

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**



**DISEÑO DE ESTRUCTURA CON MUROS DE**  
**CARGA SOBRE UN MARCO FLEXIBLE**

**T E S I S**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE**  
**I N G E N I E R O C I V I L**  
**P R E S E N T A**

**JOSE LUIS ANGELES VIGUERAS**

**México, D. F.**

**1979**



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

Al Pasante señor JOSE LUIS ANGELES VIGUERAS,  
P r e s e n t e .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Prof. Ing. Jorge Sandoval García, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"DISEÑO DE ESTRUCTURA CON MUROS DE CARGA SOBRE UN MARCO FLEXIBLE"

- I. Estructuración. Descripción. Justificación.
- II. Análisis. Criterios. Cargas verticales. Sismo.
- III. Dimensionamiento.
- IV. Cimentación. Estudios. Hundimientos. Diseño.

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

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, a 8 de febrero de 1978  
EL DIRECTOR

ING. ENRIQUE DEL VALLE CALDERON

EVC/GSA/ssr

INDICE		PAGINA
CAPITULO I	DESCRIPCION Y LOCALIZACION, ESTRUCTURACION Y JUSTIFICACION.	1
CAPITULO II	ANALISIS :	
	a) Cargas verticales	12
	b) Cargas horizontales ( Sismo )	53
CAPITULO III	DIMENSIONAMIENTO	101
CAPITULO IV	CIMENTACION	130



## CAPITULO I

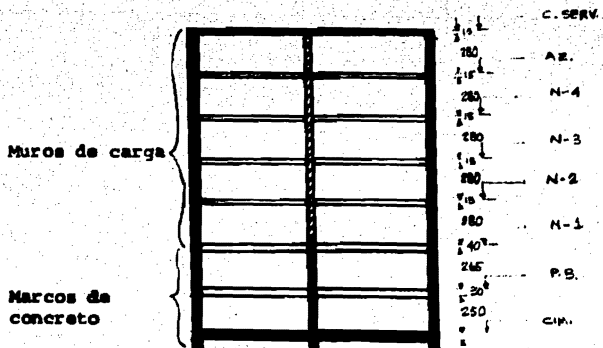
### DESCRIPCION Y LOCALIZACION

El motivo del presente trabajo, es la elaboración del análisis y diseño de los diferentes elementos estructurales que forman la estructura de uno de tres edificios de condominios estructurados de forma similar, localizados al sur del Distrito Federal, donde actualmente el incremento de construcciones para vivienda se extiende en esa zona para absorber en parte las necesidades del país que exige mayor área disponible para albergar construcciones de inmuebles que aporten cierto patrimonio a los intereses de la familia mexicana.



En forma lineal enmarcaremos aspectos descriptivos del inmueble para introducirnos en el conocimiento de tal construcción.

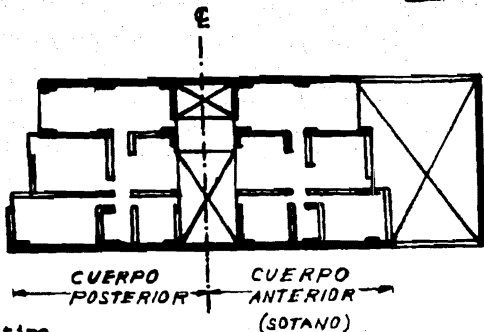
El edificio consta de 7 niveles, 4 niveles tipo los cuales sirven para alojar 2 departamentos en c/u, cuya área en distribución abarca ciertas comodidades para familias de cierto nivel económico; además de 2 niveles que sirven como área para estacionamiento. Finalmente un nivel para servicios individuales del edificio. Para aumentar este aspecto descriptivo, se muestra una planta y una elevación del inmueble.

En conclusión se puede decir que este edificio es una estructura mixta, es decir parte de la super estructura se compone de muros de carga y la otra parte restante se compone de columnas de concreto reforzado formando marcos con el sistema de piso reticular.



Elevación esquemática de niveles

 MURO DE LADRILLO  
 MURO DE TABIQUE



Planta tipo

Nivel 1 a Nivel 4

FIG. 1

PLANTA DE LOCALIZACION

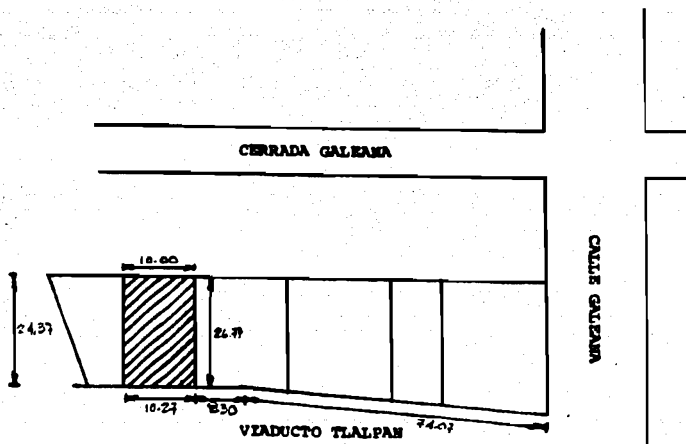


FIG. 2

## ESTRUCTURACION

La construcción que a continuación se menciona estructuralmente, se basa esencialmente en su solución en elementos con capacidad a - - solicitaciones, por ejemplo sismo, de relevante importancia en cuanto a su rigidez. Es decir la estructura se compone de cinco niveles a base de muros de carga y los dos restantes se conciben formando - - - marcos.

En cuanto al sistema de piso, se resolvieron en función de losa enca setonada; se ha visto que es un sistema económico para la construcción de pisos con claros medianos, bajo cargas vivas ligeras ó medianas - - -

Finalmente en la superestructura en los dos niveles inferiores la losa reticular estará apoyada en columnas. El cálculo de losas aligeradas - a base de casetones de fibra de vidrio, se hizo con el siguiente - - - criterio;

1. Se calcularon los anchos promedios de las nervaduras en ambas - - - direcciones.
2. Se determinó el promedio de las nervaduras calculadas en el - - - - - anterior. inciso

3. Para el cálculo del peso se empleó un tablero o modulo formado a base de nervaduras promedio y casetones reales.

Las losas se diseñaron tomando en cuenta el peso del capitel, en la siguiente proporción:

1.1, Para casetones de fibra de vidrio.

Esencialmente el comportamiento de este edificio será el de un muro de cortante, es decir se deforma principalmente en modo flexionante como un voladizo vertical, los cubos de elevadores, los de escaleras y los muros de concreto reforzado normalmente trabajan así, en esta estructura todas las unidades verticales se comportaran en la misma forma bajo el efecto de cargas laterales; luego entonces el análisis, sensiblemente es sencillo; la carga puede distribuirse a las unidades, directamente en proporción a sus rigideces, en este caso ya sea a muros ó marcos como en este edificio.

Para el análisis, normalmente se consideran las losas de los pisos como completamente rígidas dentro de sus propios planos, esto significa que no habrá movimiento relativo entre las unidades verticales en cada nivel de piso, puede tomarse en cuenta la deformación en el plano de losa, pero rara vez ésta es importante.

Al flexionarse fuera de su plano, las losas de los pisos contribuyen a

la estabilidad lateral de una estructura funcionando como vigas entre miembros verticales, y por ásto las losas planas, por ejemplo, trabajan eventualmente como si fuesen marcos rígidlos. Sin embargo, la resistencia de las uniones entre columnas y losas planas deben revisarse cuidadosamente si se pretende usarla para resistir fuerzas laterales.

La planta de esta estructura es completamente simétrica, es decir la carga lateral aplicada teóricamente no causa efecto de torsión.

## JUSTIFICACION

### **Sistema de piso.-**

En la construcción de losas aligeradas de concreto armado se ha encontrado un sistema de construcción con gran versatilidad y de uso económico, La economía de las losas planas se incrementa al hacer desaparecer los tableros de engrosamiento y los capiteles de las columnas. El uso de losas planas aligeradas requiere un menor espesor de los entrepisos en comparación con el espesor de la mayoría de los otros sistemas convencionales y ésta representa menor altura en los edificios. El concreto de las losas tipo plana se puede colar con la cimbra más sencilla y económica que se conoce. El resultado de todo lo anterior es un tipo de losa que además de las ventajas de funcionalidad y economía, se adapta fácilmente en las construcciones a huecos para toda clase de instalaciones y a huecos para escaleras y elevadores.

El sistema moderno de entrepisos generalmente en uso es la losa plana aligerada, con la que se logra eliminar las trabes y las vigas que antes se consideraron indispensables. En forma preliminar se puede decir que con las losas planas, las trabes y vigas se substituyen por capiteles y abacos sobre las columnas, haciendo que estos elementos resistan los esfuerzos cortantes que no pueden resistir las losas simples. Con ello se logra mejorar el aspecto de la obra y se obtienen ventajas económicas

al reducir sensiblemente la altura de la construcción, afectando solo en parte con el capitel, la altura libre requerida.

Posteriormente esos elementos fueron también suprimidos, eliminándose así los grandes inconvenientes que presentaba su uso en construcciones comerciales e industriales, por la obligada deformación de los muros y cancelas que tienen que seguir el contorno de los capiteles, quitándole la flexibilidad al partido arquitectónico ofreciendo un mal aspecto. Otros de los inconvenientes de este sistema es la dificultad y mayor costo de su construcción, ya que requiere un cimbrado laborioso y aumenta el costo del enyesado y de otros aspectos de terminación, quedando restringido su uso casi exclusivamente a bodegas, locales para estacionamiento de automóviles, etc.

Finalmente se ha llegado al sistema de "placas planas", que consiste en una losa de concreto aligerada con algún sistema que deje huecos entre nervaduras, por lo general se utiliza formas o cimbras de barro, yeso ó acero; también se utilizan casetones de fibra de vidrio, tubos de cartón, etc.

Lo que se pretende es tener un grueso uniforme, apoyada sobre columnas de sección uniforme, sin travesaños ni capiteles, ni abacos o tableros de engrosamiento, lo que se aproxima al entrepiso ideal de la construcción. Este sistema presenta muchas ventajas; para el arquitecto por que le permite una gran libertad para la distribución interior, para el empres



sario, por que reduce el costo de la construcción; y para el constructor por que facilita el trabajo y acorta el tiempo requerido para ejecutarlo.

Se pueden enumerar otras ventajas, como en el colado que se puede reducir hasta en un 40% sobre el tiempo empleado y a que no se interrumpe la superficie horizontal para armar traveses y cimbrarias, y también el ahorro en costo del material y mano de obra para el cimbrado, por lo sencillo y el desperdicio reduce notablemente al evitarse cortes para acomodar traveses y hacer costados para las migas y además el decimbrado produce ventajas como el maltratarse menos la madera y ésta se puede usarse mayor número de veces, etc.

Con lo anterior se ha tratado de mostrar el sistema más moderno y práctico de entresijos describiendo gran parte de sus ventajas. Solo restaría apuntar desventajas de sistemas: al convertir la "losa plana" en "placa plana", suprimiendo los capiteles y abacos de las columnas, se obliga a la losa de entresijo resistir el esfuerzo cortante producido por las columnas que la sostiene; para ello, y con objeto de reducir ese esfuerzo cortante se disminuyen los espacios entre columnas, y se aumenta el peralte de las losas y, en general se adoptan medidas que reducen las enormes ventajas de éste tipo de construcción.

Para evitar este inconveniente se hace uso de un sistema de refuerzo adicional, en el interior de la losa y precisamente sobre el apoyo, para

que resista el esfuerzo cortante producido y no sea necesario aumentar el peralte de la losa, ni cortar claros, es decir se forman los capiteles.

Finalmente para resistir las fuerzas laterales y verticales se utilizaron muros de tabique rojo cocido, y columnas de concreto reforzado formando marcos con la losa reticular, por separado. La separación sucede en el nivel 1, donde terminan los niveles de habitaciones para luego albergar dos niveles (sotano y P-B) para estacionamiento, es decir la justificación de interrumpir los muros de carga y no hacerlos llegar hasta el sotano, es que se necesitaba área para estacionamiento, y bajando los muros hasta el sotano complicaría el aspecto de estacionamiento para automóviles.

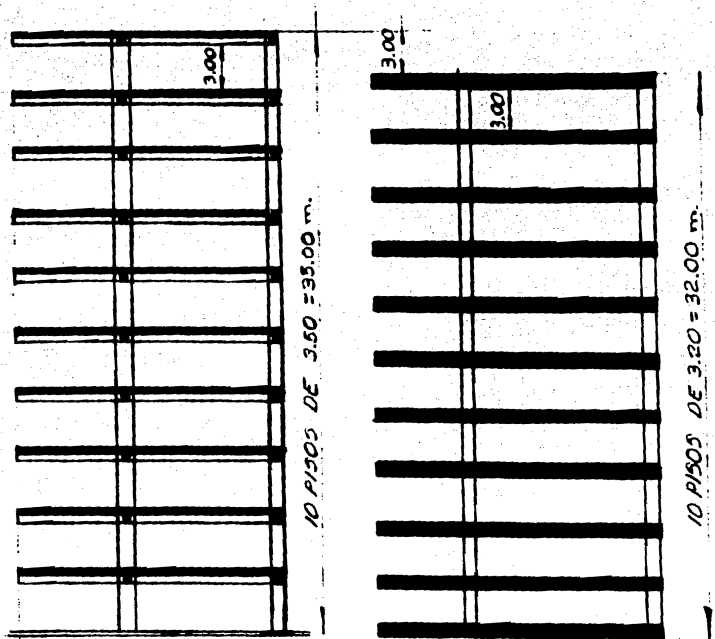


FIG. 3

**ESTRUCTURAS TÍPICAS**  
 COMPARACION DE UN EDIFICIO DE 10 PISOS  
 (SE REDUCE LA ALTURA DE UN EDIFICIO APROXIMADAMENTE  
 10 cm. POR PISO, SIN AFECTAR LA ALTURA LIBRE ESCOGIDA)

## CAPITULO II

### a) ANALISIS POR CARGAS VERTICALES

#### ACCIONES.-

Una vez que se ha definido el tipo de comportamiento que se requiere para esta construcción, es necesario tomar en cuenta cuales son las acciones o las sollicitaciones que pueden afectar la estructura y que pueden llevarla a un estado crítico de un posible colapso, y a las cuales se les llama usualmente cargas, incluyendo en ellas los efectos de deformaciones impuestas por cargas y los efectos ambientales. Por ello la estructura deberá revisarse para las combinaciones más desfavorables de las acciones que pueden presentarse.

Para formar las distintas combinaciones es conveniente clasificar las acciones según la duración en que actúan con su intensidad máxima. Se distinguen entre acciones permanentes que obran en forma continúa sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo, como las cargas muertas y los empujes de tierra; acciones variables que obran sobre la estructura en un lapso considerable pero con una intensidad que varía en forma significativa con el tiempo como la carga viva y los efectos de temperatura; y acciones accidentales que pueden tomar valores significativos solo durante periodos muy cortos, como los efectos de un sismo.

Sin embargo los tres tipos de acciones son variables con el tiempo pues la carga muerta varía con los cambios de humedad y con los efectos de intemperismo aunque para efectos de diseño pueden considerarse constantes. También la carga viva varía porque esta compuesta por una parte semipermanente debido a pesos de consideración, como determinados equipos y que solo cambia significativamente con el tipo de ocupación del inmueble o aglomeración de personas.

La determinación de los efectos de las acciones, se consigue ----- mediante un análisis estructural como veremos más adelante. Como generalmente ocurre el efecto combinado de las acciones debe verificarse que éstas no afecten la seguridad de la estructura. Se considerarán dos categorías; combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, de las cuales se tomará la más desfavorable con una intensidad máxima, debiendo revisarse todos los posibles estados límite tanto de falla de carga viva máxima y combinaciones que incluyan acciones permanentes, acciones variables y acciones accidentales, todas las cuales se tomarán con sus intensidades nominales y sus efectos deberán multiplicarse por sus factores de carga.

Obviamente existen criterios para determinar una intensidad nominal de acciones no-especificadas, es decir para solicitaciones diferentes a cargas muertas, cargas vivas, sismo y viento, así como para casos no incluidos expresamente por ejemplo en el reglamento. la intensidad no-

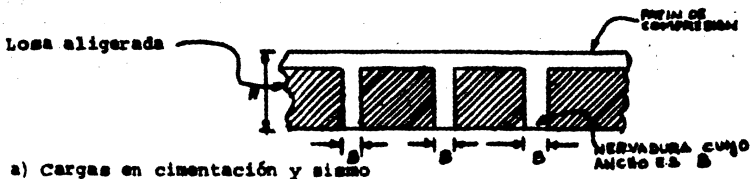
minal se determinará de manera que la probabilidad de que sea excedida en el lapso de interés, según se trate de intensidad media instantánea ó máxima, sea de 2%, excepto cuando el efecto de la acción sea favorable para la estabilidad de la estructura en cuyo caso se tomará como valor nominal el que tenga una probabilidad de 2% de no ser excedido.

## ESPECIFICACIONES DE CARGA

Para el caso particular de este edificio, la evaluación de cargas ó acciones que se involucraron en el diseño de la estructura de este inmueble se verificó para el efecto combinado de todas las acciones a la que probablemente estaría involucrada la construcción, es decir se consideró las combinaciones de acciones permanentes (cargas muertas) y acciones variables (cargas vivas), como también junto con las acciones accidentales (sismo).

La descripción de éstas sollicitaciones estará de acuerdo a las situaciones que presentan las normas del D.D.F., como también los pesos volumétricos y será como sigue:

### PLANTA TIPO



Losa aligerada ( $H=15$ ) =  $0.240 \text{ t/m}^2$

Yeso -  $0.02 \times 1.5 = 0.030$

Carga muerta =  $0.270 \text{ t/m}^2$

Carga viva =  $\frac{0.150 \text{ t/m}^2}{0.420 \text{ t/m}^2}$

$w = \underline{0.420 \text{ t/m}^2}$

b) Diseño estructural

$$\text{Carga muerta} = 0.270 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = \frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.520}$$

$$w = \underline{0.520 \text{ t/m}^2}$$

AZOTEA

a) Carga en cimentación y sismo

$$\text{Losa maciza H=10} - 0.10 \times 2.4 = 0.240 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Relleno, entortado y enlad.} = 0.250 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Yeso} - 0.02 \times 1.5 = \underline{0.03 \text{ t/m}^2}$$

$$\text{Carga Muerta} = 0.520 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga Viva} = \frac{0.040 \text{ t/m}^2}{0.560 \text{ t/m}^2}$$

$$w = \underline{0.560 \text{ t/m}^2}$$

b) Diseño estructural

$$\text{Carga muerta} = 0.520 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Carga viva} = \frac{0.100 \text{ t/m}^2}{0.620 \text{ t/m}^2}$$

$$w = \underline{0.620 \text{ t/m}^2}$$

CUBIERTA DE SERVICIOS

a) Cargas en cimentación y sismo

$$\text{Losa maciza H=10} \quad 0.10 \times 0.240 = 0.240 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Enladrillado} \quad 0.02 \times 1.6 = 0.032 \text{ t/m}^2$$

$$\text{Mezcla} \quad 0.01 \times 2.2 = 0.022 \text{ t/m}^2$$



Yeso	$0.02 \times 1.5 =$	<u><math>0.030 \text{ t/m}^2</math></u>	
Carga muerta		$= 0.324 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.040 \text{ t/m}^2}{0.364 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.364 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta		$= 0.324 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= 0.100 \text{ t/m}^2$	$w = \underline{\underline{0.424 \text{ t/m}^2}}$

PLANTA BAJA

a) Cargas en cimentación y mismo

Losa aligerada H=30 cms.		$= 0.525 \text{ t/m}^2$	
Yeso	$0.02 \times 1.5$	$= \frac{0.30 \text{ t/m}^2}{0.555}$	
Carga muerta		$= 0.555$	
Carga viva		$= \frac{0.150}{0.705 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.705 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta		$= 0.555 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.805 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.805 \text{ t/m}^2}}$

PLANTA NIVEL 1

a) Carga en cimentación y mismo

Losa aligerada H=40 cms.		$= 0.685 \text{ t/m}^2$	
Yeso	$0.02 \times 1.5$	$= \frac{0.030 \text{ t/m}^2}{0.685 \text{ t/m}^2}$	
Carga muerta		$= 0.685 \text{ t/m}^2$	
Carga viva		$= \frac{0.150 \text{ t/m}^2}{0.835 \text{ t/m}^2}$	$w = \underline{\underline{0.835 \text{ t/m}^2}}$

b) Diseño estructural

Carga muerta = 0.685 t/m<sup>2</sup>

Carga viva =  $\frac{0.250 \text{ t/m}^2}{0.935 \text{ t/m}^2}$

w = 0.935 t/m<sup>2</sup>

OTRAS CARGAS

Muros de tabique rojo recocido 0.30 t/m<sup>2</sup>

La carga lineal uniformemente repartida será  $w=0.30 \times 2.30=\underline{0.69 \text{ t/m}^2}$

Muro con ventana = 0.57 t/m

Pretil en azotea = 0.105 t/m

OBSERVACIONES.-

En las descripciones de cargas muertas, los pesos unitarios fueron concebidos al través del reglamento del D.D.F., tomando el valor máximo de cada peso volumétrico de cada material involucrado en el aspecto de carga permanente, por otro lado en la carga viva y estrictamente enfocado este ipo de sollicitación, se debe de combinar tres valores diferentes con la carga muerta a saber: Una carga viva de valor medio para

el cálculo de efectos a largo plazo (asentamientos), una carga viva máxima para el diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para cualquier asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño estructural ante cargas verticales de los cimientos. Finalmente una carga viva instantánea que se usa para el diseño sísmico o viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables - que la uniformemente repartida sobre toda el área.

Adicionalmente cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura como en el caso de problemas de flotación y volteamiento, su intensidad se considera nula sobre toda el área.

Basándose en lo expuesto anteriormente y justificando el caso particular del edificio en consideración, la carga muerta para su evaluación no sufrió consideración alguna ya que se involucró en todas las sollicitaciones con probabilidad no despreciable de actuar en la estructura del inmueble. Por otro lado en la carga viva se consideró solamente dos, por considerar que el valor medio y el valor instantáneo de la carga viva se asemejan, tomando el valor mas alto de estos dos; fué el 1º valor que se tomó para la evaluación de cargas en cimentación y sismo, seguidamente el segundo valor o sea para el diseño estructural, se tomó el valor máximo dado por la formula:

$$w_{v_m} = 120 + 420 A^{-1/2}$$

$w_{vm}$  = Carga viva máxima

A = Área tributaria del elemento estructural

Estrictamente se debe calcular el área tributaria de cada elemento estructural y en cada nivel; pero no se comete gran error si se considera una carga viva constante en cada nivel, lo que significaría una área tributaria promedio en todos los niveles.

Lo antes expuesto fué lo que se hizo en este edificio pues en cada nivel se consideró una carga viva constante en función del destino del piso o cubierta.

#### ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA

Análisis por cargas verticales (carga muerta + carga viva)

Para desarrollar y cuantificar el efecto de este tipo de sollicitación en los elementos estructurales, este edificio se resolvió a base de muros de carga, hasta el nivel 1. Donde la situación se torna diferente hacia niveles inferiores, por lo que el procedimiento de análisis será tratado de forma diferente.

El procedimiento a seguir para distribuir, la carga vertical en cada muro, será como tradicionalmente se viene practicando en situaciones -

similares.

De acuerdo con la práctica usual se considera para cargas superficiales una distribución de líneas de fluencia según se indica la Fig. 4, que muestra los tableros que forman los ejes de los muros.

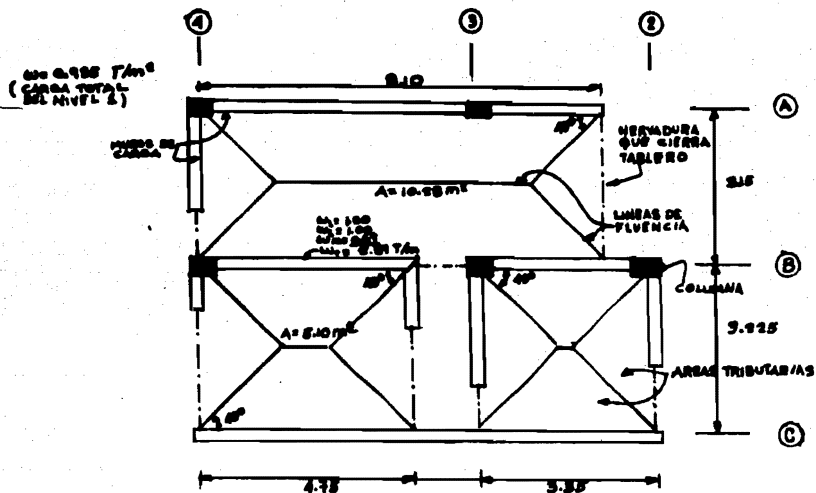


FIG. 4

La carga vertical ( $w_t$ ) estará compuesta por el peso de las áreas tributarias de losa ( $w_1$ ) que contribuyan al peso total que va a soportar el muro, adicionando finalmente su peso propio ( $w_m$ ). Esta carga total producida por cargas muertas más cargas vivas, tiene que ser traducida un sistema de carga, uniformemente repartida (t/m). Las operaciones a seguir, serán multiplicar la carga del nivel 1, en consideración, cuyas dimensiones son t/m<sup>2</sup>, por el área (m<sup>2</sup>) tributaria de cada tablero formado por intersecciones de los ejes de los muros, para luego dividir este producto entre la longitud del muro (a ó b).

