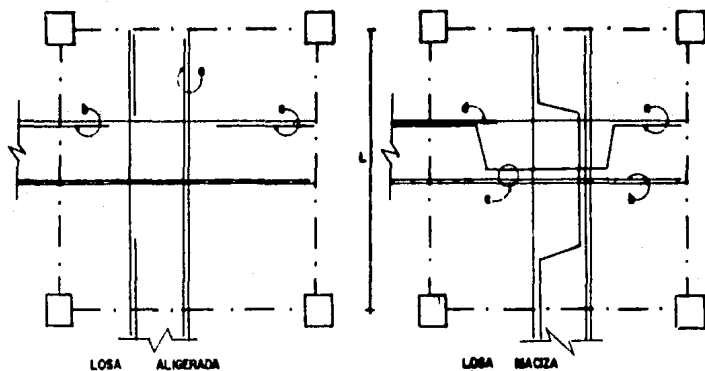
$$\begin{aligned} \text{Volumen de acero total} &= (0.1185)(3)(9) &&= 3.19 \text{ m}^3 \\ \text{Peso total de acero de refuerzo en columnas} &&&= 25042 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Nota: La longitud de los estribos se tomó como el promedio de las longitudes de todas las series en la columna de estudio.

3) Losas

Obtención de Volúmenes de Obra en Losas

Para el cálculo de volúmenes de acero de refuerzo en losas, se utilizaron las siguientes fórmulas:



Losas Aligeradas:

$$\text{Volumen de Acero por tablero} = [L(a)+(b+c) \frac{L}{4}] 2x \frac{L-b}{S}$$

donde: a, b, c = áreas de acero

L = longitud del claro

S = separación entre nervaduras

b = ancho promedio de trabe

Ejemplo claro = 12 m.:

$$\text{Vol} = [(5.7)(1200)+3.96(300)+(10.03)(300)] 2x \frac{1080}{55} \Rightarrow 0.466 \text{ m}^3$$

Peso acero por losa = 14632 kg

Losas macizas:

$$\text{Volumen de Acero por tablero} = [L^2/b + \frac{L}{a} (L+2 \sqrt{2h}) + (L/4) (L/d)] 2 \phi$$

donde: L = longitud del claro

a, b, c, d = separaciones (en cm)

h = peralte de losa

ϕ = área de la varilla

Ejemplo claro = 6 m:

$$\text{Vol} = 600^2/56 + (600/56) (640) + (600/18) (150)] 2 \Rightarrow 0.094 \frac{\text{m}^3}{\text{tablero}}$$

Peso acero total por losa = 0.094(16)(7850) = 11806 kg

Teniendo así todos los volúmenes y pesos de acero de refuerzo, se procedió a efectuar el cálculo de volúmenes totales de concreto reforzado con el fin de obtener volúmenes de concreto sin refuerzo efectuando la resta de volúmenes.

Ejemplo:

Edificio 12 - 3 - III

Volumen de trabes (descontando volumen común con losas y columnas).

$$\begin{aligned}
 &= (b \times h) (L-B) (N_o) && b \times h = \text{dimensiones de la trabe} \\
 &= (50 \times 105) (12-90) (36) && L = \text{longitud del claro} \\
 &= 209.79 \text{ m}^3 && B = \text{ancho de la columna} \\
 &&& N_o = \text{No de claros totales}
 \end{aligned}$$

Volumen de concreto reforzado en columnas

$$\begin{aligned}
 &= [(B)^2 (H) N_N + (B)^2 (h)] N_c && H = \text{altura de entrepiso (a} \\
 &&& \text{ejes de trabe)} \\
 &= [90^2 (345) (3) + (90)^2 (105)] 9 && N_N = \text{número de niveles} \\
 &\Rightarrow 83.11 \text{ m}^3 && N_c = \text{número de columnas}
 \end{aligned}$$

El volumen de concreto reforzado por metro cuadrado en losas se obtuvo dentro del cálculo de cada losa siendo en este caso: $0.224 \text{ M}^3/\text{m}^2$.