Actualmente se pueden recurrir a gráficas que sirven para ayudar al proyectista, y entre estas están las gráficas para obtener los "coeficientes de distribución de carga" ( $e_1$  y  $e_2$ ), que al multiplicar la carga vertical total del nivel considerado por cada uno de estos -- coeficientes nos dan la carga ya traducida linealmente o sea por unidad de longitud. Pero se puede prescindir de estas gráficas y calcularlos geométricamente, es decir se puede hacer el análisis siguiente.

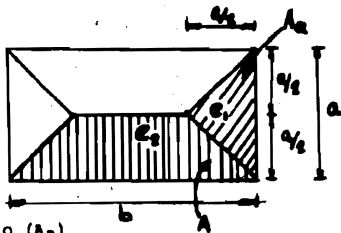
Se tiene lo siguiente a considerar

$$w = t/m^2$$

$$A = m^2$$

$e_1, e_2$  - Factores de distribución de carga

a) Área tributaria que define el triángulo ( $A_A$ )



$$A_1 = 2 \left[ \frac{a}{2} \cdot \frac{a}{2} \right] \frac{1}{2} = \frac{a^2}{4}$$

Dividiendo entre el claro (a) para convertirla en carga lineal (l/m).

$$\frac{a^2}{4} \cdot \frac{1}{a} = \frac{a}{4}$$

Es decir:  $e_1 = \frac{a}{4}$

b)  $A = \frac{ab}{2} - \frac{a^2}{4}$  (Área del rectángulo)

Dividiendo entre el claro para - convertirla en carga lineal.

$$\left[ \frac{ab}{2} - \frac{a^2}{4} \right] \frac{1}{b} = \frac{a}{2} - \frac{a^2}{4b}$$

FACTORIZADO

$$e_2 = \frac{a}{4} \left[ \frac{2-a}{b} \right]$$

De tal forma que no se necesita obtener las áreas tributarias numéricas sino que únicamente las dimensiones del lado corto (a) y lado largo (b) del tablero definido por los diferentes elementos estructurales. Con las simplificaciones anteriores se puede empezar a "Bajar cargas" al nivel considerado, en este caso al nivel 1. Es decir, basta con multi

plicar la carga total ( $w$ ) cuyas dimensiones son  $T/m^2$  por los coeficientes de distribución de carga ( $e_1, e_2$ ) cuyas dimensiones son metros ( $m$ ).

La carga  $w$  solamente estará integrada por la carga muerta más la -- carga viva, es decir se tendrá que adicionar la carga de los muros y ventanería según sea el caso. Seguidamente se muestra una planta del nivel 1, con la carga que recibe cada muro ( fig. 5 ).

Se mostrará solo parte del edificio, porque es simétrico. La parte dibujada es el cuerpo anterior ya que el posterior es bastante similar .

La revisión por cargas verticales se hizo en base a la información expuesta en el dibujo de la figura 5, donde se presenta la planta del nivel 1., En la cuál se muestran los muros que son desplantados en -- este nivel, además de los que bajarán hasta cimentación; dicha información será contemplada dentro de un criterio simplificado de resistencia ante las cargas verticales, el cuál expone la carga vertical que resiste un muro, en la siguiente forma:

$$P_R = F_R F_E f_m^* A_T$$

$A_T$  - Area transversal del muro

$f_m^*$  - Resistencia nominal en compresión de la mampostería

$F_R$  - Factor de reducción de la resistencia que se toma -- como 0.6

$F_E$  - Factor reductivo por excentricidad y esbeltez que se tomará como



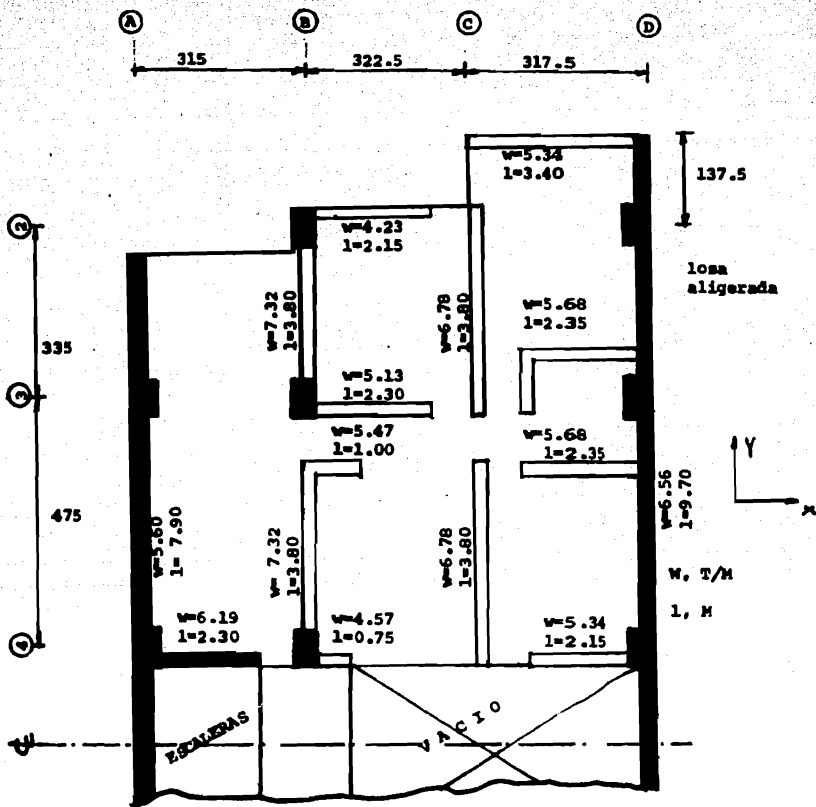



FIGURA 5

PLANTA NIVEL 1  
( CUERPO ANTERIOR )

 COLUMNA

 MURO DE CARGA, DE CONCRETO

 MURO DE TABIQUE QUE SE DESPLANTA EN ESTE NIVEL, TAMBIEN DE CARGA

0.7 para muros interiores con características especificadas en el reglamento del D.D.F.

Y como 0.6 para muros extremos.

El esfuerzo  $f_m^*$  se tomará como un valor indicativo que ofrece el reglamento del D.D.F., cuando no se realizan determinaciones experimentales para la determinación de este esfuerzo a compresión. - Luego entonces de la tabla de resistencia nominal a compresión de la mampostería:

$$f_m^* = 15 \text{ Kg/cm}^2 + *4 \text{ Kg/cm}^2 = 19 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores de  $f_m^*$ ,  $F_R$  y  $F_E$ , para un muro interior

$$P_R = 0.6 \times 0.7 \times 19 A_T$$

$$P_R = 8.0 A_T; \quad \frac{P_R}{A_T} = 8.0 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ESFUERZO ADMISIBLE}$$

Evidentemente para fines de revisión, el esfuerzo resistente o admisible para un muro interior se compara con el esfuerzo actuante que se deducirá de la planta esquematizada en la hoja anterior, que se tomará la carga más grande incrementada por un factor de carga -  $F_C = 1.4$  La carga más desfavorable se localiza en los muros interiores del eje (B).

$$w = 7.32 \text{ t/m}$$

$$w_D = 7.32 \times 1.4 = 10.2 \text{ t/m}; \times \frac{1}{0.14} = 7.3 \text{ Kg/cm}^2 \text{ ESFUERZO ACTUANTE}$$

\* ver hoja siguiente

\* Como los muros serán reforzados con dalas y castillos el esfuerzo resistente a compresión,  $f_m$ , calculado para la mampostería sin refuerzo podrá incrementarse en  $4 \text{ Kg/cm}^2$  (reglamento del D. D. F.)

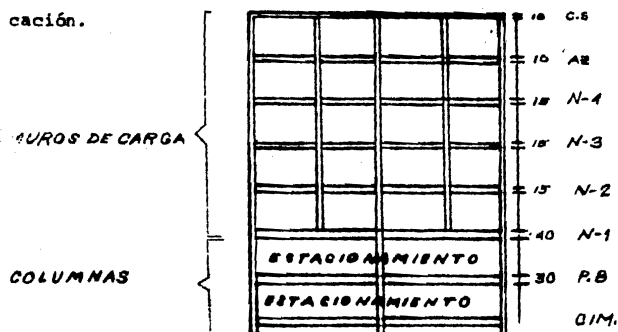
De lo anteriormente expuesto podemos concluir que por cargas verticales los muros de tabique son adecuados, es decir; el esfuerzo actuante es menor que el permisible, como sigue:

$$7.3 \text{ Kg/cm}^2 < 8.0 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{O.K}$$

Para un muro extremo no nos preocuparemos puesto que la carga uniforme actuante, con respecto a la que usamos para calcular el esfuerzo de  $7.3 \text{ Kg/cm}^2$ , será menor que éste, luego entonces estamos seguros que los muros extremos también serán adecuados.

Con esto concluimos el análisis por carga vertical de lo que corresponde hasta el nivel I; a partir de este nivel hacia abajo el análisis será de una forma más elaborada.

Para aclarar la idea antes expuesta, con respecto a los siguientes análisis de este edificio, en la figura siguiente se mostrará la justificación.



En esta elevación esquemática de niveles se pueda observar, que el peso de 5 niveles mediante muros cae en el nivel 1, que a su vez trasmite este peso, mediante un sistema de piso de losa aligerada de  $H = 40$  cm . y columnas que formando marcos llevando la carga total hasta la cimentación, pasando por la planta baja cuya situación es similar a la del nivel 1.

Por lo antes expuesto, el tratamiento de análisis a partir del nivel 1, hacia abajo, o sea la parte inferior del edificio debe recibir un tratamiento de análisis diferente al de la parte superior de la construcción, ya que sus elementos estructurales también lo son.

El análisis de los marcos del nivel 1, hacia niveles inferiores por carga vertical se hizo considerando primero, que la contribución de áreas para cargar el marco, sería un ancho de  $L/2$  siendo  $L$  el claro perpendicular al eje del marco considerado, involucrando todo tipo de carga que se encuentre dentro del área tributaria del marco en estudio.

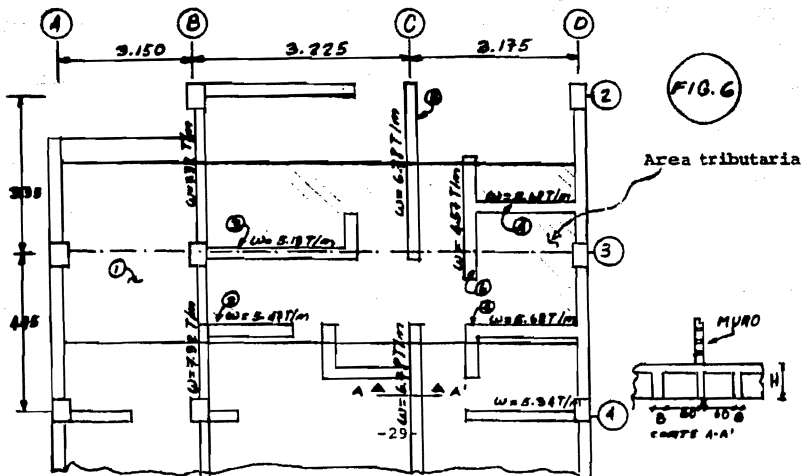
Seguidamente se procede a cuantificar las rigideces de los elementos del marco, que son las columnas y trabes; finalmente se somete el marco en consideración a un análisis estructural para evaluar sus elementos mecánicos. Tales elementos son los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que a su vez se valoraron por el método iterativo de Cross.

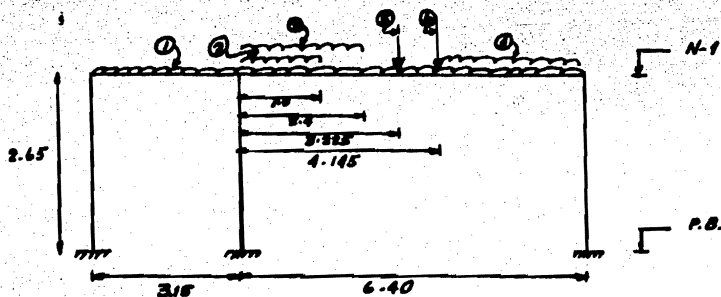
A continuación se describe lo expuesto en líneas anteriores para el análisis por carga vertical de los marcos así formados, enfatizando que el sistema de piso es losa aligerada.

### FORMACION DE LOS MARCOS

Para formar este sistema de columnas y traveses, se considera un marco cuya área de influencia esta formado por las áreas tributarias - que deban de considerarse para " cargar el marco" es decir todo tipo de carga que se encuentre dentro de esta área de influencia se debe considerar actuando en el marco traduciendo estas cargas a un sistema de cargas uniformemente distribuidas ó cargas concentradas, según sea el caso.

En la fig. 6 se trata de aclarar la idea antes expuesta.





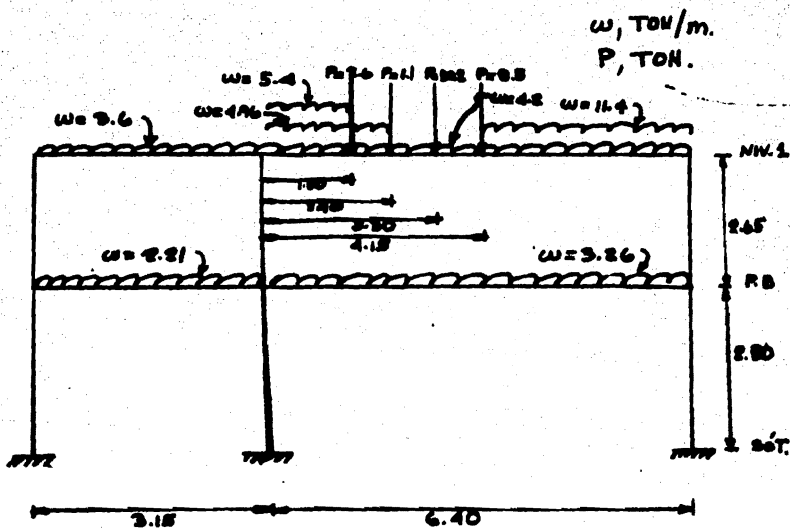
Suponiendo que se trata del nivel 1 del cuerpo anterior, cuyo peso total es  $w = 0.935 \text{ t/m}^2$ . No incluye el peso de los muros de este nivel, por otra parte los pesos de los muros son los totales, que reciben a través de todos los niveles superiores a partir del nivel 1. Estos muros se apoyan en este nivel, es decir se desplantan en este piso.

Ancho del área tributaria = 4.05 m

- 1.-  $w = 4.05 \times 0.935 = 3.8 \text{ t/m}$
  - 2.-  $w = 5.47 \text{ t/m}$ , peso del muro paralelo al eje 3
  - 3.-  $w = 5.13 \text{ t/m}$ , peso del muro paralelo al eje 3
  - 4.-  $w = 4.4 \text{ t/m}$ , peso de dos muros paralelos al eje 3
  - 5.-  $p = 11.4 \text{ ton}$ , peso del muro perpendicular al eje 3
  - 6.-  $p = 4.6 \text{ ton}$ , peso del muro perpendicular al eje 3
- etc., y así sucesivamente.

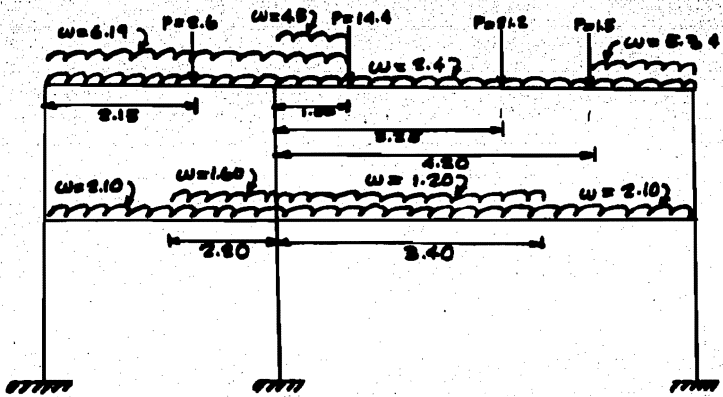
Los muros del eje (B), (A) y (D) no se incluyen en este marco, por la razón de que cuando se formen los marcos de estos mismos ejes se tendrán que incluir. En la hoja sig. se muestra todos los marcos "cargados".

FORMACION MARCOS SENTIDO " X "

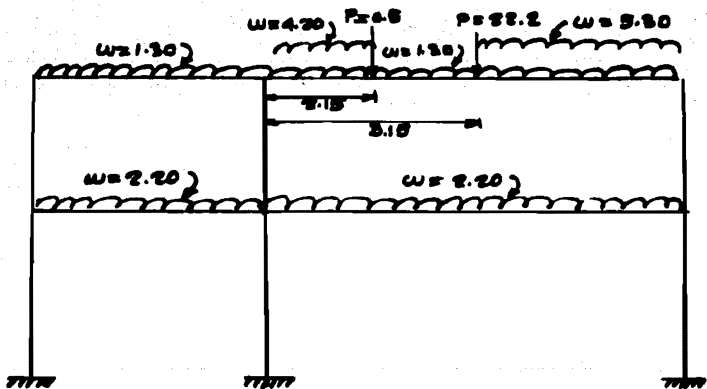


MARCO EJE (3)

( Este marco se usará en lo sucesivo como modelo para efecto de análisis, diseño ó cualquier referencia estructural )

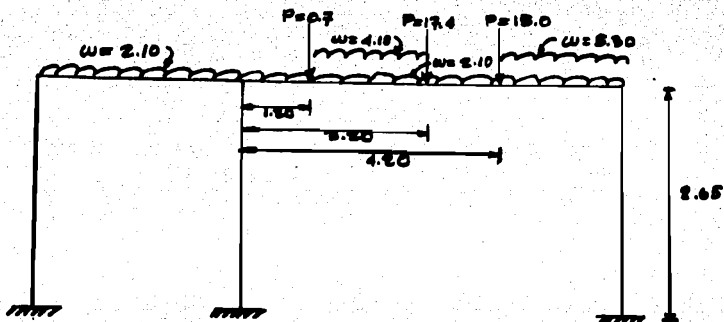


MARCO EJE (4)



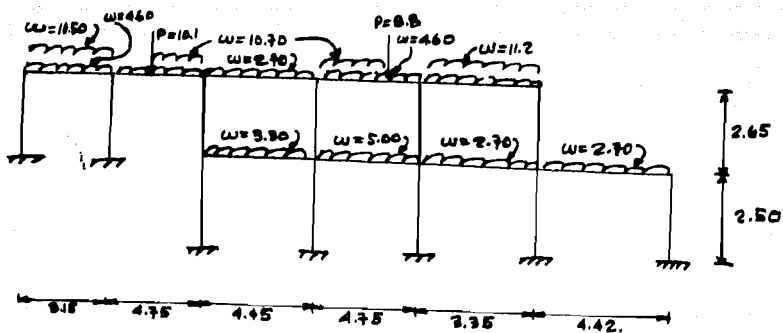
MARCO EJE (2)





MARCO EJE (7-8-9)

FORMACION MARCOS SENTIDO " Y "



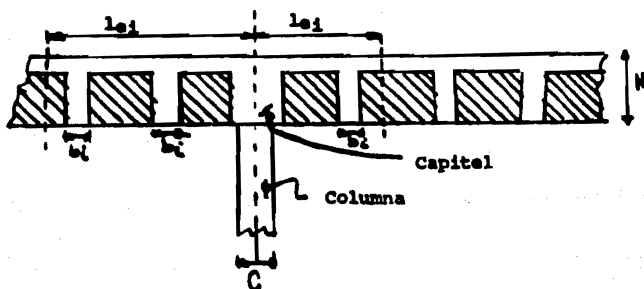
MARCO EJE (B)

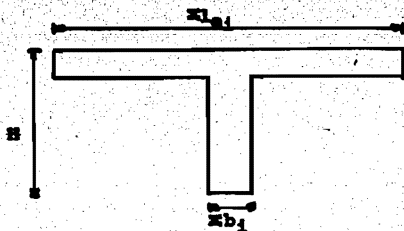
## CUANTIFICACION DE LAS RIGIDEZES

Para el cálculo de Rigideces se considera única y exclusivamente secciones gruesas de concreto sin agrietar y sin tomar el acero de refuerzo.

Para poder formar un marco, la losa nervada con las columnas ; en las cuáles descansa este sistema de piso en el nivel 1., hacia niveles inferiores, trataremos de cuantificar un ancho equivalente de losa plana y así poder formar una sección regular del cabezal de dicho marco. Este sistema estructural, así formado deberá tener deformaciones permisibles gracias a tal rigidez de marco.

Para poder valorar este ancho equivalente de losa, se puede seguir un procedimiento dictado por ACI, que es el que se menciona enseguida, aunque también existen gráficas como ayudas de diseño.





$$l_{e1} = \frac{0.5 L_2}{1 + \frac{1.67 L_2}{L_1}} + 0.3 C \leq 0.5 L_2$$

$x b_1$  = Suma de los anchos del alma de las nervaduras consideradas dentro del ancho equivalente.

$x l_{e1}$  = Ancho equivalente

$L_1$  = Claro en la dirección que se analiza

$L_2$  = Claro del tablero que se considera, en la dirección en que se mide el ancho equivalente.

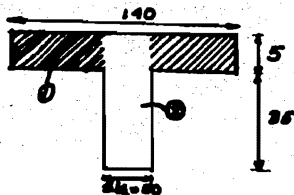
$C$  = Lado de la columna en la dirección de  $L_2$ , ( si no hay capitel ) si existe capitel,  $C$  es el diámetro de la intersección, con la losa ó el abaco, del mayor cono circular recto que pueda inscribirse en el capitel.

Con lo antes expuesto quedaría definido el criterio, para valuar ancho tributario ó equivalente para efecto de valuación de rigidez del mencionado marco. Antes de pasar al análisis estructural del mismo, se puede decir que no se comete gran error si se toma  $L_2/4$  como ancho tributario ó equivalente en lugar de  $x l_{e1}$ .

RIGIDEZ RELATIVA DE LA TRABE MARCO EJE ③

Nivel 1.-

DE ① a ②

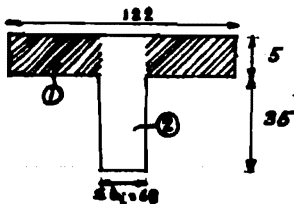


SECC.	AREA (cm <sup>2</sup> )	Y	AY	
1	140 x 5 = 700	0	0	700 x (13.0) <sup>2</sup> = 118,300 cm <sup>4</sup>
2	40 x 50 = <u>2000</u>	175	<u>35000</u>	700 x (3/12) <sup>2</sup> = 1458
Σ	2700		35000	2000 x (4.5) <sup>2</sup> = 40,500
				2000 x (40) <sup>2</sup> / 12 = <u>266666.66</u>
				427,000 cm <sup>4</sup>

$$\bar{Y} = \frac{35000}{2700} = 13 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{427000}{315} = 1356 \text{ cm}^3$$

DE ③ a ④



SECC.	A	Y	AY	
1	$122 \times 5 = 610$	0	0	$610 \times (5/12)^2 = 1271$
2	$68 \times 40 = 2720$	17.5	47600	$2720 \times (0.2)^2 = 27853$
$\Sigma$	$3330 \text{ cm}^2$		47600	$2720 \times (40/12)^2 = \frac{362667}{I = 516530 \text{ cm}^4}$

$$\bar{Y} = \frac{47600}{3330} = 14.3 \text{ cm} ; \quad I = \frac{516530}{L} = 640 \text{ cm}^3$$

PLANTA BAJA

RIGIDEZ RELATIVA DE COLUMNAS

Nivel 1.-

Secc 45 x 30

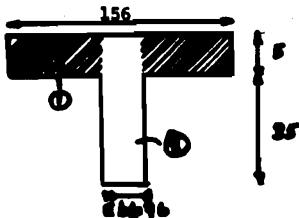
A =  $1350 \text{ cm}^2$

I =  $\frac{1350 \times 30}{12} = 101250 \text{ cm}^4$

I =  $\frac{101250}{L} = 382 \text{ cm}^2$

RIGIDEZ DE TRABES

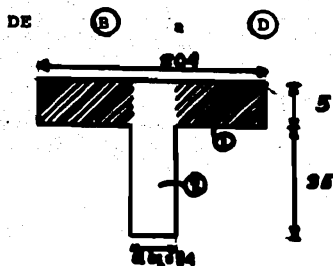
de (A) a (B)



SECC.	AREA	Y	AY	
1	$80 \times 5 = 400$	0	0	$400 \times (10.63)^2 = 45198.76$
2	$76 \times 30 = \underline{2280}$	12.5	<u>88500</u>	$400 \times (5)^2 / 12 = 833.33$
	2680		28500	$2280 \times (1.87)^2 = 7972.93$
				$2280 \times (30)^2 / 12 = \underline{171000}$
				<u>225005.02</u>

$$\bar{Y} = \frac{28500}{2680} = 10.63 \text{ cm.}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{225005}{315} = 714 \text{ cm}^3$$



SECC.	AREA	Y	AY	
1	$120 \times 5 = 600$	0	0	$600 \times (10.1)^2 = 61206$
2	$84 \times 30 = \underline{2520}$	12.5	<u>31500</u>	$600 \times (5)^2 / 12 = 1250$
	3120		31500	$2520 \times (2.4)^2 = 14515.2$
				$2520 \times (30)^2 / 12 = \underline{189000}$
				<u>265971.2 cm<sup>4</sup></u>

$$\bar{Y} = \frac{31500}{3120} = 101.1 \text{ cm}$$

$$\frac{I}{L} = \frac{265971.2}{640} = 416 \text{ cm}^3$$

PLANTA BAJA

Secc. 45 x 30

Área = 1350 cm<sup>2</sup>

$$I = \frac{1350 \times (30)^2}{12} = 101250 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{I}{L} = \frac{101250}{250} = 406$$

Las columnas de los ejes (A) y (D) se le considera contribución del muro para efectos de rigidez, es decir:



Se considera una contribución de 6t = 90 cm de muro, para efecto de Rigidez.

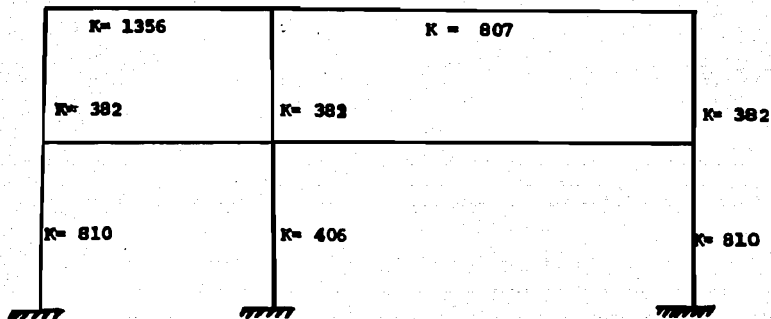
SECC.	AREAS (cm <sup>2</sup> )	Y	AY	
1	180x15 = 2700	0	0	2700 x (2.5) <sup>2</sup> = 16875 cm <sup>4</sup>
2	45 x 30 = <u>1350</u>	7.5	<u>10125</u>	2700 x (15) <sup>2</sup> /12 = 50625 cm <sup>4</sup>
	4050 cm <sup>2</sup>		10125	1350 x (5) <sup>2</sup> = 33750 cm <sup>4</sup>
				1350 x (30) <sup>2</sup> /12 = <u>101250 cm<sup>4</sup></u>
				202500 cm <sup>4</sup>

$$\bar{Y} = \frac{10125}{4050} = 2.5 \text{ cm}$$

$$k = \frac{I}{L} = \frac{202500}{250} = 810 \text{ cm}^3$$

Finalmente el marco queda integrado por las rigideces relativas - siguientes:

MARCO EJE ③

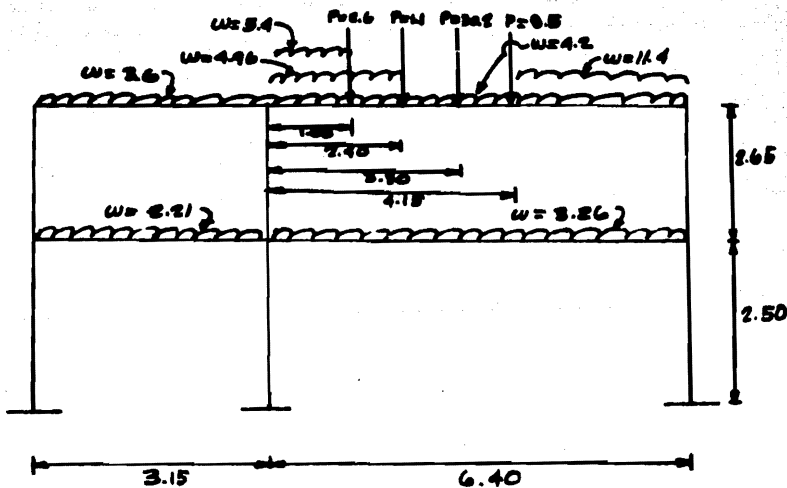


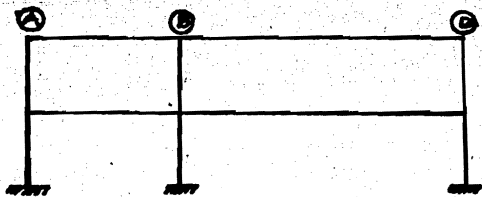


### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

La obtención de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes se practicó a través del método de Cross, en función de las condiciones de carga que se ejemplificaron anteriormente. En el ejercicio siguiente se muestran algunos cálculos. Se presenta el mismo marco Eje ③ con todos los sistemas finales de carga.

MARCO EJE ③





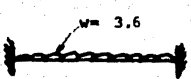
Momentos de empotramiento y cortantes isostaticos:

Eje (1) Utilizando tablas de momentos de empotramiento como ayudas de diseño (tables and formules for fixed end moments, rogers)

NIVEL 1

DE (A) a (B)

w, t/m  
L, m



$$\frac{wL^2}{12} = \frac{3.6 \times (3.15)^2}{12} = 3.14$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{3.6 \times 3.15}{2} = 5.70$$

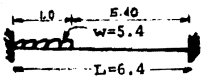
M 3.0      3.0  
Vi 5.7      5.7

DE (B) a (C)

$$a/L = \frac{1}{6.4} = 0.16$$

$$wL = 5.4 \times 1.0 = 5.4$$

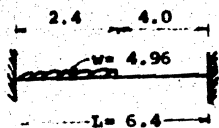
$$wL^2 = 5.4 \times (6.4)^2 = 221.2 \quad \frac{P}{L} = \frac{5.4}{6.4} = 0.84$$



$$221.2 \times \begin{cases} 0.0112 = 2.3 \\ 0.0012 = 0.27 \end{cases}$$

$$0.84 \times \begin{cases} 0.5 = 0.4 \\ 5.9 = 5.0 \end{cases}$$

M 2.3      0.27  
Vi 5.0      0.40



$$a/L = \frac{2.4}{6.4} = 0.38$$

$$wL = 4.96 \times 2.4 = 11.9$$

$$wL^2 = 4.96 \times 6.4 = 203.2 \quad P/L = \frac{11.9}{6.4} = 1.86$$

$$M \quad 8.3$$

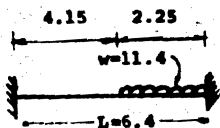
$$2.7$$

$$203.2 \times \left\{ \begin{array}{l} 0.0408 = 8.3 \\ 0.0131 = 2.7 \end{array} \right.$$

$$1.86 \left\{ \begin{array}{l} 1.2 = 2.2 \\ 5.2 = 9.7 \end{array} \right.$$

$$V_i \quad 9.7$$

$$2.2$$



$$a/L = \frac{2.25}{6.4} = 0.35$$

$$wL = 11.4 \times 2.25 = 25.7$$

$$wL^2 = 11.4 \times 6.4 = 467.0 \quad P/L = \frac{25.7}{6.4} = 4.0$$

$$M \quad 4.9$$

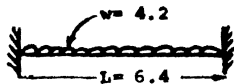
$$17.0$$

$$467 \times \left\{ \begin{array}{l} 0.0364 = 17.0 \\ 0.0105 = 4.9 \end{array} \right.$$

$$4.0 \times \left\{ \begin{array}{l} 1.13 = 4.5 \\ 5.27 = 21.1 \end{array} \right.$$

$$V_i \quad 4.5$$

$$21.1$$



$$\frac{wL^2}{12} = \frac{4.2 \times (6.4)^2}{12} = 14.3$$

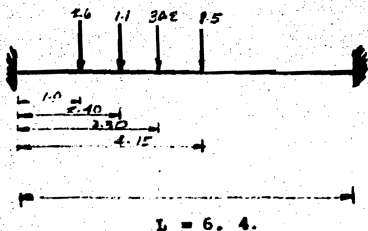
$$M \quad 14.3$$

$$14.3$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{4.2 \times 6.4}{2} = 13.4$$

$$V_i \quad 13.4$$

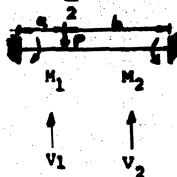
$$13.4$$



$M_1$		$M_2$
1.8		0.3
1.0		0.6
23.33		24.8
<u>4.3</u>		<u>7.9</u>
30.4	M	33.6
$V_1$		$V_2$
2.2		0.4
0.7		0.4
14.6		15.5
<u>2.9</u>		<u>5.4</u>
20.4	$V_i$	21.7

$$\frac{Pab}{L^2} = 0.34, 0.26, 7.5, 1.9$$

$$P = 0.41, 0.17, 4.7, 1.3$$



$$M_1 = \frac{Pab^2}{L^2}$$

$$M_2 = \frac{Pa^2b}{L^2}$$

$$V_1 = \frac{Pab^2}{L}$$

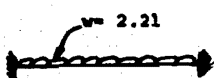
$$V_2 = \frac{Pa^2b}{L}$$

Finalmente el tramo (B) a (D) del eje (3)

	14.3	14.3		13.4	13.4
	2.3	0.27		5.0	0.4
	8.3	2.7		9.7	2.2
	4.9	17.0		4.5	21.1
	<u>30.4</u>	<u>33.6</u>		<u>20.4</u>	<u>21.7</u>
M	60.2	67.9	V <sub>i</sub>	53.0	58.8

EJE (3) PLANTA BAJA

DE (A) a (B)



$$L = 3.15$$

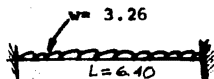
$$\frac{wL^2}{12} = \frac{2.21 \times (3.15)^2}{12} = 1.8$$

$$\frac{wL}{2} = \frac{2.21 \times 3.15}{2} = 3.5$$

$$M \quad 1.8 \quad 1.8$$

$$V_i \quad 3.5 \quad 3.5$$

DE (B) a (D)



$$L = 6.40$$

$$\frac{wL^2}{12} = \frac{3.26 \times (6.4)^2}{12} = 11.1$$

$$M \quad 11.1 \quad 11.1$$

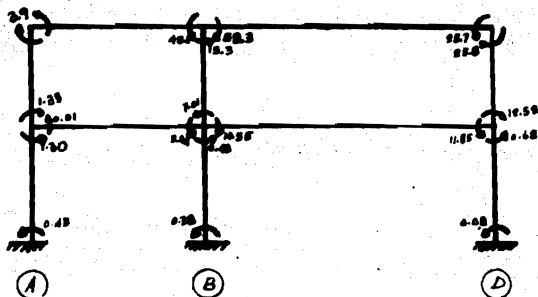
$$V_i \quad 10.4 \quad 10.4 \quad \frac{wL}{2} = \frac{3.26 \times 6.4}{2} = 10.4$$

ANALISIS POR CARGA VERTICAL , A TRAVES DEL METODO DE CROSS

-426		-4134 +5737		-2616
1200		-206 -129		+111
+238		1209 +155		-144
+47		-425 -282		+207
-836		+577 +206		-336
+1197		-112 -678		+632
-1516		-112 +23.09		-915
-536		-30.72 -1830		+4617
13.0		-3.0 +60.2		-679
0.78		0.53 0.32		0.68
1356		1356 807		807
392		392		392
0.22		0.15		0.32
				12173
-266		-858		+1.83
-218		-0.73		+2.50
+337		-3.15		-1.18
-1.71		+0.32		+1.45
+1.18		-1.35		-0.17
-523		+0.25		+0.52
+0.57		-0.58		+26.16
-426		-14.82		+12.53
+1.33		-7.01 +10.55		-11.85
-0.81		+8.26 +8.29		-0.24
18.34		-0.48 -0.21		+0.29
-0.42		+0.10 +0.25		-0.42
+0.67		-1.08 -1.28		+0.35
-0.33		+0.09 +0.20		+1.21
-0.32		-4.23 +6.65		-2.34
		-1.26 -5.01		+1.89
				+2.62
				-11.1
0.2		0.20 0.22		0.26 0.24
392		392 416		416 392
810 714		714 806		810
0.42 0.37		0.27 0.21		0.50
				5.55
-0.76	-0.67	-3.41 -1.95		-4.92
	-1.72	-0.34		-0.60
+0.86	+0.76	+1.18 +0.67		-0.51
	+0.59	+0.37		-0.68
-0.96	-0.84	+0.92 +0.52		
	+0.46	-0.42		
-0.44	-0.37	+1.48 +0.78		
-130	-1.01	-3.04 -0.48		
				-0.08
		-0.36		-0.40
		+0.26		-2.46
		+0.24		+2.78
		-0.98		

MARCO EJE (3)

Finalmente los momentos flexionantes del marco Eje ① quedarán como sigue:



Valuación de cortantes ( $V_g$ ) y reacciones (R), finales :

$V_i$	5.7	5.7	53.0	58.8
$\Delta V$	-15.5	15.5	5.13	-5.13
$V_g$	-9.8	21.2	58.13	53.67
R	-1.8	7.83		53.67

niv. 1.

$V_i$	3.5	3.5	10.4	10.40
$\Delta V$	-0.96	+0.96	-0.20	+0.20
$V_g$	2.54	4.46	10.20	10.40
R	2.54	14.66		10.60

P.B.

Todo el análisis, antes expuesto fué aplicado para todos los marcos ejes

① y ②, ③ y ④, ⑤ y ⑥, ⑦ y ⑧

-0.73		-17.1	131.9		-21.82
15.18		-0.67	-0.72		10.41
-3.17		10.78	10.88		-0.93
11.53		-1.74	-1.90		11.76
-1.91		12.05	11.77		-1.57
15.10		-5.45	-3.93		15.31
-4.57		-0.49	11.00		-7.13
-0.97		-13.15	-14.22		-40.21
11.1		-1.1	130.6		0.58
0.88		0.25	2.5		52.8
494		446	5.26		
64		382			312
0.18		0.27			0.42
-0.78		-10.18			116.9
-0.16		-0.23			11.02
10.81		-2.97			12.31
10.85		10.30			-1.01
10.81		-1.30			11.71
-0.01		10.24			10.24
10.11		-0.51			10.30
10.84		-10.68			57.90
-0.41		-6.5	3.30		-7.91
-0.05		10.30	10.21		-0.71
10.11		-0.45	-0.45		-0.27
-10.16		10.81	10.10		10.84
-10.01		10.10	10.67		-0.07
10.10		-2.40	10.91		10.46
-0.00		10.18	10.64		-1.24
-0.17		-5.00	-1.03		-1.35
		7.65	17.5		-0.52
					10.45
					+2.03
0.15		0.29	0.18		-7.5
64		312	245		0.12
64	298	298	406		0.27
0.15	0.70	0.22	0.31		245
	11.80	-1.8			312
-0.27	-1.26	-1.25	-1.77		245
	-0.63	-0.63			810
10.25	10.85	+1.11	11.37		0.56
	10.56	-0.43			+0.70
-0.15	-0.68	10.45	10.51		-4.66
	10.23	-0.34			-0.97
-1.05	-0.24	10.26	10.36		-0.44
-0.22	10.63	-1.87	10.67		-1.66
-0.09		1.15			
-0.09		-10.26			0.37
10.15		10.78			10.49
-0.14		-0.89			12.22
					12.1

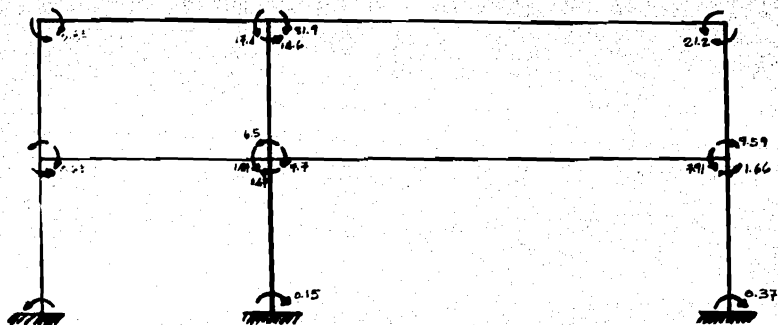
MARCO EJE ②



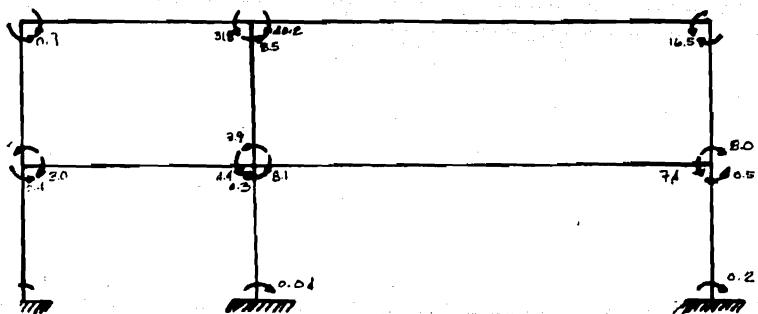
-0.82		-31.20 +0.820		-16.80
1121		-0.81 -0.80		-10.50
-1.42		+0.75 +0.53		-0.30
71.50		-2.25 -1.39		+1.18
-2.10		+3.78 +1.12		-1.05
17.43		-0.81 -2.10		+2.84
-4.27		-2.80 +1.70		-4.85
-5.93		-18.51 -2.10		+22.57
17.8		-6.60 +0.63		-36.7
+0.76		0.58 0.27		0.01
1199		1199 570		570
382		382		382
0.28		0.18		0.29
-1.87		-6.07		+1.83
-0.50		-0.47		+6.83
72.34		-7.40		1.40
+0.17		+0.31		-0.81
+0.07		-0.93		+0.73
-0.17		+0.15		0.13
+0.32		-0.26		+4.32
+0.87		-7.34		76.5
-0.88		-3.97	+2.07	-7.43
-0.90		-0.57	+0.22	-0.19
+0.33		-0.92	-0.18	0.18
-2.25		+0.29	+0.31	+0.14
+1.07		-0.70	-0.84	-0.77
+1.86		+0.61	+0.67	+0.72
-0.88		-3.60	+0.90	-1.68
-1.06		-0.84	-0.91	-0.45
				+7.16
				+1.73
0.22		+7.9		-7.20
382		0.22 0.24		0.25 0.24
370	519	382 405		405 382
0.49	0.30	519 806		870
		0.30 0.24		0.51
		-4.1		
-2.13	-1.35	-1.14	-0.91	73.67
+0.92	+0.60	-0.68		-3.10
	+0.96	+0.84	+2.67	-0.54
-0.75	+0.47	+0.23		-0.27
	+0.47	+0.80	+0.31	
-0.20	+0.20	-0.24		
-2.80	-0.13	+0.26	+0.70	0.58
	+3.02	-4.43	0.27	
-1.10		11.04		0.16
-0.38		+0.16		-0.30
+0.34		+0.34		-1.70
-1.06		-0.46		+1.84

MARCO EJE (4)

FINALMENTE LOS MOMENTOS FLEZIONANTES FINALES:



MARCO EJE ②



MARCO EJE ④

VALORES DE CONSTANTES Y REACCIONES FINALES (  $V_f$  y R, SENSAMENTE )

MARCO EJE ②

$V_i$	1.30		1.30	31.20		33.40
$\Delta V$	-5.80		+5.80	+1.70		-1.70
$V_f$	-4.50		+7.10	+32.90		+31.70
R	-4.50		40.00			+31.70

$V_i$	3.50		3.50	7.00		7.10
$\Delta V$	-0.40		+0.40	—		—
$V_f$	3.10		+3.90	+7.00		7.0
R	3.10		11.00			7.0

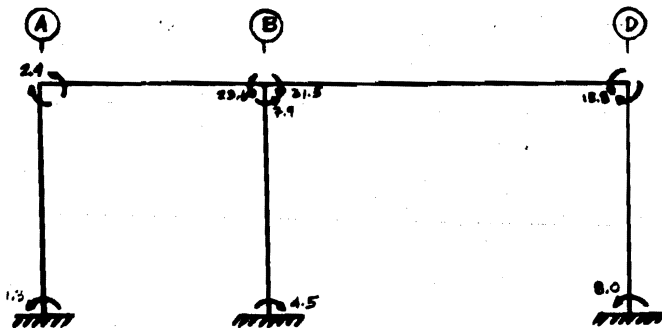
MARCO EJE ④

$V_i$	13.70		11.70	38.60		32.10
$\Delta V$	-10.40		+10.40	+3.70		-3.70
$V_f$	+3.30		+22.10	+42.30		+29.40
R	+3.30		64.40			+29.40

$V_i$	4.50		5.60	9.70		7.80
$\Delta V$	-0.45		+0.45	+0.10		-0.10
$V_f$	+4.05		+6.05	+9.80		+7.70
R	+4.05		14.85			+7.70

Analogamente se presenta la obtención de momentos flexionantes finales por carga vertical a través del método Cross, así como sus cortantes y reacciones finales de este marco, Eje **(7-8-9)**

	A			B				D	
	$K_A$	$T_A$		$T_B$	$K_B$	$T_B$		$T_D$	$K_D$
$V_0$	378	1174		1174	378	578		578	378
$f_d$	0.85	0.75		0.85	0.18	0.28		0.60	0.40
$M_E$		+1.7		-1.7		+21.8		-34.5	
	-0.4	-1.3		-16.6	-5.6	-8.1		+22.6	+12.3
		-2.3		-0.7		+14.9		-4.1	
	+2.1	+0.2		-5.3	-1.7	-2.6		+2.5	+1.6
		-2.7		+2.1		+1.3		-1.3	
	+1.7	+2.0		-2.4	-0.8	-1.2		+0.8	+0.5
$M_F$	+2.4	-2.4		-22.6	-7.9	+11.5		-15.8	+18.5
$V_i$		2.3		2.3		24.1		22.9	
$\Delta V$		-1.2		12.2		12.4		-2.4	
$V_f$		-4.9		4.5		26.4		26.5	
$R$	-4.9				37.9				26.5



MARCO **(7-8-9)**

## b) ANÁLISIS POR CARGAS LATERALES ( SISMO )

Nuevamente haciendo mención al Reglamento del Distrito Federal se puede mencionar, que para estructuras con altura superior a 60 metros se exige el análisis dinámico, en vista de que la importancia de tales estructuras justifica el desarrollo de estudios que puedan predecir fenómenos especiales, fuera del alcance de los métodos estáticos.

Por otra parte el edificio en consideración se somete a las consideraciones para aceptar el método estático simplificado, que se puede aplicar hasta construcciones de 13 metros con lo cual se cubren edificios de vivienda hasta 3 ó 4 niveles.

Finalmente para valuar la resistencia de muros ante cargas laterales se debe recordar que deben revisarse para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debido a empujes normales a su plano.

Para poder aclarar estas situaciones mecánicas, se parte de la evaluación de la resistencia de cada muro ante sollicitaciones sísmicas.

Para esto se cuenta con métodos para el cálculo de resistencia de muros a cargas laterales, enfatizando que el empleo del método simplificado se restringe a muros que tengan una cantidad mínima de refuerzo interior;  $P_h + P_v \geq 0.002$ ,  $P_h$  - refuerzo horizontal y  $P_v$  = refuerzo vertical.

o' de castillos y dadas, para asegurar una ductibilidad razonable, cuando llegue al agrietamiento ante efectos sísmicos. Para muros que no cumplan esos requisitos será necesario el empleo del método detallado de diseño.

La expresión que se propone en este método toma en cuenta en forma burda y conservadora el efecto benéfico que sobre la resistencia a cargas laterales tiene la fuerza axial aplicada al muro.

La resistencia ante cargas laterales se expresa en términos de un esfuerzo cortante resistente de la mampostería, el cual depende principalmente de la resistencia de la pieza y en menor grado de la del mortero.

La mejor forma de conocer la resistencia al corte de la mampostería es mediante el ensaye de muretes en compresión diagonal con las piezas y morteros que se emplearán en la obra. El murete debe de estar formado por una pieza y media en una dirección y un número tal de hiladas que haga que el murete tenga forma aproximadamente cuadrada. El procedimiento de ensaye consiste en dar una compresión diagonal hasta la falla. - El esfuerzo cortante resistente se calculará como la proyección de la fuerza en la dirección de las hiladas divididas entre el área transversal bruta.