∴ Volumen de concreto reforzado en losas =

$$0.224 (1200-60)^2 (3) (4) = 349.3 \text{ m}^3$$

∴ Volumen total de acero

$$= 5.10 + 1.86 + 3.19 = 10.15 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen de concreto} = (349.3 + 83.11 + 209.79) - 10.15$$

$$\text{sin refuerzo} = 632.05 \text{ m}^3$$

$$\text{Peso total de acero} = 79.68 \text{ m}^3 (7850) = 625488 \text{ Kg}$$

De manera similar se efectuó el cálculo de los 35 restantes edificios, obteniendo los siguientes resultados:

Resumen de Pesos de Acero de Refuerzo
y Volúmenes de Concreto (Claros largos)

Edificio	Acero [Ton]	Concreto [ms] ³	Peso Total [Ton]
12-9-III	563.56	2827.5	6501
12-9-II	450.46	2530.4	5764.3
10-9-III	328.94	1831.3	4174.7
10-9-II	269.34	1490.3	3398.3
8-9-III	197.72	928	2146.5
8-9-II	156.12	857.7	1957.3
12-6-III	266.04	1570.8	3564.7
12-6-II	240.14	1408.9	3198.8
10-6-III	168.56	979.8	2226.1
10-6-II	137.16	893.38	2013.3
8-6-III	95.48	525.3	1198.6
8-6-II	77.38	470.78	1066
12-3-III	115.32	656.8	1494.6
12-3-II	79.68	627.7	1397.9
10-3-III	66.98	383.9	873.1
10-3-II	62.98	362.7	824.7
8-3-III	37.14	203.4	464.3
8-3-II	36.34	198.20	452.6

Resumen de Pesos de Acero de Refuerzo
y Volúmenes de Concreto (Claros cortos)

Edificio	Acero [ton]	Concreto [ms ³]	Peso Total [Ton]
6-9-III	433.2	2029.01	4694.1
6-9-II	324.8	1628.8	3745.3
5-9-III	291.7	1264.28	2946.7
5-9-II	286.1	1068.9	2530.8
4-9-III	198.2	749.81	1772.8
4-9-II	159.7	625.3	1472.8
6-6-III	233.5	1053	2444.8
6-6-II	196.6	891.8	2069.4
5-6-III	173	666.12	1571.9
5-6-II	135.4	598.12	1391.5
4-6-III	104.2	396.8	937.5
4-6-II	89.3	336.5	796
6-3-III	91.2	410.37	953
6-3-II	77.9	368.1	850.7
5-3-III	64.50	273.4	638.6
5-3-II	58.3	229.5	540.3
4-3-III	43.1	153.57	365.6
4-3-II	35.2	145.47	340.7

CONCLUSIONS.

CONCLUSIONES

Con el fin de poder apreciar objetivamente las conclusiones que resultan de la presente tesis, haré, a continuación, un breve resumen de los criterios y procedimientos de obtención de los datos de donde éstas se derivan:

Se analizaron en total 36 edificios con claros de 12, 10 y 8 metros entre columnas para ser comparados con claros de 6, 5 y 4 metros respectivamente en zona III y en zona II y con 3, 6 y 9 niveles para cada caso, estructurados mediante marcos planos ortogonales de concreto reforzado sin interacción alguna de muros.

La estructuración y geometría de todos los edificios se basó en los "Criterios de estructuración antisísmica" con el propósito de hacer extensivo este estudio a edificios situados en zona sísmica estructurados con estos criterios.

Dado que el sistema de piso a base de losas de concreto fue considerado como un diafragma rígido que distribuye las fuerzas sísmicas a los marcos, se efectuó el diseño de éstas, considerando que los elementos mecánicos ocasionados

por efectos sísmicos deberán ser resistidos únicamente por las trabes y columnas.