La determinación deberá efectuarse sobre un mínimo de 9 muretes siendo la resistencia nominal,  $V^*$ , la calculada por la expresión.

$$V^* = \frac{\bar{V}}{1 + 2.5 C.V.}$$

Donde  $\bar{V}$  es la resistencia promedio al corte de muretes, y C.V. coeficiente de variación de la resistencia.

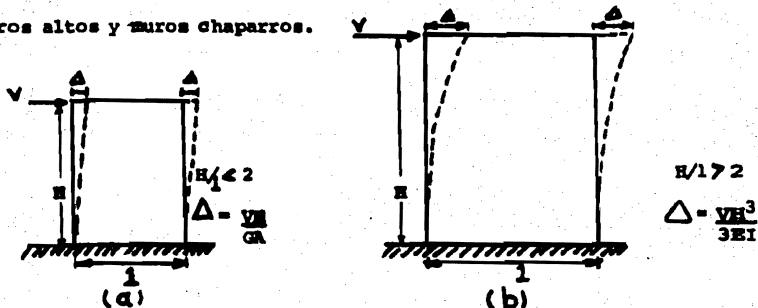
El D.F. proporciona una tabla donde consignan valores de  $V^*$  para materiales, en los cuales se han realizado pruebas de laboratorios, suficientes para poder recomendar un valor de la resistencia al corte. Para materiales no anotados en dicha tabla deberá efectuarse la determinación de la resistencia al corte.

En el diseño por cargas laterales deberá revisarse no sólo el efecto de las fuerzas cortantes sino también el de los momentos flexionantes que producen dichas cargas laterales. Puede requerirse refuerzo adicional en los extremos del muro para resistir dichos momentos. El análisis se basará en los criterios generales de flexocompresión.

Para efectuar el análisis por cargas laterales se considera conveniente que la rigidez de los muros se calcule tomando en cuenta que se incluyan tanto deformaciones por flexión, como por cortante.

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH^3}{3EI} + \frac{VH}{GA}$$

Aunque rígidamente desde el punto de vista teórico se debe analizar estos sistemas que son a base de muros de rigidez, cuando - - - - las deformaciones por flexión o por cortante son más importantes una de otra, es decir se deben contemplar dos casos de muros, a saber: muros altos y muros chaparros.



a) Muros Chaparros  
(Efecto de deformación por cortante principalmente)

b) Muros Altos  
(Efecto de deformación por Flexión principalmente)

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH}{GA}$$

$$\Delta_{TOT} = \frac{VH^3}{3EI}$$

De tal forma que en cada muro se debe puntualizar qué tipo de deformación es la que impera y así valuar su rigidez, esto es inoperante pues habrán muros intermedios en cuanto a relación de altura a su longitud, por tanto se debe cuantificar su rigidez total como la suma de deforma



ciones por cortante y por flexión.

En conclusión, las deflexiones de un muro sujeto a una fuerza lateral en su plano son debidas a efectos cortantes y de flexión.- Las deformaciones de cortante se pueden calcular como:

$$\Delta_v = \frac{vh}{GA}$$

V- Cortante sísmica  
h- Altura del muro  
G- Módulo de cortante  
A- Area transversal del muro

Y las deformaciones por flexión se pueden valuar a través de la fórmula siguiente :

$$\Delta_f = \frac{vh^3}{\alpha EI}$$

EI = Propiedad Elasto-geométrica del muro.

Siendo  $\alpha$  un factor que depende de las condiciones de empotramiento del muro. La suposición más simple es la de considerar que en cada nivel el muro es un voladizo y por tanto  $\alpha = 3$ . La rigidez se obtiene como los recíprocos de la suma de las dos rigideces, a saber :

$$K_v = \frac{V}{\Delta_v} \quad ; \quad K_f = \frac{V}{\Delta_f}$$

$$K_{TOT.} = \frac{1}{\frac{1}{K_v} + \frac{1}{K_f}}$$

A continuación se deduce la fórmula de la rigidez con la cual se distribuye la cortante sísmica en todos los muros.

$$K_{TOT} = \frac{1}{\frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F}}$$

$$K_V = \frac{G e I}{h} \quad K_F = \frac{3 E I}{h^3}$$

$$\frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F} = \frac{h}{G e I} + \frac{h^3}{3 E I}$$

DONDE LOS VALORES DE "G" e "I" SON:

$$G = 0.3 E, \quad I = \frac{e I^3}{12} m$$

(Adicionalmente  $m=1.0$ , factor que incrementa el momento de inercia (I) por efecto de muros perpendiculares al muro en estudio.)

$$\therefore \frac{1}{K_V} + \frac{1}{K_F} = \frac{h}{0.3 E e I} + \frac{h^3}{3 E \frac{e I^3}{12} m}$$

$$= \frac{h}{0.3 E e I} + \frac{4 h^3}{E e I^3 m}$$

$$= \frac{h}{E e I} \left( \frac{1}{0.3} + \frac{4 h^2}{m I^2} \right)$$

$$= \frac{h}{E e I} \left[ 3.33 + \frac{4}{m} \left( \frac{h}{I} \right)^2 \right]$$

$$K_{TOT} = \frac{Ee l}{h} \left[ \frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} \left( \frac{h}{l} \right)^2} \right]$$

Si  $\frac{Ee}{h}$  = constante

$$K_{TOT} = 1 \left[ \frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} \left( \frac{h}{l} \right)^2} \right] \quad \text{--- } \textcircled{1}$$

$K_{TOT}$  = Rigidez total, tomando en cuenta deformaciones por cortante y por flexión.

l = Longitud del muro

h = Altura total del muro

m = Factor que toma en cuenta los muros transversales - trabajando como patines - del muro en estudio.

$$m = \frac{I_{total}}{I_{muro}} > 1.0$$

Lo anterior es una forma sumamente burda de calcular las rigideces, que no toma en cuenta la liga que el sistema de piso proporciona a los -- distintos muros, sin embargo, intentar tomar en cuenta este factor, -- lleva a procedimientos de análisis cuya complejidad no parece justificarse en vista de las grandes incertidumbres que existen en las variables a considerar.

Por otro lado para efectuar el análisis por cargas laterales se considera conveniente también que se tome el módulo de elasticidad correspondiente a cargas de corta duración, es decir, el reglamento del D. - D.F. contempla este aspecto exigiendo que el módulo de elasticidad de la mampostería, se podrá determinar experimentalmente o calcularse en forma aproximada como sigue:

- Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E = 600 f^*m, \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f^*m, \text{ para cargas sostenidas}$$

- Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E = 400 f^*m, \text{ para cargas de corta duración}$$

$$E = 250 f^*m, \text{ para cargas sostenidas}$$

Seguidamente se debe de considerar en el cálculo de momento de inercia la formación de secciones T, L, E ó I en las intersecciones entre muros es decir: Para la rigidez en flexión de los muros hay que considerar la contribución de los muros transversales trabajando como patines del muro en estudio. (ver el factor  $m > 1.0$  en la fórmula anterior)

Las normas del reglamento de D.D.F. en cuanto a esto expone la contribución de muros transversales que intersectan al considerado; por tanto podrá considerarse para el cálculo de las propiedades del muro, que se forman secciones T ó I, para las que el ancho efectivo de los patines no excederá de una sexta parte de la altura del muro arriba del nivel que se está analizando, ni doce veces el espesor del muro. Cuando se formen en las intersecciones secciones L ó I, el ancho del patín será 1/16 de la altura del muro arriba del nivel que se está analizando o 6 veces el espesor del muro. Se toma en cuenta la sección agrietada reduciendo el momento de inercia de la sección bruta.

Basándonos en lo antes estipulado, preliminarmente haremos el reconocimiento de cargas o se deducir el peso por nivel para efectuar el cálculo de cortantes estáticos.

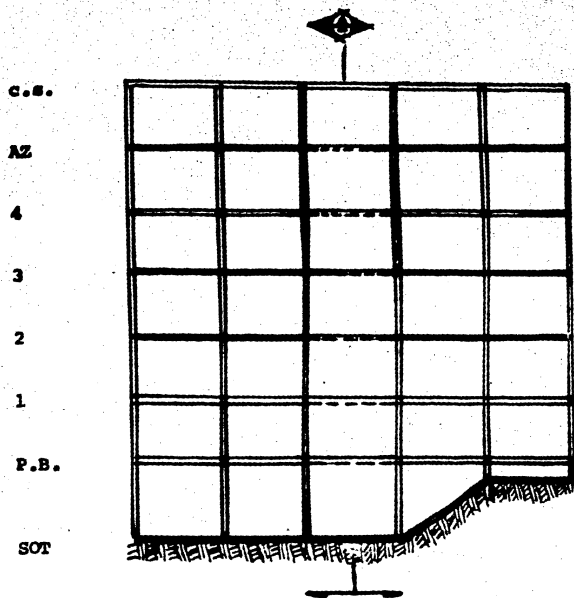
Como los dos cuerpos están desligados por una zona de losa muy pequeña (escaleras) se analizará el edificio en dos cuerpos, el cuerpo anterior que tiene sótano y el cuerpo posterior que no tiene sótano (Fig. 7).

#### Cubierta de Servicios.

$$\text{Area losa} = 3.40 \times 9.70 + 2.2 \times 1.75 + 2.15 \times 4.08 = 45.6 \text{ m}^2$$

$$W = 45.6 \times 0.37 = 16.9 \text{ TON.}$$

$$\text{Longitud de muros sentido "X"} = 5 \times 3.4 + 1.40 + 1.60 + 2.90 = 22.9$$



**FIG. 7** Corte longitudinal donde se muestra la elevación esquemática de niveles, aquí se muestra el criterio de análisis sísmico, como se puede ver el edificio, se analiza como si fuera dos - enteramente independientes. (Las líneas punteadas muestran - la junta constructiva que desliga estructuralmente los cuer- pos simétricos del inmueble, permitiendo así el libre movimien- to de ambos, ocasionando un análisis sísmico convencional por separado.)

Longitud de muros sentido "y" =

$$9.70 + 0.90 + 1.90 + 1.00 + 2 \times 2 = 17.5 \text{ m}$$

Longitud total de muros =

$$22.9 + 17.5 - 12 \times 0.15 = 38.6 \text{ m}$$

Peso total de muros. -

$$W = 38.6 \times 0.69/2 = 13.3 \text{ TON}$$

Muros con ventana = 6 m

$$W = 6 \times 0.57 = 3.4 \text{ TON}$$

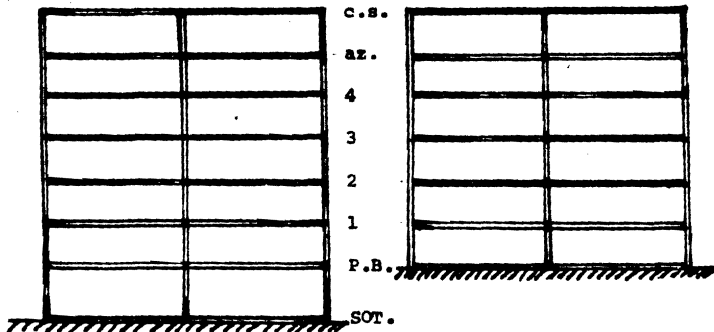
Pretil perimetral

$$2 (9.70 + 3.1) + 3.9 + 4.1 + 1.60 + 3.8 = 39 \text{ m}$$

$$W = 39 \times 0.105 = 4.1 \text{ TON}$$

CUERPO ANTERIOR  
(CON SOTANO)

CUERPO POSTERIOR  
(NO HAY SOTANO)



CORTE A

Muros capuchinos =

$$8.20 \times 0.28 = 2.3 \text{ TON}$$

Trabes =

$$7.50 \times 0.15 \times 0.25 \times 2.4 = 0.7 \text{ TON}$$

$$W_{\text{total}} = 39.8 + 38.0 + 5.0 + 2.3 + 0.7 = 85.8 \text{ TON}$$

$$W = \frac{85.8}{94.84} = 0.9 \text{ t/m}^2$$

#### AZOTEA

Area Losa =

$$94.84 \text{ m}^2 ; \times 0.56 \text{ t/m}^2 = 53.1 \text{ TON}$$

$$\text{Muros} = 13.3 \text{ TON} \quad (\text{cubierta de servicios})$$

$$\text{Pretil} = 15.50 \times 0.105 = 1.6 \text{ TON}$$

$$\text{Muros} = 19.0 \text{ TON} \quad (\text{planta tipo})$$

$$\text{Muros con ventana} = 2.5$$

$$W_{\text{TOT}} = 53.1 + 13.3 + 1.6 + 19.0 + 2.5 = 89.5 \text{ TON.}$$

$$W = \frac{89.5}{94.84} = 0.94 \text{ TON/m}^2$$



$$\text{Data eje } \odot = 9.70 \times 0.15 \times 0.10 \times 2.4 = 0.35 \text{ m}$$

$$W = 0.35 \text{ TON}$$

$$W_{\text{TOTAL}} = 16.9 + 13.3 + 3.4 + 4.1 + 0.4 = 38.1 \text{ TON}$$

$$W = \frac{38.1}{45.6} = 0.84 \text{ T/m}^2$$

### NIVEL TIPO

$$\begin{aligned} \text{Area losa} &= 9.85 \times 8.80 \times 2 \times 4.08 = 94.84 \text{ m}^2; \\ &\times 0.42 \text{ T/m}^2 = W = 39.8 \text{ TON} \end{aligned}$$

Longitud de muros en "X" =

$$\begin{aligned} &3.40 + 2.15 + 2.35 + 2.30 + 1.00 + 2.35 \\ &+ 2.30 + 0.75 + 2.15 = 18.75 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud de muros en "Y" =

$$\begin{aligned} &9.90 + 3.80 + 3.80 + 3.80 + 1.00 + 9.70 \\ &+ 2.00 = 37.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Longitud total de muros =

$$18.75 + 37.80 - 10 (0.15) = 55.05 \text{ m}$$

$$W_{\text{MUROS}} = 55.05 \times 0.69 \text{ t/m} = 38.0 \text{ TON}$$

Muros con ventana =

$$8.65 \times 0.57 = 5.0 \text{ TON}$$

## NIVEL 1

Area Losa =

$$94.84 \text{ m}^2 \times 0.84 \text{ t/m}^2 = 79.7 \text{ TON}$$

Muros = 19.0 TON

Columnas =

$$\frac{1}{2} (6 \times 0.30 \times 0.45 \times 2.30 \times 2.4) = 2.2 \text{ TON}$$

(P.B.)Muros =

$$32.2 \times 0.69/2 = 11.1 \text{ TON}$$

$$W_{\text{TOT}} = 112.0 \text{ TON}$$

$$W = \frac{112}{94.84} = 1.18 \text{ t/m}^2$$

## PLANTA BAJA

Area Losa =

$$9.15 \times 16.97 - 3.15 \times 5.07 - 4.15 \times 3.15 =$$
$$= 138.1 \text{ m}^2$$

$$W = 138.1 \times 0.705 = 97.4 \text{ TON}$$

Columnas = 4.4 TON

Muros = 22.2 TON

$$W_{\text{TOT}} = 124.0 \text{ TON}$$

$$W = \frac{124}{138.1} = 0.9 \text{ T/m}^2$$

Después de este cálculo de pesos por nivel lo que seguirá es la valuación de las fuerzas sísmicas de acuerdo con el reglamento propuesto, - así como a la distribución de sus efectos entre los elementos resistentes en cada entrepiso.

Las consideraciones a seguir para el análisis sísmico de edificios serán los siguientes:

- a) La fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa de tal forma que es paralela al sistema de elementos resistentes a estos empujes laterales en una sola dirección, paralela a su plano.

Adicionalmente se supone que en todos los entrepisos existen dos sistemas ortogonales de elementos resistentes y ambos trabajan in dependientemente, de tal suerte que siempre será posible descomponer la cortante sísmica en un entrepiso en dos componentes que satisfagan la condición impuesta.

- b) En cuanto a rigideces de entrepiso de cada marco ó muro se supone que se puede valorar en forma aproximada para fines de una distribución preliminar ya que posteriormente se puede practicar un cálculo más sofisticado en función de la primera aproximación.
- c) Los sistemas de piso son indeformables, aunque esta hipótesis es

inoperante en construcciones cuya longitud en planta sea varias veces su ancho y cuya rigidez ante cargas laterales no esta distribuida de manera sensiblemente uniforme en todo su largo.

Esto ocurre en edificios de losas precoladas, también aquellos que poseen elementos verticales resistentes a cargas laterales -- cuya rigidez sea comparable a la de las losas.

- d) Finalmente se supone que el efecto del temblor, equivale al de un sistema de fuerzas horizontales que actuan en dirección paralela a uno de los sistemas de elementos resistentes y obran en el centro de gravedad de cada nivel.

#### SECUELA DE CALCULO

En el centro de gravedad de cada nivel actua una fuerza horizontal  $F_i$  ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ , niveles) dada por la formula:

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i} \quad c \sum W_i$$

$F_i$  = Fuerza aplicada en el entrepiso  $i$

$W_i$  = Peso del entrepiso  $i$

$H_i$  = Altura del nivel  $i$

$C$  = Coeficiente sísmico especificado en el reglamento.

La estructura en cuestión corresponde al grupo B, según su uso, y con respecto a su estructuración, al tipo I ( ya que las fuerzas sísmicas serán resistidas por muros ).

El edificio se localiza en zona firme, por lo tanto le corresponde un coeficiente sísmico de:

$$C = 0.16$$

Con respecto a su ductilidad usar un factor  $Q = 2$ , dado por el reglamento.

Fuerza cortante sísmica en la base del inmueble.

$$F = \frac{C}{Q} W, \quad W = \text{Peso total del edificio}$$

COSTANTE SISMICA PARA EL CUERPO ANTERIOR ( con sctano )

TABLA I

NIV	w	$\Delta h$	h	wh	fd	F	v	$\Delta M$	M
c.s.	38.1		17.63	689	0.123	6.1			0
		2.45					6.1	14.9	
AZ	89.5		15.18	1339	0.243	12-1			14.9
		2.45					18.2	44.6	
4	85.8		12.71	1092	0.195	9.7			59.5
		2.45					27.9	68.4	
3	85.8		10.28	882	0.157	7.8			127.8
		2.45					35.7	87.5	
2	85.8		7.83	672	0.120	6.0			215.4
		2.58					41.7	107.6	
1	112		5.25	588	0.105	5.2			323.6
		2.65					46.9	124.3	
P.B.	124		2.60	322	0.057	2.8			447.3
		2.60					49.7	129.2	
SOT	0		0	0					576.5
$\Sigma$	621			5604	1.000				

$$v_{base} = \frac{0.16}{2} \times 621 = 49.7 \text{ TON}$$

CONSTANTE SIMICA PARA EL CUERPO POSTERIOR ( no hay sótano )

TARLA 2

Niv	W	$\Delta h$	h	Wh	Ed	F	V	$\Delta M$	M
c.s.	38.1		15.03	573	0.144	5.7			0
		2.45					5.7	14.0	
AE	89.5		12.58	1.26	0.283	11.3			14.0
		2.45					17.0	41.7	
4	85.8		10.13	869	0.219	8.7			55.7
		2.45					25.7	63.0	
3	85.8		7.68	659	0.166	6.6			118.7
		2.45					32.3	79.1	
2	85.8		5.23	449	0.113	4.5			197.8
		2.45					32.3	79.1	
2	85.8		5.23	449	0.113	4.5			197.8
		2.58					36.8	94.9	
1	112.0		2.65	297	0.075	3.0			292.7
		2.65					39.8	10.55	
P.B.			0						398.2
	497			39.73	1.000				

$$V_{base} = \frac{0.16}{2} \times 497 = 39.8 \text{ TON}$$

siguiendo nuestros cálculos consideramos el cálculo de la capacidad de cortante de los muros de tabique rojo recocido de 14 cm. de espesor. Con el método simplificado de diseño.

$$V_R = FR (0.7 v^* A_T)$$

$A_T$  = Area transversal bruta del muro

$F_R$  = 0.6 (Muros confinados con dalas y castillos que cumplen con los requisitos estipulados por el nuevo reglamento)

$v^*$  = Esfuerzo cortante nominal, se da en una tabla que ofrece el reglamento del D.D.F.

$$v^* \left\{ \begin{array}{l} 3.5 \text{ Kg/cm}^2 - \text{mortero tipo I} \\ 3.0 \text{ Kg/cm}^2 - \text{mortero tipo II y III} \end{array} \right.$$

Estos morteros son de usual uso en elementos estructurales de mampostería, y que cumplen ciertos requisitos.

- 1.- Resistencia nominal en compresión por lo menos de  $40 \text{ Kg/cm}^2$
- 2.- La relación volumetrica entre arena y la suma de cementantes se encontrará entre 2.25 y 3.0



3.- La resistencia se determinará según lo especificado en las normas que dicta el Reglamento del D.D.F.

4.- Se empleará la mínima cantidad de agua que da como resultado un mortero fácilmente trabajable.

Usando mortero tipo I

$$V_R = 0.6 \times 0.7 \times 3.5 = 1.47 \text{ Kg/cm}^2$$

Por comparación calcularemos el  $V_R$  con el método detallado de - -  
dado:

$$V_R = F_R (0.5 V^* A_T + 0.3 P) \cong 1.5 F_R V^* A_T$$

P = Carga vertical que actúa sobre el muro sin multiplicar por factor de carga.

En nuestro caso, tomaremos un valor mínimo

$$P = 5.34 \text{ T/M (FIG. 5)}; \frac{5.34}{0.14} = 38.14 \text{ T/M}^2 = 3.81 \text{ Kg/cm}^2$$

Haciendo operaciones:

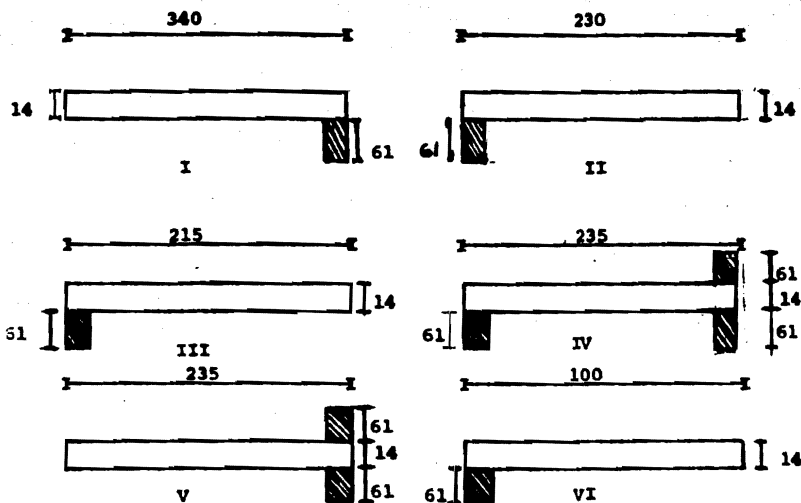
$$\begin{aligned} V_R &= 0.6 (0.5 \times 3.5 + 0.3 \times 3.81) = \\ &= 0.6 (1.75 + 1.14) = 1.74 \text{ Kg/cm}^2 \cong 1.5 \times 0.6 \times 3.5 = 3.15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \end{aligned}$$

Emplearemos este último valor, por tratarse de un valor que contempla la fuerza resistente en función de la carga axial actuante sobre el muro, la cual se calcula sin factor de carga y con la carga viva instántanea (reducida para efectos de diseño, sísmico). Luego entonces el esfuerzo resistente es:

$$V_R = 1.74 \text{ Kg/cm}^2$$

ANÁLISIS SENTIDO "X"

Continuando, se calcularán las inercias de los muros resistentes, sentido X (FIG. 5), considerando la contribución de los muros transversales, trabajando como patines:



Determinación del peralte de patines de los muros que contribuirán a la rigidez :

$$\frac{H_2}{16} = \frac{980}{16} = 61 \text{ cm}$$

$$6t = 6 \times 15 = 90$$

t = espesor del muro

RIGE EL MENOR

H<sub>2</sub> = altura a partir del nivel considerado.

I .-

A (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	AX (cm <sup>2</sup> )
14x340 = 4760	0	0
14x 61 = $\frac{854}{5614}$	163	139,202
$\bar{X} = 22.6 \text{ cm}$		

$$4760 \times 24.8^2 = 2.93 \times 10^6$$

$$854 \times 138.2^2 = 16.31 \times 10^6$$

$$4760 \times 340^2/12 = 45.85 \times 10^6$$

$$854 \times 14^2/12 = \frac{0.01 \times 10^6}{65.1 \times 10^6}$$

$$m = \frac{65.1 \times 10^6}{45.85 \times 10^6} = 1.42$$

II .-

A (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	AX (cm <sup>3</sup> )
14x230 = 3220	0	0
14x61 = $\frac{854}{4074}$	100	92232
$\bar{X} = 22.6 \text{ cm}$		

$$3220 \times 22.6^2 = 1.64 \times 10^6$$

$$854 \times 85.4^2 = 6.23 \times 10^6$$

$$3220 \times 230^2/12 = \underline{14.19 \times 10^6}$$

$$22.06 \times 10^6$$

$$m = \frac{22.06 \times 10^6}{14.19 \times 10^6} = 1.55$$

III .-

A	X	AX
cm <sup>2</sup>	(cm)	(cm <sup>3</sup> )
14 x 215 = 3010	0	0
14 x 61 = <u>854</u> 3864	100	85400
$\bar{X} = 22.1$ CM		

$$3016 \times 22.1^2 = 1.47 \times 10^6$$

$$854 \times 77.9^2 = 5.18 \times 10^6$$

$$3010 \times 215^2/12 = \underline{11.59 \times 10^6}$$

$$18.24 \times 10^6$$

$$m = \frac{18.24 \times 10^6}{11.59 \times 10^6} = 1.57$$

IV .-

	A (cm <sup>2</sup> )	X (cm <sup>2</sup> )	AX (cm <sup>3</sup> )
14X51 =	854	-110	-93940
14X235 =	3290	0	0
14X122 =	<u>1708</u>	+110	<u>+187880</u>
	5852		93940

$$\bar{X} = 16.1 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 854 \times 126.1^2 &= 13.58 \times 10^6 \\
 3290 \times 16.1^2 &= 0.85 \times 10^6 \\
 1708 \times 93.9^2 &= 15.06 \times 10^6 \\
 3290 \times 235^2/12 &= 15.14 \times 10^6 \\
 \hline
 &44.63 \times 10^6
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{44.63 \times 10^6}{15.14 \times 10^6} = 2.95$$

V .-

	A (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	AX (cm <sup>3</sup> )
14X235 =	3290	0	0
14X122 =	<u>1708</u>	110	187880
	4998		

$$\bar{X} = 37.6 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 3290 \times 37.6^2 &= 4.65 \times 10^6 \\
 1708 \times 72.4^2 &= 8.95 \times 10^6 \\
 3290 \times 235^2/12 &= \underline{15.14 \times 10^6} \\
 &28.74 \times 10^6
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{28.74 \times 10^6}{15.14 \times 10^6} = 1.90$$

VI .-

A (cm <sup>2</sup> )	X (cm)	AX (cm <sup>3</sup> )
14 X 61 = 854	43	36550
14 X 100 = 1400	0	0

$$\bar{X} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 854 \times 26.8^2 &= 0.61 \times 10^6 \\
 1400 \times 16.2^2 &= 0.37 \times 10^6 \\
 1400 \times 100^2/12 &= 1.17 \times 10^6 \\
 &\underline{2.15 \times 10^6}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{2.15 \times 10^6}{1.17 \times 10^6} = 1.84$$

Para distribuir el sismo entre los elementos resistentes del edificio que son a base de muros de carga y que nacen en el nivel 1, se utilizará la formula 1 que involucra deformaciones por cortante y por flexión, para ellos utilizaremos una tabla para facilidad de calculo

$$K = \frac{E e l}{h} \left[ \frac{1}{3.33 + \frac{4}{m} (h/l)^2} \right]$$

TABLA 1:

LA DISTRIBUCION DE CONSTANTE SISMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "X"

m	l	e	e1	$h/l$	$(a/l)^2$	$\frac{4}{3} \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$\frac{3.33 +}{2} \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$\frac{A}{I}$	$K_{rel}$	NO. MUROS	rel X No. Muros	fd	rel fd	$\frac{c}{h/l}$	t P	VERE	P+C	P-T
1.42	3.40	0.14	0.48	3.68	13.54	38.14	41.47	0.024	0.012	1	0.012	0.31	0.31	75.0	2.2			
1.55	2.30	0.14	0.32	5.43	29.48	76.08	79.41	0.013	0.004	2	0.008	0.10	0.20	24.2	10.5			
1.57	2.15	0.14	0.30	5.81	33.76	86.01	89.34	0.011	0.003	2	0.006	0.08	0.16	19.4	9.0			
2.95	2.35	0.14	0.35	5.32	28.30	38.37	41.70	0.024	0.008	1	0.008	0.21	0.21	50.9	21.7			
1.90	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	59.58	62.91	0.016	0.005	1	0.005	0.13	0.13	31.5	13.4			
1.84	1.00	0.14	0.14	12.50	156.25	339.7	343.03	0.003	0.000	1	0.000	0.00	0.00	0.00				
2.00	0.75	0.14	0.11	16.67	277.90	555.8	559.13	0.002	0.000	1	0.000	0.00	0.00	0.00				
											0.039		1.00					

Nota:

no se terminó la tabla en cuanto al cálculo por considerar que el muro de 3.40 m no - - pasaba.



Verificaremos el esfuerzo actuante para el muro de longitud de 3.40 m. tomando el valor de cortante sísmico de la tabla 1, y multiplicando - por su factor de distribución.

$$V = 41.7 \times 0.31 = 13 \text{ TON.}$$

$$v = \frac{13}{3.4 \times 0.14} = 27.3 \text{ TON/m}^2 = 2.73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2.73 \text{ Kg/cm}^2 > 1.74 \text{ Kg/cm}^2 \quad \therefore \text{ no pasa}$$

De aquí se tendría que pensar en una solución para que la cortante - sísmica esté distribuida más uniforme y a la vez que provoque esfuer - zos dentro de lo permisible.

En este caso se decidió involucrar un muro de concreto, ocasionando - además de una distribución de cortante sísmica diferente, una mejor disposición de esfuerzos en los muros restantes que, evidentemente - serán inferiores al permisible.

Por esta razón haremos una nueva distribución :

espesor equivalente ( e ) del muro de concreto :

$$E_{\text{concreto}} = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{\text{tabique}} = 400 \times 19 = 8000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$e = 18 \times 14 = 252 \text{ cm}$$

Según el Reglamento del D.D.F. , un muro confinado con dalas y --  
castillos que cumpla ciertos requisitos se podrá incrementar en --  
4 Kg/cm<sup>2</sup> . Así que la tabla que ofrece el D.D.F. para valores nomi-  
nales de  $f_m^*$  y para tabique de barro recocido se toma un valor de --  
15 Kg/cm<sup>2</sup> , adicionando los 4 kg/cm<sup>2</sup> que se pueden aumentar ; son --  
los 19 Kg/cm<sup>2</sup> que se involucran en el cálculo del valor del Módulo  
de Elasticidad del tabique para cargas de corta duración.

TABLA 2 :

2ª DISTRIBUCION DE CONSTANTE SIMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "X"

m	l	e	e1	b/l	(b/l) <sup>2</sup>	$\frac{4}{3} \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$\frac{3.33}{3} + \frac{4}{3} \left(\frac{h}{l}\right)^2$	$\frac{1}{3} \left(\frac{h}{l}\right)^3$	K <sub>rel</sub>	NO. MUROS	K <sub>rel X</sub> No. Mu- ros	fd	K <sub>fd</sub> - 1.0	$\frac{K_{rel X}}{K_{fd}}$	c = t -M/l	F VERT	F+C	F-T
1.42	3.40	0.14	0.48	3.68	13.54	38.14	41.47	0.024	0.012	1	0.012	0.148	0.148	35.9	10.6	2	12.6	-8.6
1.55	2.30	2.52	5.80	5.43	29.48	117.9	121.23	0.008	0.046	1	0.046	0.568	0.568	137.6	5.00	8.0	68.0	5.2
1.55	2.30	0.14	0.32	5.43	29.48	76.08	79.41	0.013	0.004	1	0.004	0.049	0.049	11.9	5.2	2.4	7.6	-2.8
1.57	2.15	0.14	0.30	5.81	33.76	86.01	89.34	0.011	0.003	2	0.006	0.037	0.076	9.00	4.2	8.5	4.7	-3.7
2.95	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	38.37	417	0.024	0.008	1	0.008	0.099	0.099	24.0	10.2	1.46	11.66	-8.7
1.90	2.35	0.14	0.33	5.32	28.30	59.58	62.91	0.016	0.005	1	0.005	0.062	0.062	15.0	5.5	2.3	8.8	-4.2
1.84	1.00	0.14	0.14	12.50	156.25	339.7	343.0	0.003	0.00	1	0.000	0.000	0.000	0.00	-	2.7	2.7	2.7
											0.081		K <sub>fd</sub> - 1.0					

\* Diseño de castillos

Para estar dentro de la seguridad subiremos este muro de concreto hasta el nivel 3, éste muro se presentará en el capítulo de dimensionamiento, junto con su análisis de diseño.

La cortante que toma el muro de tabique de 3.40 m ( ver tabla 2 )

$$V = 41.7 \times 0.148 = 6.2 \text{ TON.}$$

$$v = \frac{6.2}{3.4 \times 0.14} = 13 \text{ T/m}^2 = 1.3 \text{ Kg/cm}^2 < 1.7 \text{ Kg/cm}^2 \text{ O.K.}$$

Con respecto al momento de volteo en cada nivel se tomará con acero en los extremos de cada muro. ( \* Diseño de castillos )

De la tabla que muestra la 2ª distribución del sismo entre los muros se logra ver que los castillos serán de sección y armado mínimo de nivel 3 hacia abajo ya que el muro de concreto subirá hasta el nivel 3.

De este nivel al siguiente ( ya todos los muros son de tabique ) - se tiene un momento de volteo de 127.9 T-m ( ver tabla I " Cortante sísmica para el cuerpo anterior" ) y el acero del castillo en los extremos del muro de mayor factor de distribución, con respecto a la primera distribución es de :

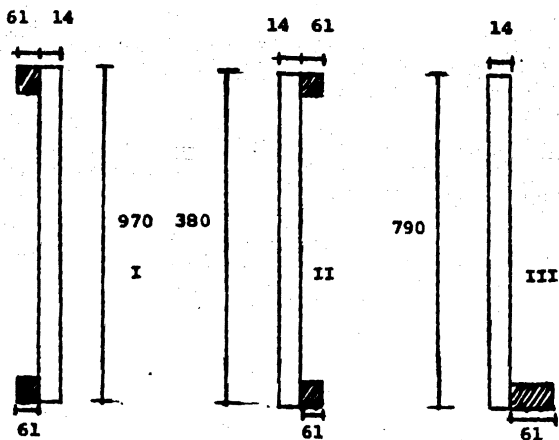
$$0.75 \times 127.9 = 96 \text{ TON.} ; 96/242.3 = 0.4 ; \times 13 = 5.2 \text{ TON.}$$

$$A \text{ COMPRESION } - P-T = 5.2 ; A_s = 5200/3000 = 1.7 \text{ cm}^2 \text{ ( } A_{s_{\min}} = 4 \# 2.5 \text{ )}$$

En conclusión todos los castillos serán de 15 X 15, 4 # 2.5 y E  $\phi$  2 @15 en toda su altura.

ANÁLISIS SENTIDO "Y" ( ver figura 5 )

Cálculo del momento de inercia de los muros en sentido "Y"



I .-

$$\frac{14 \times 970^3}{12} = 1.06 \times 10^9$$

$$2 \times 14 \times 61 \times 478^2 = 0.39 \times 10^9$$

$$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \end{array} \right\} 1.45 \times 10^9$$

$$m = \frac{1.45}{1.06} = 1.37$$

$$\text{II .- } \frac{14 \times 380^3}{12} = 64 \times 10^7$$

$$2 \times 14 \times 61 \times 183^2 = \frac{5.7 \times 10^7}{12.1 \times 10^7}$$

$$m = \frac{12.1}{6.4} = 1.89$$

III.-	SECC	A <sub>2</sub> (CM <sup>2</sup> )	Y (CM)	AY (CM <sup>2</sup> )	
	1	790x14=11060	0	0	$\bar{Y} = 27.8 \text{ cm}$
	2	61 X 14 = $\frac{854}{11914}$	388	331352	

$$11060 \times 27.8^2 = 8,55 \times 10^6$$

$$854 \times 360.2^2 = 11080 \times 10^6$$

$$11060 \times 790^2/12 = \underline{575.21 \times 10^6}$$

$$694.56 \times 10^6 = 0.69 \times 10^9$$

$$m = \frac{695}{575} = 1.21$$

Analogamente para el sentido "y" (Fig. 5), haremos la distribución de la Fuerza cortante sísmica.

DISTRIBUCION DE CORTANTE SISMICA ENTRE LOS MUROS

SENTIDO "Y"

L	e	el	h/l	(h/l) <sup>2</sup>	$\frac{4h^2}{l^2}$	$\frac{3.33}{l^2} + \frac{1}{4}$	$\frac{1}{4} \left( \frac{h}{l} \right)^2$	K <sub>rel</sub>	No. muros	K <sub>rel</sub> X No. Muros	fd	K <sub>d</sub> = 1.0	M VOLTEO	c=t	PUERT	P+C	P-T
9.7	0.14	1.36	1.3	1.69	4.93	8.26	0.12	0.16	1	0.16	0.52	0.52	27.21	3.11			
7.9	0.14	1.11	1.6	2.56	8.46	11.79	0.08	0.09	1	0.09	0.29	0.29	70.34	0			
3.8	0.14	0.53	3.3	10.89	23.05	26.38	0.04	0.02	2	0.04	0.06	0.12	14.4	3.8			
3.8	0.14	0.53	3.3	10.89	43.56	46.89	0.02	0.01	2	0.02	0.03	0.06	8.00	2.1			
Σ										0.31		1.00					

Esfuerzo actuante en el muro de 9.70 m de largo

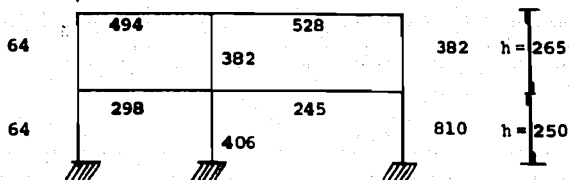
$$\tau = \frac{0.52 \times 41.7}{1.7 \times 0.14} = 15.9 \text{ T/m}^2 = 1.59 \text{ Kg/cm} \leq 1.7 \text{ OK}$$

TODOS LOS CASOS DE LOS MUROS

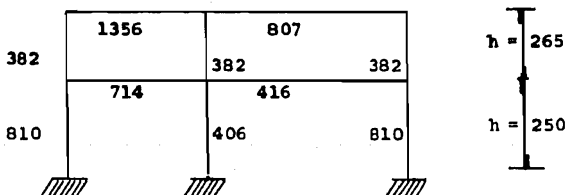
Como anteriormente se expuso, la estructuración del edificio, se compo-  
 nía de 6 niveles a base de losa reticular y muros de carga y 2 niveles  
 estructurados como marcos de concreto y también losa reticular de dife-  
 rente peralte. Luego entonces el análisis por cargas laterales será -  
 diferente en estos últimos dos niveles.

Rígideces de marcos del cuerpo anterior.

MARCO ②

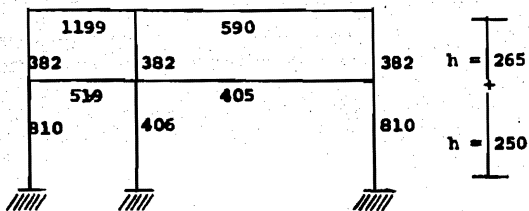


MARCO ③





MARCO ④



Utilizando fórmulas de Wilbur para rigideces de los marcos:

$$E = 10,000 \sqrt{200} = 14.14 \times 10^4$$

$$48E = 678.82 \times 10^4$$

$$R_2 = \frac{678.82 \times 10^4}{660} = 1. \times 10^4$$

$$265 \left[ \underbrace{\frac{4(265)}{8.28}}_{1.28} + \underbrace{\frac{250 + 265}{543}}_{0.95} + \underbrace{\frac{265}{1022}}_{0.26} \right]$$

$$R_3 = \frac{678.82 \times 10^4}{398} = 1.7 \times 10^4$$

$$265 \left[ \underbrace{\frac{4(265)}{1146}}_{0.92} + \underbrace{\frac{250 + 265}{1130}}_{0.46} + \underbrace{\frac{265}{2163}}_{0.12} \right]$$

$$R_4 = \frac{678.82 \times 10^4}{265 \left[ \frac{4(265)}{1146} + \frac{250+265}{924} + \frac{265}{1789} \right]} = \frac{678.82 \times 10^4}{432} = 1.6 \times 10^4$$

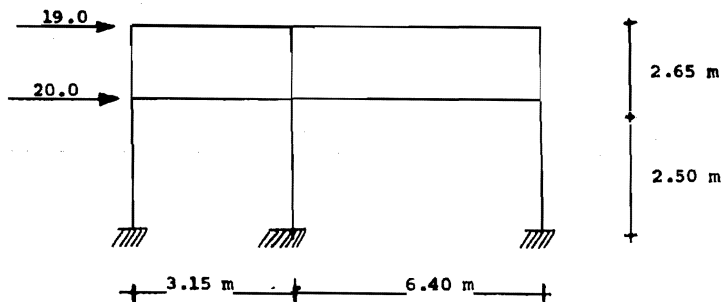
$\frac{4(265)}{1146}$ 
 $\frac{250+265}{924}$ 
 $\frac{265}{1789}$

0.92
0.56
0.15

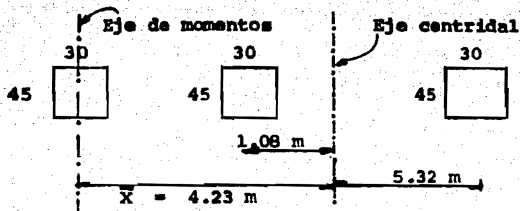
El sismo a partir del nivel 1 hacia niveles inferiores será tomado por marcos de concreto, según ejes ②, ③ y ④ y cada uno de estos elementos estructurales tomará un porcentaje de cortante sísmica según las rigideces anteriormente calculadas  $R_2$ ,  $R_3$  y  $R_4$ .

EJE	K Kg/cm	%	V <sub>Nivel.1</sub> TON	V <sub>P.B.</sub> TON	V/MARCO TON	
					N-1	P.B
②	1.0	0.23	46.9	49.7	11.0	11.4
③	1.7	0.40	46.9	49.7	19.0	20.0
④	1.6	0.37	46.9	49.7	17.0	18.4
	4.3					

ANALISIS SIMICO POR EL METODO DEL CANTILIVER :



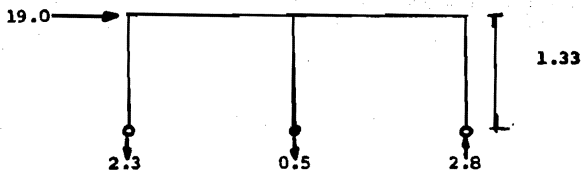
MARCO EJE ③



$$\bar{x} = \frac{(0.45 \times 0.30 \times 0.0) + (0.45 \times 0.30 \times 3.15) + (0.45 \times 0.30 \times 9.55)}{0.45 \times 0.30 \times 3} =$$

$$\frac{0.425 + 1.284}{0.405} = 4.23 \text{ m}$$

NIVEL 1



$$M = 19 \times 1.33 = 25.3 \text{ T-m}$$

$$I_y = I + \sum AY^2 \quad (I=0) \text{ LOS MOMENTOS CENTROIDALES SE DESPRECIAN}$$

$$AY^2 = 0.45 \times 0.30 \times 4.23^2 + 0.45 \times 0.30 \times 1.08^2 + 0.45 \times 0.30 \times 5.32^2 =$$

$$AY^2 = 2.42 + 0.16 + 3.82 = 6.4 \text{ m}^4$$

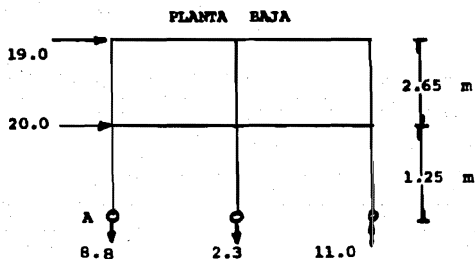
$$Y_1 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23 = 2.3$$

$$Y_2 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08 = 0.5$$

$$Y_3 = \frac{25.3}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times (-5.32) = -2.8$$

COMPROBACION :

$$\Sigma M_A = 19.0 \times 1.33 + 0.5 \times 3.15 - 2.8 \times 9.55 = 25.3 + 1.6 - 26.7 = 0$$



$$M = 19 \times 3.9 + 20 \times 1.25 = 74.1 + 25 = 99.1 \text{ t-m}$$

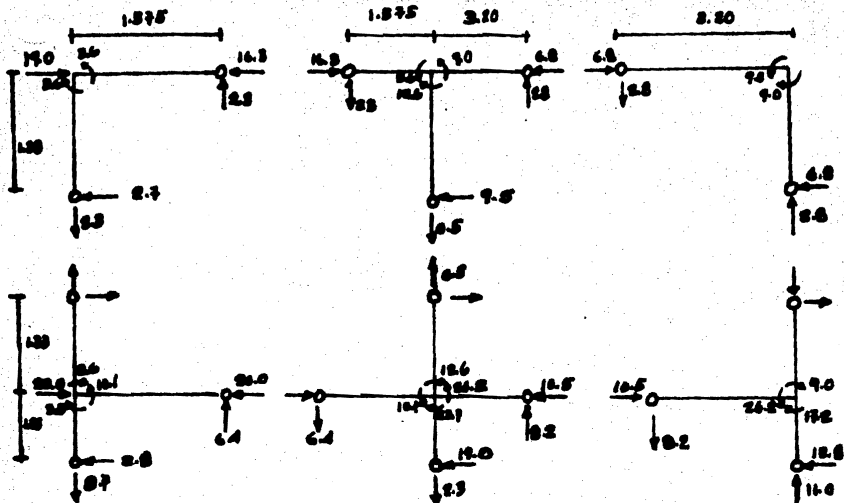
$$Y_1 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23 = 8.8$$

$$Y_2 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08 = 2.3$$

$$Y_3 = \frac{99.1}{6.4} \times 0.45 \times 0.30 \times (-5.32) = 11.0$$

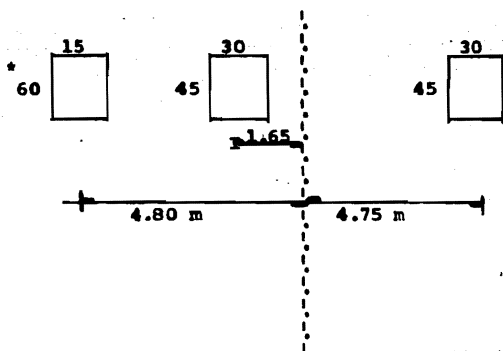
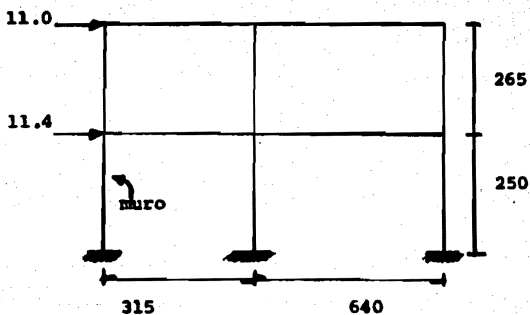
$$\Sigma M_A = 19 \times 3.9 + 20 \times 1.25 + 2.3 \times 3.15 - 11 \times 9.55 = 74.1 + 25.0 + 7.2 - 105.1 = 0$$

Estableciendo el equilibrio, se obtienen los momentos flexionantes.



ANALISIS SISMICO, POR EL METODO CANTILIVER.-

MARCO EJE (2)

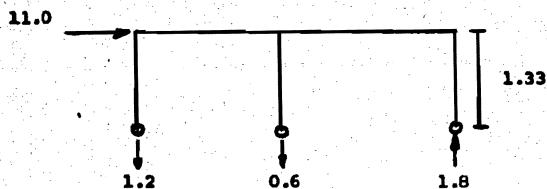


$$\bar{x} = \frac{(0.60 \times 0.15 \times 0.00) + (0.45 \times 0.30 \times 3.15) + (0.45 \times 0.30 \times 9.55)}{(0.60 \times 0.15) + 2 \times (0.45 \times 0.30)} =$$

$$\frac{0.0 + 0.425 + 1.30}{0.36}$$

$$\bar{x} = 4.8 \text{ m}$$

NIVEL 1



$$m = 11.0 \times 1.33 = 14.6 \text{ t-m}$$

$$I_{Y'} = 0.60 \times 0.15 \times 4.8^2 + 0.45 \times 0.30 \times 1.65^2 + 0.45 \times 0.30 \times 4.75^2$$

$$I_{Y'} = 2.07 + 0.37 + 0.30 = 5.44 \text{ m}^4$$

\* Se considero una contribución de 4t del muro siendo t = 15 cm espesor del muro.