Debido a los criterios de estructuración antes presentados, resultó ser conveniente utilizar losas aligeradas con casetones de espuma de poliestireno en los claros de 12, 10 y 8 metros, mientras que en los claros restantes se utilizaron losas macizas también perimetralmente apoyadas en las trabes.

Teniendo ya el diseño de losas, se procedió a efectuar un prediseño realizando un dimensionamiento previo de secciones transversales de trabes y columnas y con esto, el cálculo de las fuerzas sísmicas mediante el "Método de Análisis Estático para el Cálculo de Acciones Sísmicas" adicionándole las fuerzas cortantes originadas por los efectos de torsión.

El pre-análisis estructural se efectuó con apoyo de procesamiento electrónico, haciendo un redimensionamiento de las secciones transversales de trabes y columnas, con los resultados arrojados por tal pre-análisis (utilizándose para esto los elementos mecánicos máximos).

Con las nuevas secciones obtenidas, se calcularon por segunda vez, las fuerzas cortantes sísmicas que incluyen el

cortante directo y cortante por torsión, realizándose con esto el análisis estructural definitivo también con apoyo de procesamiento electrónico.

Habiendo seleccionado los elementos mecánicos máximos para cada 3 niveles de todos los edificios, se efectuó el diseño estructural de trabes y columnas mediante el método de "Esfuerzos de Trabajo" diseñándose un total de 72 trabes y 72 columnas. Y, con el fin de obtener más criterios de decisión, se calculó posteriormente el volumen de concreto y el peso del acero de refuerzo de todos los edificios, llegando a las siguientes conclusiones:

Comportamiento Sísmico.

En sistemas de uno a más grados de libertad, se generarán 3 tipos de fuerzas al entrar éstos en oscilación:

- a) La fuerza de inercia que, de acuerdo con el principio de D'Alambert, es proporcional a la masa y a la aceleración que ésta sufre.

- b) La fuerza que se genera en las columnas por su rigidez lateral al tratar de ser desplazadas con respecto al terreno y que es proporcional al desplazamiento.

c) La fuerza de amortiguamiento, que trata de reestablecer el equilibrio de la estructura en vibración y que es proporcional a la velocidad de la masa.

- Relacionando los resultados obtenidos entre edificios con claros largos (12, 10, 8 m.) y claros cortos (6, 5 y 4 m), podemos observar que dado que el promedio de incremento de la masa es de un 40% y el incremento en desplazamientos es de 11% de los claros largos con respecto a los claros cortos, las fuerzas sísmicas serán siempre mayores en los primeros.

- En cuestión de desplazamientos laterales máximos, la diferencia entre éstos, en edificios construidos en Zona III y los mismos pero en Zona II, resultó no rebasar nunca el 20% en claros cortos, mientras que en claros largos la diferencia llegó a ser hasta de un 40%, como ya se dijo, el promedio de incremento de desplazamientos laterales de claros largos con respecto a los cortos, fue de un 11%.

- La rigidez lateral necesaria para limitar los desplazamientos dentro de niveles tolerables es uno de los parámetros determinantes en la elección del tamaño de los elementos estructurales.

- Dado que en estructuras de claros grandes, los elementos mecánicos actuantes por carga vertical se encuentran más cerca del esfuerzo de fluencia y de ruptura que para claros cortos, los grandes claros presentan la ventaja de no estar sobrediseñados para cargas permanentes, es decir, la estructura es diseñada para toda la vida útil de ésta y no para un minuto que sería tal vez la duración de la fase de mayor intensidad de un sismo de gran magnitud.

- En cuanto comportamiento ante el colapso, dado que en este caso, la estructura de claros largos resulta con un grado menor de hiperestaticidad que para la de claros cortos, en el caso de falla de algún elemento estructural en estos últimos, existiría una redistribución más óptima de elementos mecánicos.

- En cuanto a la altura total del edificio, en claros largos, resultó una mayor altura de entrepiso (eje a eje de trabe) con el fin de conservar la altura libre de entrepiso (2.4m de piso a lecho inferior de trabe) ocasionando con esto un incremento en las fuerzas sísmicas.