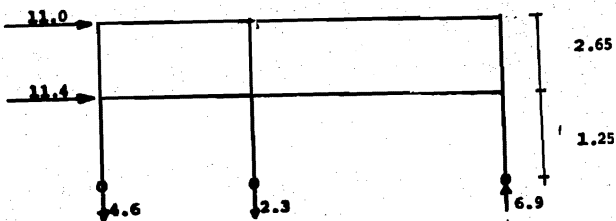
$$Y_1 = \frac{14.6 \times 0.60 \times 0.15 \times 4.80}{5.4} = 1.2$$

$$Y_2 = \frac{14.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.65}{5.4} = 0.60$$

$$Y_3 = \frac{14.6 \times 0.45 \times 0.30 \times -4.75}{5.4} = -1.8$$

$$\begin{aligned} \Sigma M_A &= 11.0 \times 1.33 + 0.6 \times 3.15 - 1.8 \times 9.55 \\ &= 14.6 + 1.9 - 17.2 \approx 0 \quad \text{O.K.} \\ &=== \end{aligned}$$

PIANTA BAJA



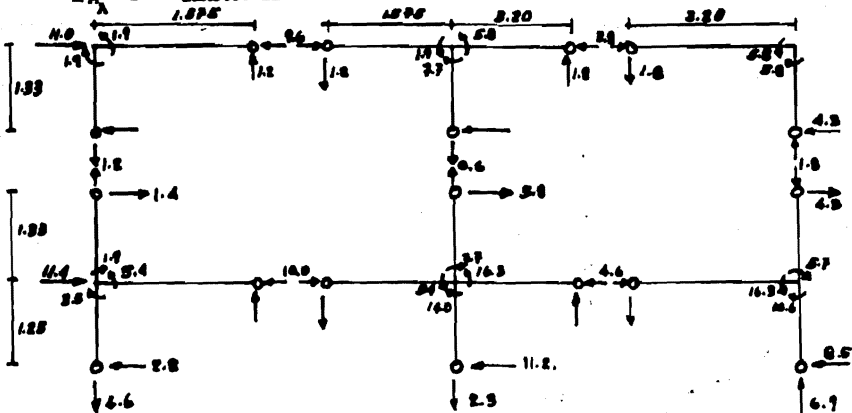
$$M = 11 \times 3.90 \times 11.4 \times 1.25 = 57.2 \text{ t-m}$$

$$Y_1 = \frac{57.2 \times 0.60 \times 0.15 \times 4.80}{5.4} = 4.6$$

$$Y_2 = \frac{57.2 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.65}{5.4} = 2.3$$

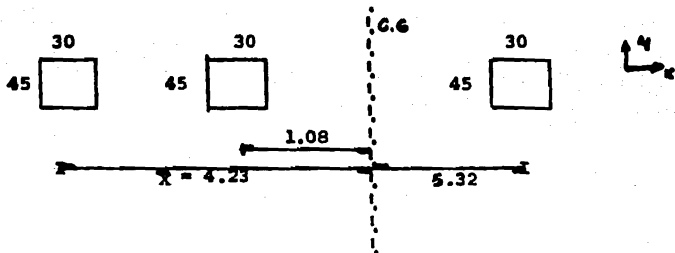
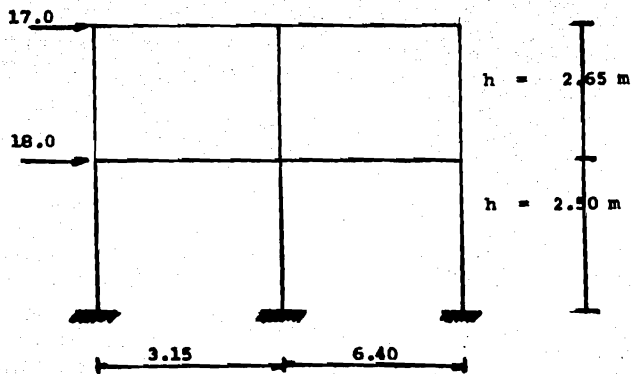
$$Y_3 = \frac{57.2 \times 0.45 \times 0.30 \times (-4.75)}{5.4} = -6.9$$

$$\sum M_A = 11 \times 3.90 + 11.4 \times 1.25 + 2.3 \times 315 - 6.9 \times 9.55 = 42.9 + 14.25 + 7.2 - 66.0 = 0$$

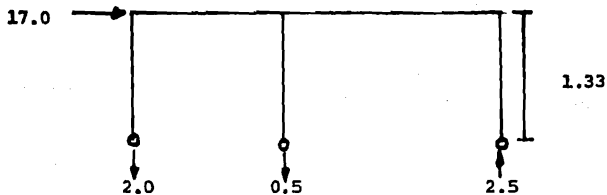




MARCO EJE ④

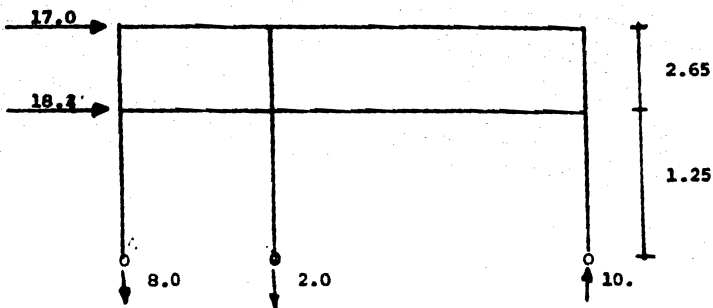


NIVEL 1



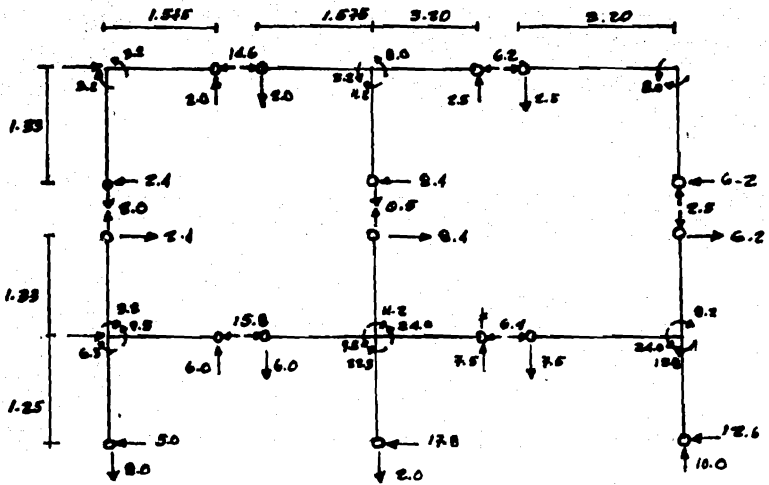
$$\begin{aligned}
 M &= 17.0 \times 1.33 = 22.6 \text{ t-m} \\
 I_{y_1} &= 6.4 \text{ m}^4 \\
 Y_1 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23}{6.4} = 2.0 \\
 Y_2 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.3 \times 1.08}{6.4} = 0.5 \\
 Y_3 &= \frac{22.6 \times 0.45 \times 0.3 \times 5.32}{6.4} = -2.5
 \end{aligned}$$

PLANTA BAJA



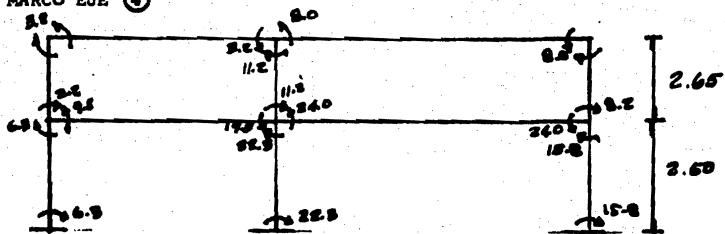
$$\begin{aligned}
 M &= 17.0 \times 3.90 + 18.4 \times 1.25 = 66.3 + 23.0 = 89.3 \\
 M &= 89.3 \text{ t-m} \\
 Y_1 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times 4.23}{6.4} = 8.0 \\
 Y_2 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times 1.08}{6.4} = 2.0 \\
 Y_3 &= \frac{89.3 \times 0.45 \times 0.30 \times -5.32}{6.4} = -10.0
 \end{aligned}$$

RESOLVIENDO ESTATICAMENTE EL SISTEMA :

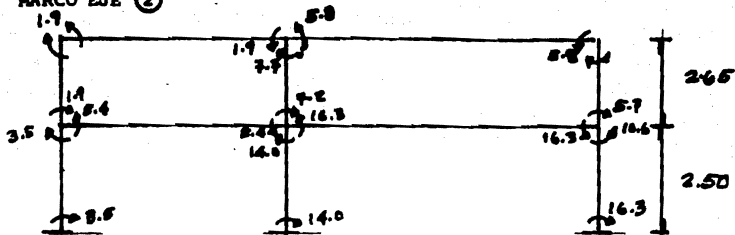


Finalmente los momentos debido al sismo son:

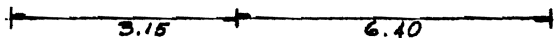
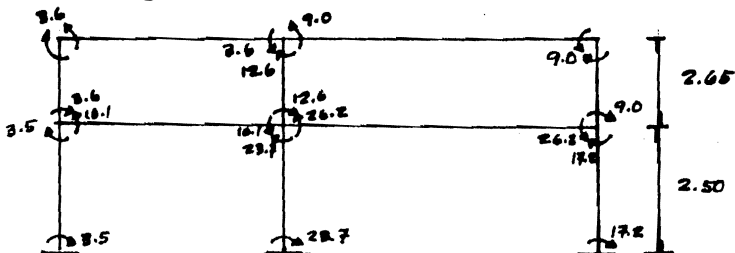
MARCO EJE ④



MARCO EJE ②



MARCO EJE ③



### CAPITULO III

#### DIMENSIONAMIENTO

Uno de los aspectos fundamentales del diseño de una estructura, es el dimensionamiento de los diferentes elementos que componen dicha estructura.

De hecho el dimensionamiento se concluye con la determinación de las propiedades geométricas y de la cantidad de acero que se requiere. Generalmente las características geométricas deben seleccionarse de manera que satisfagan ciertos requisitos prestables de seguridad y de comportamiento, bajo cargas nominales (cargas en condiciones de servicio)

Finalmente, se debe de cuidar la estética de la estructura es - - decir, debe ser aceptable en apariencia externa. Utilizando como preámbulo lo antes expuesto, se sigue que después de definidas las características geométricas de la sección de manera que tenga las características estructurales requeridas, se continúa con una revisión de la respuesta del elemento estructural, es decir se trata - de conocer las características acción-respuesta del elemento por - dimensionar.

Las solicitaciones que obran sobre un elemento estructural, son las fuerzas ó acciones a las que está sujeto. Entre éstas se cuentan el peso propio, cargas vivas, etc., la respuesta de un elemento estructural es

su comportamiento bajo una determinada acción; puede expresarse como deformación, agrietamiento, durabilidad, etc., Desde luego, la respuesta es función de las características del elemento estructural considerado.

Para todas las combinaciones posibles de acciones y características de un elemento estructural se tendrá una base racional para establecer un método de dimensionamiento, Dada la cantidad de variables -- que intervienen, no es posible establecer un conjunto de reglas rígidas para dimensionar sin embargo, existen unos cuantos principios generales que conviene respetar.

Fundamentalmente, debe buscarse la sencillez constructiva y la uniformidad, y deben evitarse las discontinuidades tanto en las dimensiones del concreto como en la distribución del refuerzo, Los cambios bruscos de sección no suelen ser convenientes, El refuerzo se detalla considerando la posibilidad de condiciones de carga no previstas en el cálculo y los efectos de las redistribuciones de momentos, Finalmente las economías logradas reduciendo materiales son evidentes y fáciles de cuantificar, sin embargo, un análisis completo y cuidadoso de los costos totales de construcción lleva con frecuencia a la conclusión de que la sencillez constructiva disminuye los costos totales aún cuando el logro de la sencillez implique mayor consumo de materiales, La sencillez constructiva conduce a tiempos de ejecución menores y costos de mano de obra inferiores.

para lograr sencillez y rapidez constructiva, es necesario estandarizar secciones en el mayor grado posible, no solamente en las estructuras prefabricadas, donde ésta es obvio, sino también en las estructuras coladas en el lugar. La estandarización de secciones trae consigo la simplificación de la mano de obra y la posibilidad de lograr una planeación eficiente del uso de cimbras. Como es natural conviene también que los elementos estructurales tengan formas geométricas sencillas.

También es aconsejable la estandarización de los detalles de refuerzo, de manera que pueda reducirse a un mínimo el número de barras de características distintas. La estandarización del refuerzo facilita las labores de habilitado y de colocación, al mismo tiempo que simplifica la supervisión y control de costos.

El dimensionamiento se llevó a cabo mediante clasificación de - situaciones de trabajo, es decir se distinguieron casos de losas que trabajaban en una dirección en cuyo caso se hizo patente - la aplicabilidad de las disposiciones para vigas.

Las losas perimetralmente apoyadas se trataron en forma diferente, es decir los momentos flexionantes se calcularon con los coeficientes del D.B.F.

Para la consideración del refuerzo, la losa se le consideró dividida en cada dirección; dos franjas extremas y una central. Seguidamente la distribución de momentos entre tableros adyacentes se practicó considerando 2/3 del momento de desequilibrio entre los dos tableros, si estos son monolíticos con sus apoyos, ó la - totalidad de dicho momento si no lo son.

las nervaduras de las losas encasetonadas se dimensionaron como - vigas

Finalmente, la distribución de los momentos en las franjas se hizo de acuerdo a ciertos porcentajes, es decir los momentos flexionantes en secciones críticas a lo largo de las losas de cada marco se distribuirán entre las franjas de columna y las franjas centrales, de acuerdo con los porcentajes indicados en la tabla siguiente:

	FRANJA COLUMNA	FRANJA CENTRAL
MOMENTO POSITIVO	60	40
MOMENTO NEGATIVO	75	25

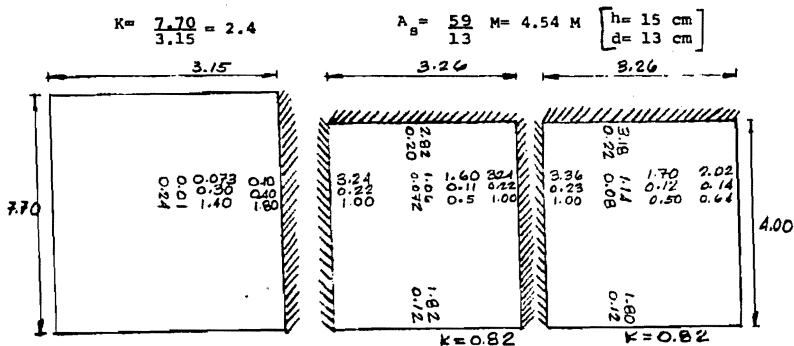


Consideraremos un ejemplo, unos tableros de la planta tipo - - - del edificio:

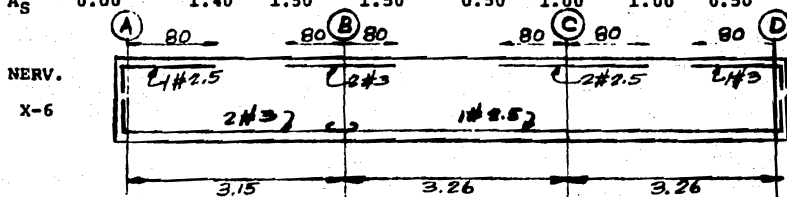
CONTANTES DE ARMADO:

$$\begin{aligned}
 h &= 15 \text{ cm} & A_s &= \frac{M}{f_s j d} \quad ; \quad \text{si :} & f_s &= 2t/\text{cm}^2 & \left. \begin{array}{l} f_s j = 1.7 \\ j = 0.85 \end{array} \right\} \\
 f'_c &= 200 \text{ Kg/cm}^2 & & & & & \\
 f_y &= 3000 \text{ Kg/cm}^2 & A_s &= \frac{59}{d} M & & & \\
 f_s &= 0.5 f_y & & & & & \\
 &= 0.85 & A_s &= \frac{59}{d} M & \left( \begin{array}{l} d, \text{ cm} \\ M, \text{ T-M} \\ \lambda, \text{ cm}^2 \end{array} \right) & & 
 \end{aligned}$$

Dimensionaremos la nervadura X-6 de la planta nivel tipo, mediante el análisis de todos los tableros que atraviesa dicha nervadura.



M	0.00	0.30	0.4	0.22	0.11	0.22	0.23	0.12	0.14
$\frac{d_3}{a_1}$			6.98	6.74		674	674		
$f_d$			0.51	0.49		0.5	0.5		
$M_F$	0.00	0.30	0.34	0.34	0.11	0.23	0.23	0.12	0.14
$A_S$	0.00	1.40	1.50	1.50	0.50	1.00	1.00	0.50	0.60



Se hace énfasis que este proceso de diseño se sigue hasta el nivel 2, donde las losas están apoyadas sobre muros, después de este nivel, el sistema ya cambia a sistema de piso apoyado sobre columnas, donde el diseño de nervaduras se canalizan a través de formación de marcos con franjas centrales y de columnas disponiendo de porcentajes según el D.D.F.

## MUROS

La estructura de este edificio consiste en parte, de muros de tabique que soportan un sistema de piso de losa nervada, perimetralmente apoyada. Se comprueba fácilmente que se cumplan las condiciones que deben existir para poder aplicar el método simplificado para dimensionamiento de muros que se ha expuesto en la revisión de análisis estructural.

Como se vió en este capítulo para determinar la carga que la losa transmite a los muros se ha dividido la losa en zonas tributarias de los distintos muros trazando líneas a 45° por las esquinas de los rectángulos en la forma indicada en el croquis de la planta de la estructura fig. 4 Este procedimiento es el comúnmente utilizado para distribuir la carga de losas perimetralmente apoyadas. Por simple inspección se comprueba que la carga más grande se encuentra en el eje (B), y por lo mismo los tramos más desfavorables. Es por esto que la revisión se ha limitado a ellos.

La carga sobre los muros en estudio, procedente de la losa es trapezoidal; en el ejemplo se ha considerado que se reparte uniformemente en todo el tramo analizado, hipótesis que la experiencia indica es tolerable.

La única diferencia en el cálculo de la resistencia de los muros se encuentra en el valor de  $c$ , que se toma igual a 0.7, para el muro interior y 0.6 para el muro exterior donde es lógico esperar una mayor excentricidad.

Se comprueba que la resistencia de los muros del eje (B) es suficiente, es decir: el esfuerzo actuante  $7.3 \text{ Kg/cm}^2$  es menor que el esfuerzo admisible  $8.0 \text{ Kg/cm}^2$ .

Preliminarmente ya vimos en líneas anteriores en el capítulo de análisis estructural, que respecto a los muros de tabique no hay problema de falla, ya que los esfuerzos actuantes se muestran inferiores a los permisibles; luego entonces podemos concluir que el dimensionamiento dirigido a estos elementos estructurales ya ha sido contemplado.

Debemos enfatizar que los muros estarán reforzados por dadas y castillos y que estos últimos estarán distribuidos de acuerdo a las disposiciones del nuevo Reglamento del D.D.F., es decir, existen castillos por lo menos en los extremos de los muros y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que vez y media su altura, ni 4 metros. Adicionalmente, también estos castillos, principalmente los que se encuentran en los extremos de los muros, están reforzados para tomar las fuerzas originadas por el momento de volteo del movimiento sísmico, Del análisis por fuerzas laterales, se vió que con un armado mínimo 4# 2.5 en toda su altura estas fuerzas son tomadas íntegramente.

Diseño del muro de concreto :

Este muro de concreto resiste más cortante sísmica que los demás muros que son de tabique, por lo que necesita un diseño un poco particularizado, es decir enfocaremos la situación de que éste muro termina en nivel 3 siguiéndose - - pero ya de igual material que los demás.

la justificación es que el momento de volteo en niveles - - superiores es menos significativo en comparación con el que se sucede en niveles inferiores .

A continuación presentamos el diseño :

C-T = 60 TON. ( ver tabla de 2<sup>a</sup> distribución de cortante sísmica entre muros, sentido "X" )

A tensión :

$$T = 60 - 8 = 52.0 \text{ TON.}$$

$$A_s = \frac{T}{f_y} = \frac{52000}{3000} = 17.3 \text{ cm}^2 \quad ( 4 \# 8 )$$

A compresión : ( a la hoja siguiente )

$$P = 60 + 8 = 68 \text{ ton}$$

$$P_u = 1.47 \times 68 = 100 \text{ ton}$$

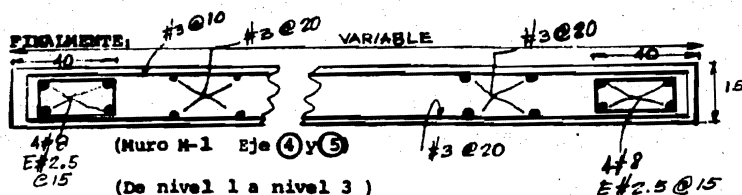
$$\text{con secc. } 15 \times 40; \text{ bt } f_c'' = 15 \times 40 \times 0.65 \times 200 = 78 \text{ ton}$$

De las gráficas interacción :

$$K = \frac{100}{78} = 1.3, \quad q = 0.60$$

$$p = \frac{q}{\frac{f_y}{f_c}} = \frac{0.60}{\frac{4000}{0.68 \times 250}} = 2.6\%$$

$$A_s = 0.026 \times 15 \times 40 = 15.6 \text{ cm}^2$$



Diseño del sistema de piso a partir del nivel 1 hacia niveles inferiores :

Como se expuso en hojas anteriores el diseño en estos niveles, es diferente al practicado en niveles tipo ya que el sistema se convierte de losas planas perimetralmente apoyadas sobre muros, a losas planas apoyadas en columnas. Los elementos mecánicos se obtuvieron por medio del método iterativo de Cross

Las hipótesis en las cuales se sometió el análisis, y como consecuen

cia el diseño, fueron:

a) Se supone que la estructura se divide en marcos ortogonales, cada uno de ellos formado por una fila de columnas y franjas de losa - con ancho igual a la distancia entre las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas considerado. Al analizar los marcos, en cada dirección deben usarse las cargas totales que actúan en las losas.

b) Al calcular las rigideces relativas de los miembros, el momento de inercia de cualquier sección (de columnas o trabes), puede tomarse como el de la sección de concreto no agrietada y sin considerar el refuerzo. Además, se tendrán en cuenta requisitos como son:

Para valuar el momento de inercia de las losas se considerará un ancho equivalente, a cada lado del eje de columnas igual a:

$$\frac{0.5 L_2}{1+1.67 L_2/L_1} \times 0.3 C \leq 0.5 L_2$$

Las literales de la fórmula anterior, fueron ya definidas en el capítulo de análisis.

A continuación construiremos el diagrama de mto. flexionante y cortante, que junto con los momentos que dá el análisis sísmico, deduciremos el refuerzo de las nervaduras involucradas en los marcos del cuerpo anterior.

La distribución del acero que se requiere se obtiene de la fórmula que da el análisis elástico :

$$A_s = \frac{59}{d} M \quad \left( \begin{array}{l} d, \text{ cm} \\ M, \text{ T-m} \\ A_s, \text{ cm}^2 \end{array} \right)$$

Donde M, es el momento ya sea positivo o negativo, desprendido del análisis estructural. Adicionalmente se aclara que el momento y en consecuencia el acero se distribuirá según un porcentaje dado por el D. D. F., a saber:

$$\begin{array}{l} M (-) \\ \text{(Apoyos)} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 75\% \text{ FRANJA DE COLUMNAS} \\ 25\% \text{ FRANJA CENTRAL} \end{array} \right.$$
  

$$\begin{array}{l} M (+) \\ \xi \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 60\% \text{ FRANJA DE COLUMNAS} \\ 40\% \text{ FRANJA CENTRAL} \end{array} \right.$$

Por otro lado, el acero en las nervaduras se repartirá, en función de los anchos de cada nervadura. Para aclarar esto se hará el cálculo de los porcentajes de cada nervadura involucrada ya sea en franja de columnas o franja central del marco eje ③ de ① a ② en el apoyo ②



**NERVADURAS EN FRANJAS DE COLUMNA**

Nº DE NERV.	NERV.	ANCHO (cm)	%		$f_d$ %
1	X-8	30	45	75	34
1	X-7	20	30		23
1	X-9	16	24		18
3		66	0.99		75

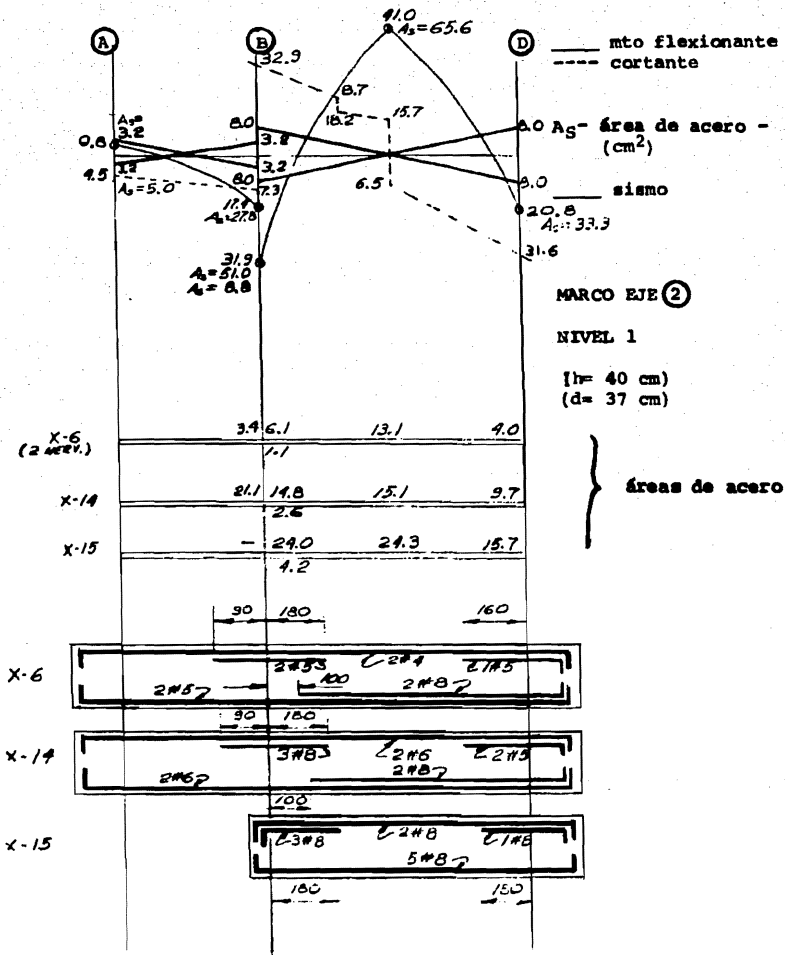
**NERVADURAS EN FRANJA CENTRAL**

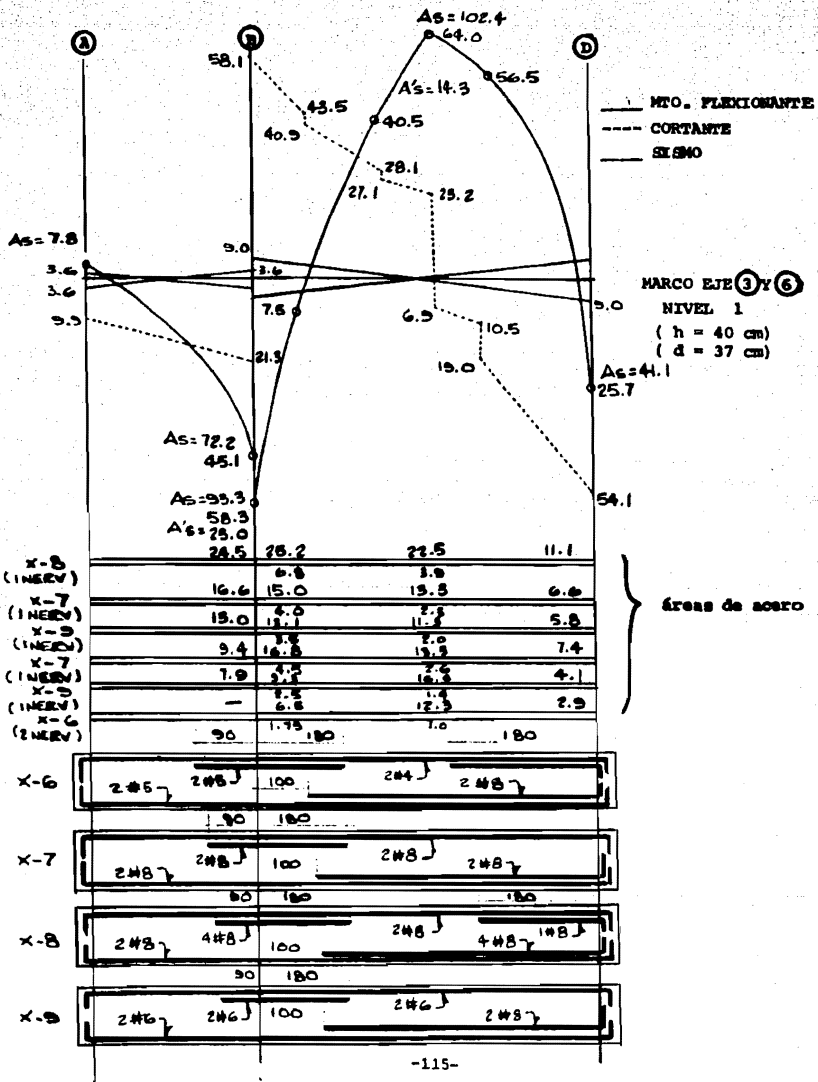
1	X-7	18	53	25	13
1	X-9	16	47		12
2		34	1.00		25

Según la última columna ( $f_d$ ), es el porcentaje de acero que toma , cada nervadura. Análogamente se trataría el momento positivo y - con los porcentajes ya indicados, anteriormente .

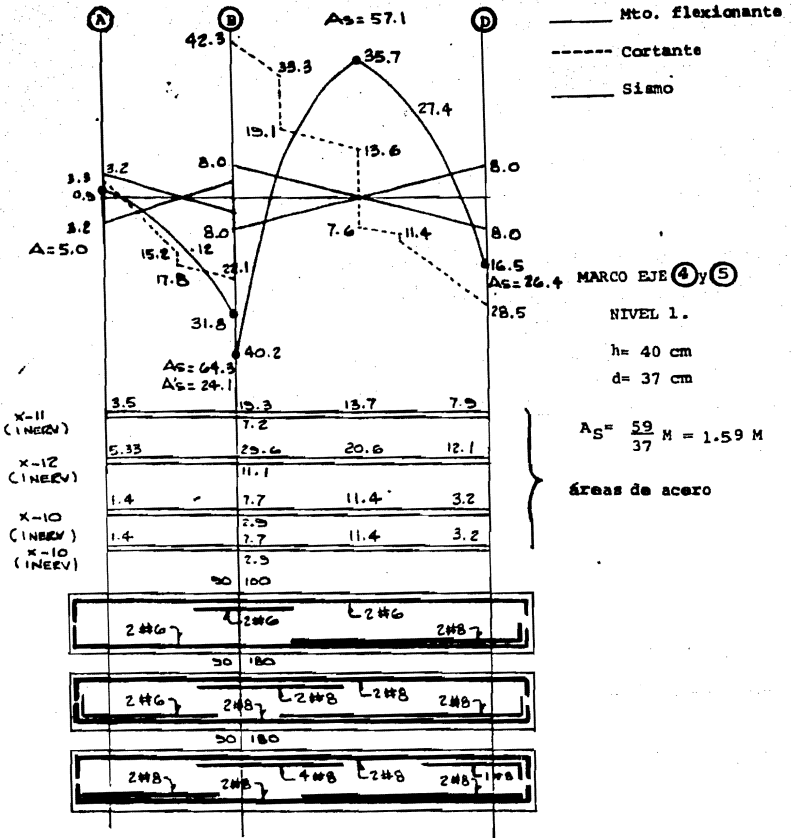
A continuación se presenta los diagramas con los que se va a - - armar las nervaduras. Unicamente se presenta el Nivel 1 , de los marcos cuyos Ejes son : (2) , (3) , (4) , (7-8-9) y (B)

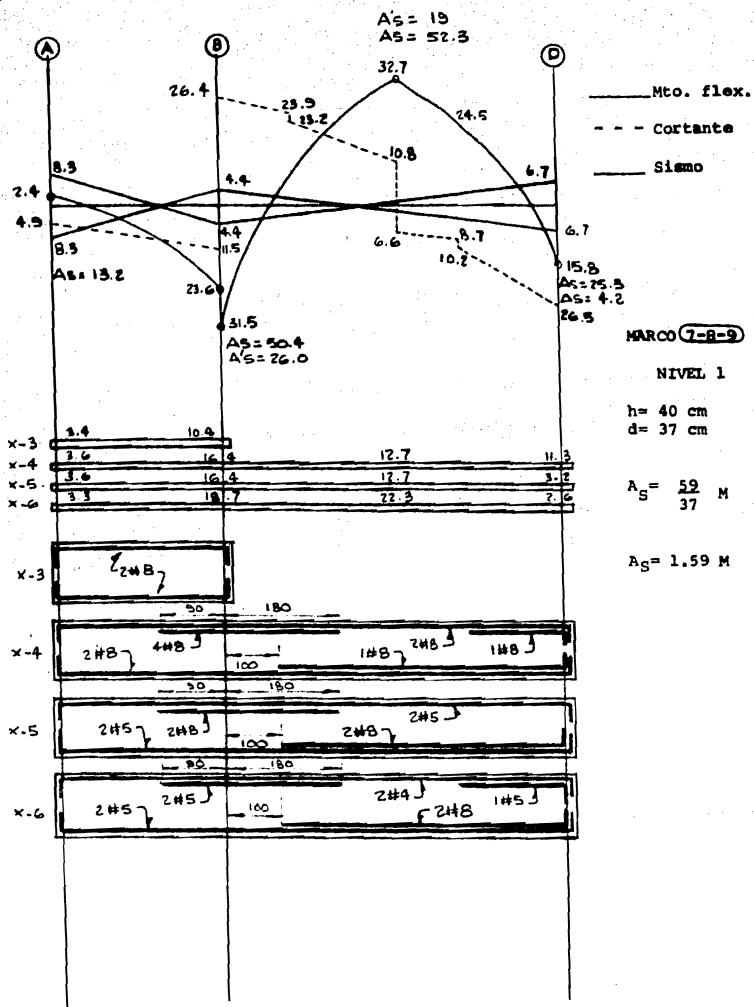
$$A_s = \frac{59}{37} \quad M = 1.59 \text{ M}$$

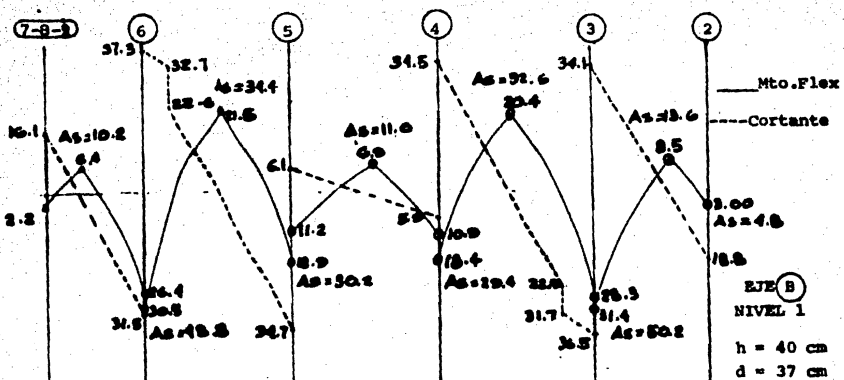




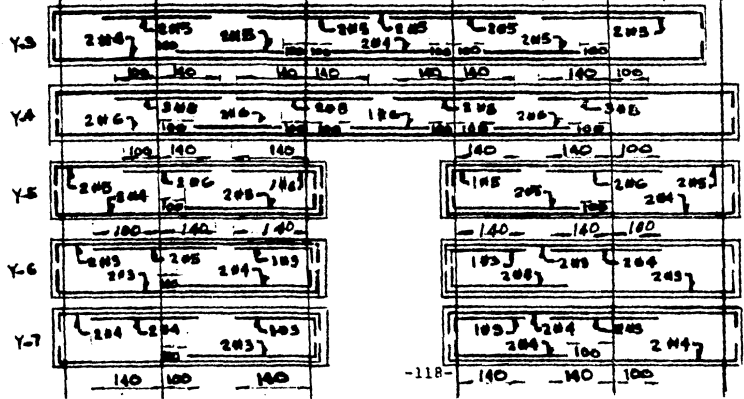
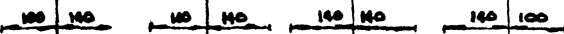
$$\Delta s = \frac{59}{37} \quad M = 1.59 \text{ M}$$



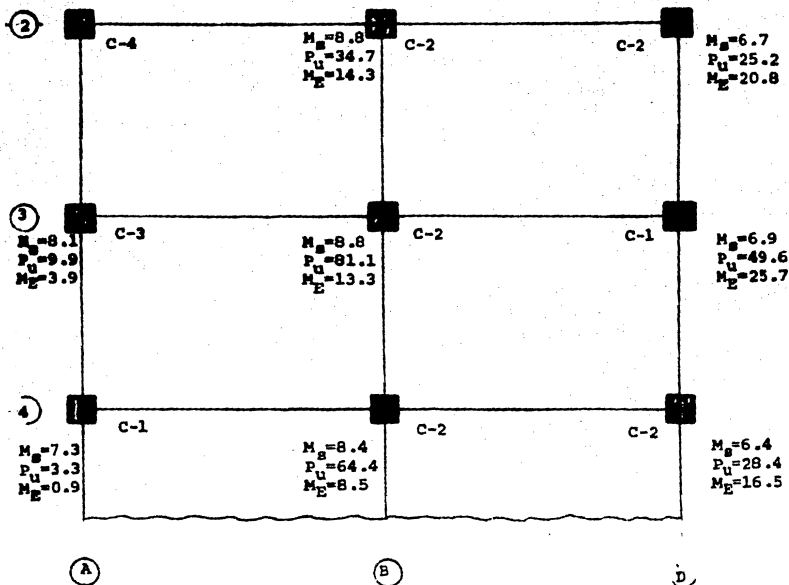




Y.4	2.0	17.6	12.0	10.9	13.7	6.6	13.2	10.6	2.5	10.1	3.9	1.7
(1) (Mto.F)	1.7	10.2	5.8	6.3	-	-	-	6.2	2.5	10.5	2.5	1.0
Y.5	1.4	8.8	4.8	5.4	-	-	-	2.3	4.6	3.0	1.3	0.9
(1) (Mto.F)	1.2	3.4	4.1	2.1	-	-	-	2.1	3.9	2.5	1.6	0.4
Y.6	1.2	3.4	4.1	2.1	-	-	-	2.1	3.9	2.5	1.6	0.4
(1) (Mto.F)	1.2	4.9	5.8	3.0	4.3	4.4	4.2	3.0	3.5	3.0	2.5	-
Y.7	1.2	4.9	5.8	3.0	4.3	4.4	4.2	3.0	3.5	3.0	2.5	-
(1) (Mto.F)												



En la figura siguiente se muestra una planta donde se muestra el cuerpo anterior con el sistema de acciones en cada columna.



PLANTA NIVEL CUERPO ANTERIOR QUE MUESTRA LOS ELEMENTOS MECANICOS EN CADA TIPO DE COLUMNA.

$P_U$  = Carga axial (TON.)

$M_S$  = Momento debido a carga horizontal (sismo) (TON - M)

$M_E$  = Momento debido a carga vertical (TON - M)

Diseño plástico de columnas de concreto reforzado, Diagramas de interacción flexo-compresión.

1) En el caso más general, una columna estará sujeta a los siguientes elementos mecánicos :

$$P_u, M_{ux}, M_{uy}$$

1. OBTENCIÓN DE  $P_u$ ,  $M_{ux}$  y  $M_{uy}$

$$P_u = P \cdot C_c$$

$$M_{ux} = M_x \cdot C_c$$

$M_{uy} = M_y \cdot C_c$  Donde  $C_c$  es el factor de carga, que pueda adoptar los siguientes valores.

a) Para condición estática (carga vertical),  $C_c = 1.4$

b) Para condición (estática + sismo),  $C_c = 1.1$

Factor de reducción de resistencia, F.R.

0.85 Sí el núcleo esta confinado con zunchos, ó los estribos cumplen con los requisitos de articulaciones plásticas o la falla de la columna es en tensión (momento grande)

0.75 Sí la columnas no es zunchada y la falla es en compresión.

3) OBTENCIÓN DEL COCIENTE  $\frac{R_x}{R_y}$  o  $\frac{R_y}{R_x}$



En general  $\frac{R_{\text{menor}}}{R_{\text{mayor}}}$ , éste cociente debe ser igual ó menor que 1.0

4) Como para  $\frac{R_{\text{menor}}}{R_{\text{mayor}}}$ , tenemos 3 gráficas : 1.0 , 0.5 , y 0.0

será necesario en el caso más desfavorable ó más general - entrar a 2 gráficas ó interpolar linealmente. Entrando a la gráfica con los valores de K y R mayor, se obtiene un valor q, que se define como :

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

5) Obtención de p se despeja de la expresión anterior

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

6) Obtención de  $A_s$

$$A_s = bt$$

) Obtención de k ,  $R_x$  ,  $R_y$

$$K = \frac{P_{uy}}{F.R. b t f_c''}$$

$$R_x = \frac{M_{ux}}{F.R. b t^2 f_c''}$$

$$R_y = \frac{M_{uy}}{F.R. b^2 t f_c''}$$

$b^2$ ,  $t^2$ , la dimensión que va al cuadrado es la que esta en el sentido del momento.

$b$ ,  $t$ , son las dimensiones reales de la columna menos 2 cm. (esta reducción no se hace para dimensiones mayores de 20 cm).

Valores de  $f_c''$

Tanto para carga vertical como para sismo.

$$f_c'' = 0.85 f_c^* \quad (\text{para } f_c^* \leq 250 \text{ Kg/cm}^2)$$

$$f_c'' = (1.05 - f_c^*/1250) \quad (\text{para } f_c^* > 250 \text{ Kg/m}^2)$$

Siendo  $f_c^* = 0.8 f_c'$ , siempre

Posibles combinaciones que se pueden realizar con los elementos mecánicos.

i) Condición estática

$$P_v, M_{E_x}, M_{E_y}$$

ii) Condición (E+S)x

$$P + \blacktriangle Px$$

$$M_{(E+S)x}$$

$$M_{S_y}$$

iii) Condición (E-S)x

$$P - \blacktriangle Px$$

$$M_{(E-S)x}$$

iv) Condición (E + S) y

$$P + \Delta Py$$

$$M_x$$

$$M (E + S) y$$

v) Condición (E - S) y

$$P - \Delta Py, M_x, M (E - S) y$$

PROPORNIENDO MATERIALES:

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

$$f_y = 4000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 \times f_c^* = 0.85 \times 0.8 f_c' = 0.68 f_c'$$

Columna 3-D)

Sec. 30 x 45

$$P = 49.6 \text{ ton}$$

$$M_{E\pm} = 25.7 \text{ ton-m}$$

$$M_S = 6.9 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{C_c}{F.K.} \frac{P}{b t f_c''} = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{49.6}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

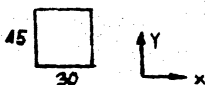
$$K = 1.65 \times \frac{49.6}{230} = 0.36$$

$$R = \frac{C_c}{F.R.} \frac{M_x}{b^2 t f_c''} = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{25.7}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.65 \times \frac{25.7}{69} = 0.61$$

SELECCION DE GRAFICAS:

$$(d/t) \times = \frac{40}{45} = 0.9$$



EXTRAPOLANDO EN LAS GRAFICAS,  $q = 1.30$

$$\frac{f_y}{f_c''} = \frac{4000}{0.68 \times 250} = 23.5$$

$$P = \frac{q}{f_y/f_c''} = 5.5\%, A_s = 0.055 \times 30 \times 45 = 74.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 75 \text{ cm}^2 \quad (10\#10) \quad \text{C-1}$$

Columna 2-D)

$$P = 25.2 \text{ ton}$$

$$M = 20.8 \text{ ton-m}$$

$$M_B = 6.7 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{25.2}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.65 \times \frac{25.2}{230} = 0.18$$

$$R = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{20.8}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} = 1.65 \times \frac{20.8}{69} = 0.5$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q = 1.0$$

$$P = \frac{100}{23.5} = 4.26\% \quad A_S = 57 \text{ cm}^2 \quad C-2$$

Columna 3-B)

$$P = 81.1 \text{ ton}$$

$$M_{(E+S)_x} = 13.1 + 8.8 = 22.1 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{81.1}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.47 \times \frac{81.1}{230} = 0.52$$

$$R = \frac{1.1}{1.47} \times \frac{22.1}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.47 \times \frac{22.1}{69} = 0.47$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q = 0.88$$

$$P = \frac{88}{23.5} = 3.7\%$$

$$A_S = 0.037 \times 45 \times 30 = 51 \text{ cm}^2 \quad C-2$$

Columna 2-B)

$$P = 34.7 \text{ ton}$$

$$M_{(E+S)_x} = 14.3 + 8.8 = 23.1 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{34.7}{0.30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.29 \times \frac{34.7}{230} = 0.20$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{23.1}{(0.30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$R = 1.29 \times \frac{23.1}{69} = 0.43$$

ENTRANDO A GRAFICAS:

$$q=0.88$$

$$P = \frac{88}{23.5} = 37.4\%$$

$$A_s = 0.0374 \times 45 \times 30 = 51 \text{ cm}^2 \text{ C-2}$$

Columna 4-B)

$$P = 64.4 \text{ ton}$$

APx = 55.8 ton (efecto del sismo a través del muro de concreto en el eje ④)

$$M_{E_x} = 8.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{S_x} = 8.4 \text{ ton-m}$$

$$P + APx = 120.2 \text{ ton-m}$$

$$M(E+S) = 16.9 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{8.6}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$K = 1.29 \times \frac{8.6}{230} = 0.05$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{16.9}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.29 \times \frac{16.9}{69} = 0.32 ; \text{Entrando a gráficas } q=0.92$$

$$P = \frac{92}{23.5} = 3.9\% ; A_s = 0.039 \times 45 \times 30 = 53 \text{ cm}^2 \text{ C-2}$$

Columna 4-D)

$$P = 28.4 \text{ ton}$$

$$M_{E_x} = 16.5 \text{ ton-m}$$

$$M_{S_x} = 6.4 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{28.4}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$K = 1.65 \times \frac{28.4}{230} = 0.21$$

$$R = \frac{1.4}{0.85} \times \frac{6.4}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.65 \times \frac{16.5}{69} = 0.40$$

DE LAS GRAFICAS:

$$q = 0.80; p = \frac{80}{23.5} = 3.4\%$$

$$A_S = 0.034 \times 45 \times 30 = 46 \text{ cm}^2 \quad \text{C-2}$$

Columna 3-A)

$$P = -9.9$$

$$M_{(E+S)x} = 3.9 \times 8.1 = 12.0$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{9.9}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$

$$K = 1.29 \times \frac{9.9}{230} = 0.06$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{12}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} = 0.22$$

$$\left. \begin{array}{l} q = 0.61, p = \frac{61}{23.5} = 2.6\% \\ A_S = 35 \text{ cm}^2 \quad \text{C-3} \end{array} \right\}$$

Columna 4-A)

$$P = 3.3 + 14.0 = 17.3 \text{ ton}$$

$$M_{E_x} = 0.9$$

$$M_{S_x} = 7.3$$

$$AP_x = 68.2 \text{ (EFECTO DEL MURO DE CONCRETO)}$$

$$A - AP_x = 17.3 - 68.2 = 50.9$$

$$M_{(E+S)x} = 7.3 + 0.9 = 8.2$$

$$K = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{50.9}{30 \times 45 \times 0.68 \times 250}$$



$$K = 1.47 \times \frac{50.9}{230} = 0.33$$

$$R = \frac{1.1}{0.75} \times \frac{8.2}{(30)^2 \times 45 \times 0.68 \times 250} =$$

$$R = 1.47 \times \frac{8.2}{69} = 0.75$$

DE GRAFICAS:

$$q = 1.10 ; P = \frac{110}{23.5} = 4.68\% ; A_s = 63 \text{ cm}^2 \quad C-1$$

Columnas 2-A)

$$P = 4.5 \text{ ton}$$

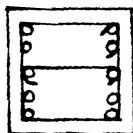
$$M_{Ex} = 3.2 \text{ ton-m}$$

$$K = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{4.5}{40 \times 15 \times 0.68 \times 250} = 0.06$$

$$R = \frac{1.1}{0.85} \times \frac{3.2}{(15)^2 \times 40 \times 0.68 \times 250} = 0.27$$

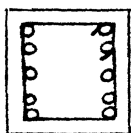
$$q = 0.78 , P = \frac{78}{23.5} = 3.3\% ; A_s = 20 \text{ cm}^2 \quad C-4$$

Finalmente se presentan las secciones de las columnas.