- En claros largos, podemos encontrar problemas de adherencia dado el uso de diámetros muy grandes de acero de refuerzo.

- La respuesta de los habitantes en cuestión de pánico, está en función directa con los desplazamientos y dado el bajo incremento de éstos para los claros largos, podemos considerarlo como no agravante.

Volúmenes de Materiales, Problemas Constructivos y Preliminares sobre el Costo.

- En cuestión de acero de refuerzo, se obtuvieron resultados interesantes en lo que respecta a la diferencia entre claros de 8 y 4 metros en cualquier número de niveles, ya que en peso o volumen, se requiere menor o igual cantidad para los claros de 8 m (largo) que para los claros de 4 m (cortos).
- En general, el porcentaje en incremento de acero de refuerzo en claros largos con respecto a los cortos, es menor conforme disminuye la dimensión del claro largo.
- Como ya se dijo, dado el uso de grandes diámetros de varillas de acero de refuerzo en los elementos estructurales de claros de grandes dimensiones, el habilitado y armado es difícil y costoso.
- En relación a los volúmenes de concreto, los claros largos

siempre presentan un incremento con respecto a los cortos de hasta un 50%, siendo esto el principal factor en el aumento de peso total del edificio.

- Para claros largos, es necesario aligerar el sistema de piso con casetones de espuma de poliestireno, lo cual incrementa el costo apreciablemente.
 - En cuestión arquitectónica, los claros largos nos proporcionan mayor espacio libre y mayor opción para adecuarnos al espacio mediante muros de relleno.
-

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Marsal, R.J. y Mazari, M. "El Subsuelo de la Ciudad de México". Parte A. Instituto de Ingeniería UNAM, México 1959.
- 2.- Juárez Badillo E. y Rico R.A. "Mecánica de Suelos" Tomo II, 2a. Ed. Limusa. México, 1979.
- 3.- Meli Piralla R. "Diseño Estructural". 1a. Edición. Limusa. México D.F. 1985.
- 4.- E. Bazán y Meli R. "Manual de Diseño Sísmico de Edificios de acuerdo con el reglamento de Construcciones del Distrito Federal", Limusa, México D.F. 1984.
- 5.- Rosenblueth, Esteva, de Buen y otros. "Diseño de estructuras resistentes a sismos". 1a. Ed. IMCYC. México, D.F. 1982.
- 6.- "Diseño y construcción de estructuras de concreto, Título IV del reglamento de Construcciones para el D.F." Instituto de Ingeniería UNAM, Pbl. 401, México D.F. Julio 1977.

- 7.- "Reglamento de las Construcciones de concreto reforzado [ACI-318-77] y comentarios" IMCYC. México, D.F. Agosto 1986.
- 8.- Memorias "Curso Internacional de Ingeniería Sísmica"
UNAM. México, D.F. Agosto 1986.
- 9.- "Normas de Emergencia al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Instituto de Ingeniería
UNAM. México, D.F. Enero 1986.
- 10.- Torres H. Marco A. "Concreto". 2a. Edición. Ed. Patria
México D.F., 1983
- 11.- Luthe Rodolfo. "Análisis Estructural": 1a. Ed. Representaciones y servicios de Ingeniería S.A. México D.F.
1971.
- 12.- Rice Paul y Hoffman E. "Diseño estructural con normas del ACI". 1a. Ed. Limusa, México 1984.
- 13.- Mc Cormac Jack "Análisis Estructural". 3a. Edición. Ed. Harla. México D.F., 1983.

14.- "Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras y título cuarto del reglamento de construcciones para el D.F. con comentarios". Instituto de Ingeniería, UNAM.
Publ. No. 400. México D.F., 1977.

15.- Merritt Fredericks "Manual del Ingeniero Civil". 2a. Ed.
Mc Graw Hill. México, 1982.