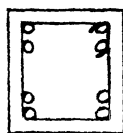
10 #10  
E#4 @25

C-1



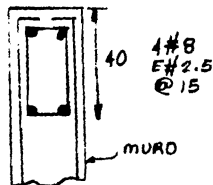
4 #10 + 4 #8  
E#4 @25

C-2



8 #8  
E#3 @25

-129- C-3



C-4

## CAPITULO IV

### CIMENTACION

La cimentación de un edificio es el grupo de elementos estructurales - que soportan a la super estructura; éstos se sitúan a niveles inferiores del piso y deben quedar bien por debajo de la línea de congelación del terreno, por lo que si éste se encuentra permanentemente congelado hasta una cierta profundidad bajo la superficie, la cimentación debe - descansar en un terreno todavía más por debajo de dicho nivel. El propósito principal de una zapata de cimentación es distribuir las cargas de modo que no exceda la capacidad de carga permisible del terreno, ya que en todos ellos existe una cierta cantidad de asentamiento, con excepción de la roca, y es importante que dicho asentamiento tenga un valor tan pequeño como sea posible y que, en caso de que exista, sea uniforme a través de toda la estructura. Otro requisito esencial para las cimentaciones es que las líneas de acciones de las cargas coincidan con su centro siempre que sea posible, es decir, que la presión de terreno debe estar uniformemente distribuida; si ésta condición no existe, se tendrán como resultado presiones desiguales y la estructura tenderá a asentarse de manera desigual.

Para hacer el estudio del suelo del edificio en estudio, se llevó a cabo una perforación de 15 cm. de diámetro hasta la profundidad de 22 m en un lugar localizado aproximadamente en el centro del predio y de ella se obtuvieron algunas muestras inalteradas de 10 cm de diámetro por medio del tubo partido standard.

Teniendo en cuenta las características del proyecto arquitectónico y la proximidad a la superficie de materiales resistentes, la estructura se

podrá cimentar por medio de zapatas cuadradas ó corridas desplantadas en estos materiales .

Se determinó la capacidad de carga para zapatas cuadradas y corridas desplantadas en el material resistente, que se encuentra a - - 2.70 m del nivel del terreno natural. Dado que los materiales afectados por la posible superficie de falla son suelos cohesivos se empleó el criterio de Skempton.

$$q_u = c N_c$$

$q_u$  = Capacidad de carga última

$c$  = Cohesión

$N_c$  = Factor de capacidad de carga que depende de la relación D/B, -  
siendo D la profundidad de desplante de la cimentación y B -  
el ancho de la cimentación.

Considerando un valor medio de la cohesión de 20 TON/M<sup>2</sup>, obtenido de la correlación existente entre ésta y la resistencia a la penetración estandar, se obtuvo una capacidad de carga última de 120 TON/M<sup>2</sup>, para zapatas cuadradas. Fijando un factor de seguridad de 3 la carga permisible resulta de 40 TON/M<sup>2</sup>.

Las recomendaciones dadas por el especialista en mecánica de suelos, fueron las siguientes: Las columnas deberán cimentarse sobre zapatas aisladas, desplantadas a 2.70 m. mínimo abajo del terreno natural. Los hundimientos que sufriran las estructuras empleando la cimentación antes anotada serán tolerables.

Dado que las presiones de contacto para diseño de la cimentación son relativamente altas se recomienda verificar que el desplante de las mismas se haga en el estrato localizado a 2.70m. abajo del terreno natural.

Los rellenos para sobreelevar el nivel del piso de planta baja y sótano sobre el nivel de banquetas, pueden hacerse con tezontle, compactándolo en dos capas de preferencia con equipo, pero que no triture el grano.

Antes de colocar estos rellenos deben removerse de la superficie, 10 a 15 cm. de suelo que contiene muchas raíces, y debe compactarse el terreno natural.

También conviene colocar una plantilla de concreto pobre de 7 cm. de espesor bajo todas las cimentaciones. Por otra parte, se consigna la necesidad de pasar nivelaciones a varias columnas del edificio para observar su comportamiento.

Carga de niveles superiores (tramo con más carga) = 2.15 T/m  
8.5 T/m.

Revisión de muros de concreto como trabe de  $h = 2.50$  m (altura de entre piso de P.B. a sótano), apoyado de zapata en zapata EJE (D)

El tramo más desfavorable es el de un claro de 4.75 m (eje (2) a (4)) con una carga de 20.6 T/m.

$$f_s = 0.5 f_y \quad \frac{wL^2}{10} = \frac{20.6 \times (4.75)^2}{10} = 46.5 \text{ T-m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{46.5 \times 10^5}{2000 \times 0.85 \times 235} = 11.7 \text{ cm}^2$$

$J = 0.85$

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{20.6 \times 4.75}{2} = 48.9 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.25 \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0.25 \sqrt{210} \times 15 \times 235 = 12.7 \text{ ton}$$

$$V - V_c = 48.9 - 12.7 = 36.2 \text{ ton}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \text{ asfs } d \times 0.75}{V - V_c}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 235 \times 0.75}{V - V_c} = \frac{501}{36.2} = C 15$$

### CARGAS A CIMENTACION EN MUROS DE CONCRETO:

Los que llegan hasta el sotano. (cuerpo superior)

Eje **(D)** de **(2)** a **(3)** (Zona con sotano) T/m<sup>2</sup>

Losa planta baja \_\_\_\_\_  $3,275 \times 0.805 = 2.64 \text{ T/m.}$

P<sub>o</sub>P<sub>o</sub> muro \_\_\_\_\_  $0.15 \times 4.6 \times 2.4 = 1.66 \text{ T/m}$

Losa nivel 1 \_\_\_\_\_  $3.275 \times 0.935 = \underline{3.06 \text{ T/m}}$

7.36 T/m.

Carga de los muros que se apoyan

en el nivel 1 =  $4.28 + 3.39 = \underline{7.36 \text{ T/m}}$

15.03 T/m.

Carga de niveles superiores =  $\underline{6.56 \text{ T/m.}}$

21.6 T/m.

De **(3)** a **(4)** (Zona con sotano)

Carga de nivel superiores 15.03 T/m

5.56 T/m

20.6 T/m.

EJE **(A)**

De **(2)** a **(4)**: (Zona con sotano)

Losa planta baja \_\_\_\_\_  $1.65 \times 0.805 = 1.33 \text{ T/m.}$

$$P_{O}P_{O} \text{ muro} \quad \underline{\quad\quad} \quad 0.15 \times 4.6 \times 2.4 = 1.66 \text{ T/m.}$$

$$\text{Losas nivel} \quad \underline{\quad\quad} \quad 1.65 \times 0.935 = 1.54 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 4.53 \text{ T/m.}$$

Carga de niveles superiores 4.53 T/M.

$$10.13 \text{ T/m.}$$

Muros que llegan solo hasta planta baja (cuerpo inferior):

EJE (D)

$$\text{De } (5) \text{ a } (7-8-9) \text{ Losa nivel 1} \quad \underline{\quad\quad} \quad 3.275 \times 0.935 = 3.06 \text{ T/m}$$

$$(\text{Zona sin sótano}) \text{ Popo muro} \quad \underline{\quad\quad} \quad 0.15 \times 2.3 \times 2.4 = 0.83 \text{ T/m}$$

$$3.89 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 7.67 \text{ T/m}$$

$$11.56 \text{ T/m}$$

$$\text{Carga de niveles superiores, tramo con más carga} \quad \underline{\quad\quad} \quad 6.55 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 18.1 \text{ T/m.}$$

EJE (A)

De 5 a (7-8-9) (Zona sin sótano)

$$\text{Losas planta baja} = 1.65 \times 0.805 = 1.33 \text{ T/m}$$

$$\text{Popo muro} \quad = 0.15 \times 2.3 \times 2.4 = 0.83 \text{ T/m}$$

$$\underline{\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad} \\ 2.16 \text{ T/m.}$$

$$\text{Carga de niveles superiores (tramo con más carga)} = \frac{2.15 \text{ T/m}}{8.5 \text{ T/m}}$$

Revisión de muros de concreto como trabe de  $h = 2.50 \text{ m}$  (altura de entre piso de P.B. a sotano), apoyado de zapata en zapata EJE (D)

El tramo más desfavorable es el de un claro de  $4.75 \text{ m}$  (eje (2) a (4)) con una carga de  $20.6 \text{ T/m}$ .

$$f_s = 0.5 f_y \quad \frac{wL^2}{10} = \frac{20.6 \times (4.75)^2}{10} = 46.5 \text{ T-m}$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{46.5 \times 10^5}{2000 \times 0.85 \times 235} = 11.7 \text{ cm}^2$$

$$J = 0.85$$

$$V = \frac{wL}{2} = \frac{20.6 \times 4.75}{2} = 48.9 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.25 \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 0.25 \sqrt{210} \times 15 \times 235 = 12.7 \text{ ton}$$

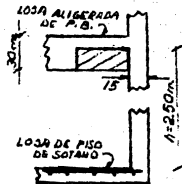
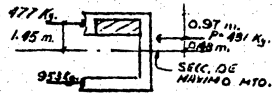
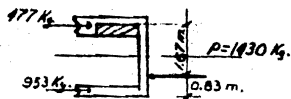
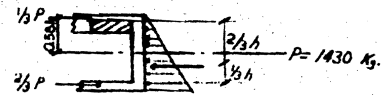
$$V - V_c = 48.9 - 12.7 = 36.2 \text{ ton}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \text{ asfs } d \times 0.75}{V - V_c}$$

$$\text{Sep\#3} = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 235 \times 0.75}{V - V_c} = \frac{501}{36.2} = C 15$$



POR CONTENCIÓN:



Considerando 1 metro de ancho

$$P = 0.286 \frac{wh^2}{2} = \frac{0.286 \times 1600 \times (2.5)^2}{2} = 1430 \text{ kg./ metro}$$

La sección de máximo momento queda a 0.58 h.

$$0.58 h = 0.58 \times 2.50 = 1.54 \text{ m.}$$

Y la presión de tierras por encima de esta sección:

$$P = 0.286 \times \frac{1600 \times (1.45)^2}{2} = 481 \text{ Kg.}$$

$2/3 \times 1.45 = 0.97 \text{ m}$  (medida desde la parte superior del muro).

El valor del momento máximo, vale:

$$+ 477 \times 1.45 - 481 \times 0.48 = 692 - 231 = 461 \text{ Kg.m}$$

$$A_B = \sqrt{\frac{461}{15.94 \times 100}} = 5.4 \text{ cm.}$$

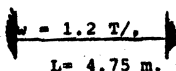
Pero el espesor total del muro es  $h = 15$  cm. por lo que el espesor es suficiente.

$$A_s = \frac{M}{f_s J d} = \frac{0.461}{2 \times 0.85 \times 13} = 2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0.002 \times 15 \times 100 = 3 \text{ cm}^2 \quad (\# 3 @ 20)$$

Refuerzo por temperatura ( $\# 3 @ 20$ )

Trabe horizontal (T-3)



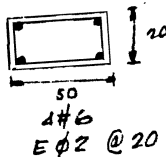
$$\begin{array}{r} V \quad 0.48 \quad 0.95 \\ AV - 0.20 \quad + 0.20 \\ \hline 0.28 \quad 1.15 \text{ T/m} \end{array}$$

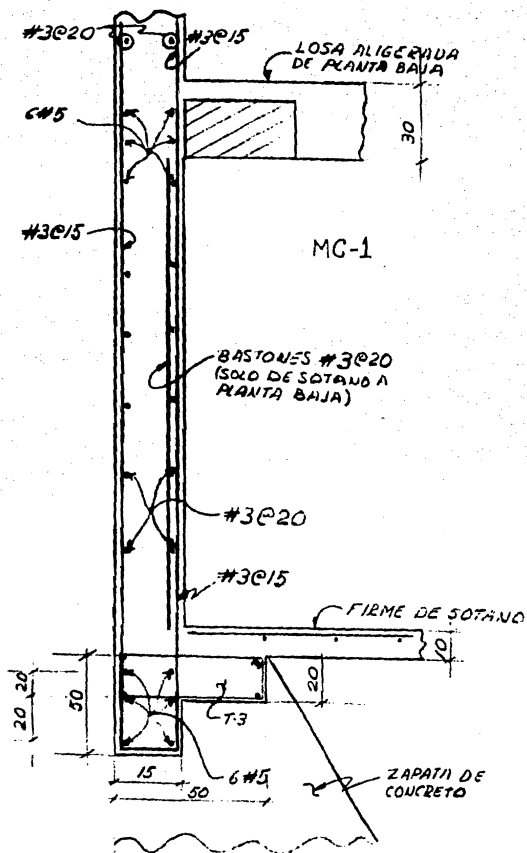
$$\frac{wL^2}{10} = \frac{1.2 \times (4.75)^2}{10} = 2.7 \text{ T-m ; con secc. } 20 \times 50$$

$$A_s = \frac{2.7 \times 10^2}{2 \times 0.85 \times 46} = 3.5 \text{ cm}^2/\text{metro} \quad (2\#6)$$

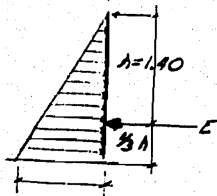
$$V = \frac{4.75 \times 1.2}{2} = 3.0 \text{ ton. ; } V_c = 0.25 \times 210 \times 20 \times 46$$

$$\begin{array}{l} = 3.3 \text{ ton} \\ E \# 2 @ 20. \end{array}$$





MURO DE CONTENCIÓN DE RAMPA DE AUTOS.



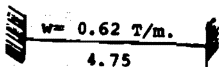
$$0.8 \times 1.4 = 1.12$$

$$E = \frac{1.12 \times 1.4}{2} = 0.78$$

$$M = 1.12 \times (1.4)^2 = 0.15$$

$$\begin{array}{r} 0.52 \\ + 0.10 \\ \hline 0.62 \text{ T/m.} \end{array}$$

TRABE HORIZONTAL



$$M = \frac{0.62 \times (4.75)^2}{10} = 1.40; \text{ con secc. } 20 \times 50$$

$$A_B = \frac{1.40}{2.0 \times 0.85 \times 46} = 1.8 \text{ cm}^2 \quad (4 \# 4)$$

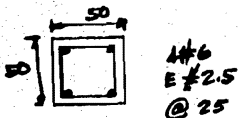
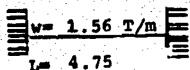
$$V = \frac{0.62 \times 4.75}{2} = 1.47$$

$$V_C = 3.6 \times 20 \times 46$$

$$V_C = 3.3 \text{ ton}$$

$$E \# e20$$

TRABE VERTICAL



$$M = \frac{1.56 \times (4.75)^2}{10} = 3.52; A_B = 4.51 \text{ cm}^2$$

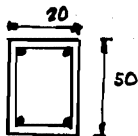
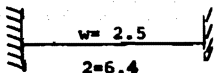
$$+ 1.80 \text{ cm}^2$$


---


$$6.31 \text{ cm}^2$$

$$V = \frac{1.56 \times 4.75}{2} = 3.71 \quad (2 \# 6)$$

TRABE T-2



4 #8  
E #2.5  
@ 25

$$wL^2 = \frac{2.5 \times (6.4)^2}{10} = 10.24$$

con  $h=60$

$$A_B = \frac{10.24}{2.0 \times 0.85 \times 56} = 2 \# 8$$

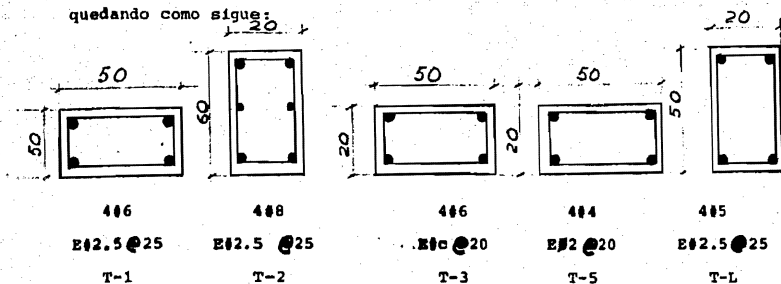
$$V = \frac{2.5 \times 6.4}{2} = 8.0$$

$$V_c = 3.6 \times 20 \times 50 = 4.0$$

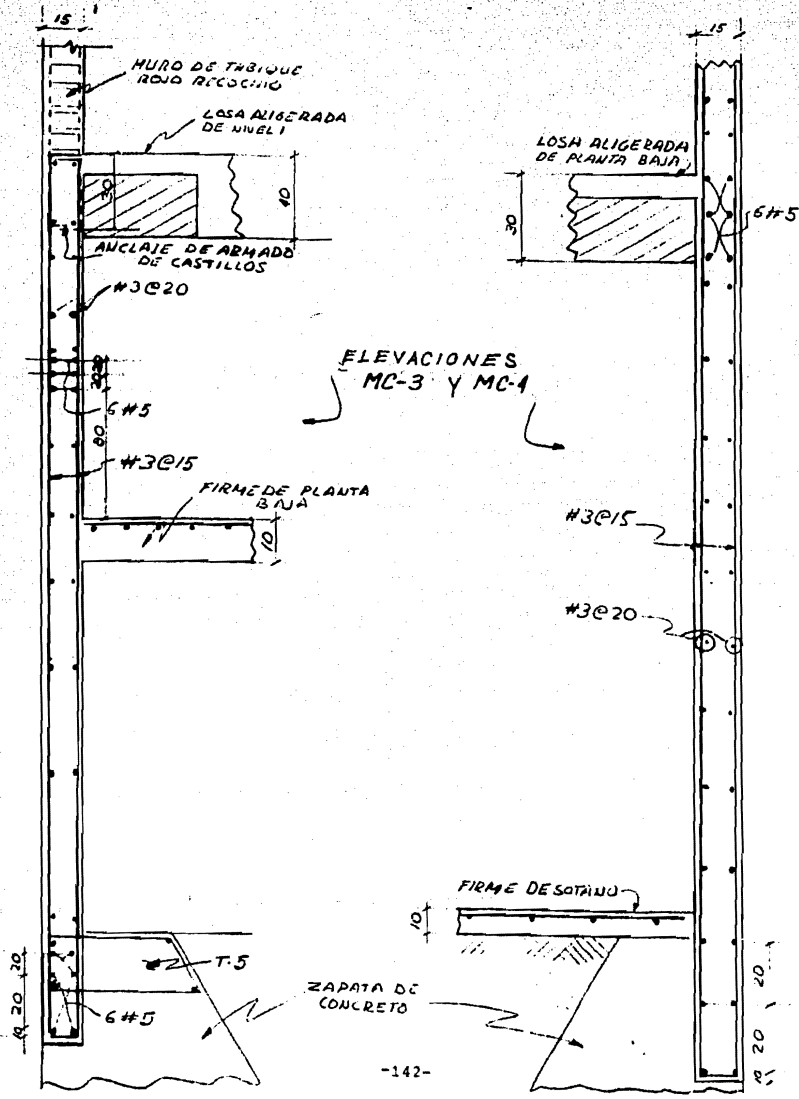
$$V - V_c = 4.0$$

$$L_y \#25 = \frac{8.0}{V - V_c} \approx 2$$

Finalmente las demás traveses se analizan y se diseñan de igual manera, quedando como sigue:



Finalmente el diseño para los demás muros restantes, se ajusta de igual forma al presentado anteriormente, es decir se hizo el análisis y diseño para un muro prototipo, del cual se le describieron, las características más desfavorables, seguidamente presentaremos elevaciones de estos muros.



CARGA EN CIMENTACION:

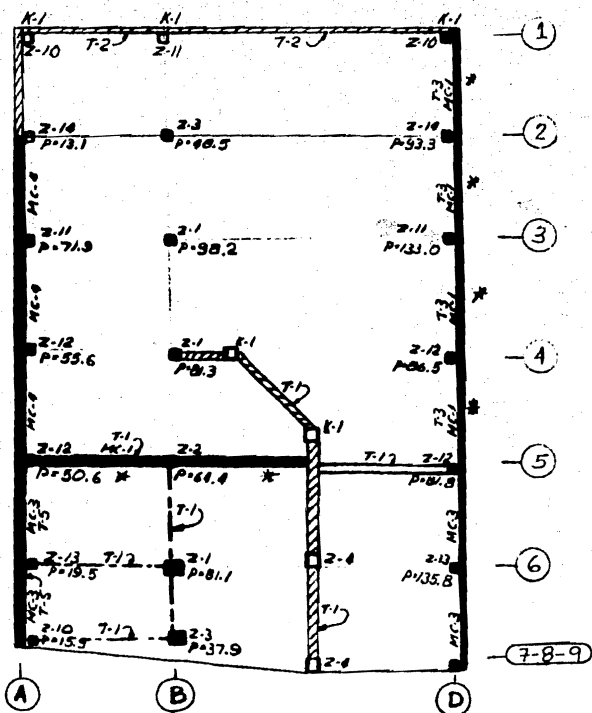
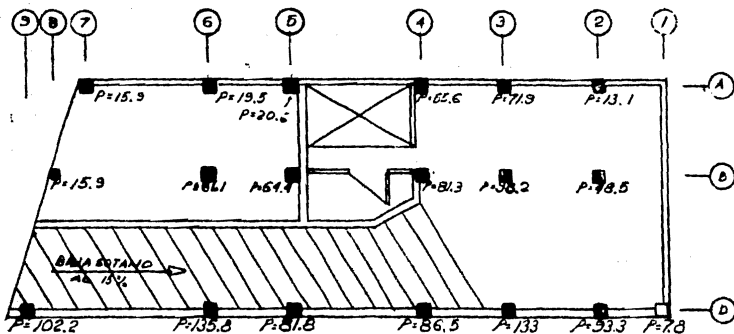


Fig. Planta que muestra la descarga en columnas y los diferentes tipos de zapatas.



En esencia la cimentación esta enmarcada para zapatas aisladas -  
 teniendo en cuenta el monto de cargas enviadas por las columnas -  
 a la cimentación y las características del subsuelo .

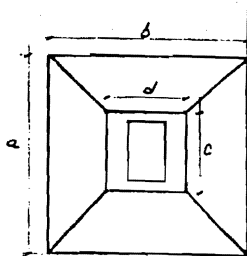
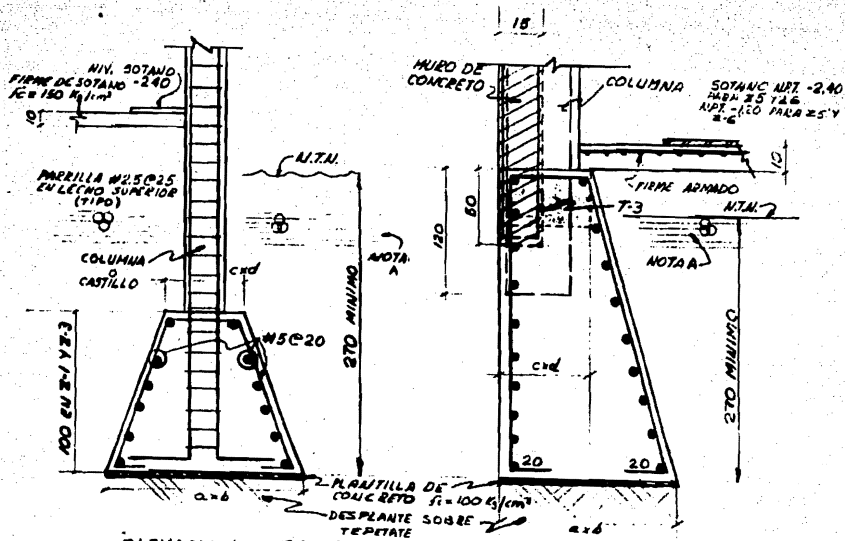
El cálculo y diseño de la cimentación se realizo a base de zapatas  
 aisladas, ligadas entre sí por una trabe perimetral donde descansa  
 un muro de concreto, que a su vez se apoya sobre las zapatas aisladas.  
 Este puenteo del muro se hizo de concreto hasta la profundidad  
 de 2.70 m., que es donde se encuentra el estrato resistente, y así  
 excavar solo el área necesaria para cada zapata.



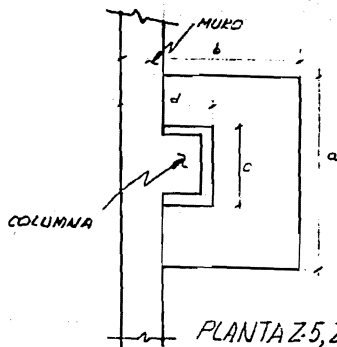
PLANTA SOTANO

(Distribución de columnas)

TABLA DE ZAPATAS		
TIPO	a x b	c x d
Z-1	160x160	55x40
Z-3	110x110	55x40
Z-4	50x50	50x50
Z-6 y Z-6'	220x110	55x50
Z-7 y Z-7'	190x190	130x125
Z-8 y Z-8'	180x90	55x40
Z-9 y Z-9'	140x70	55x40
Z-10 y Z-10'	50x50	50 x 50

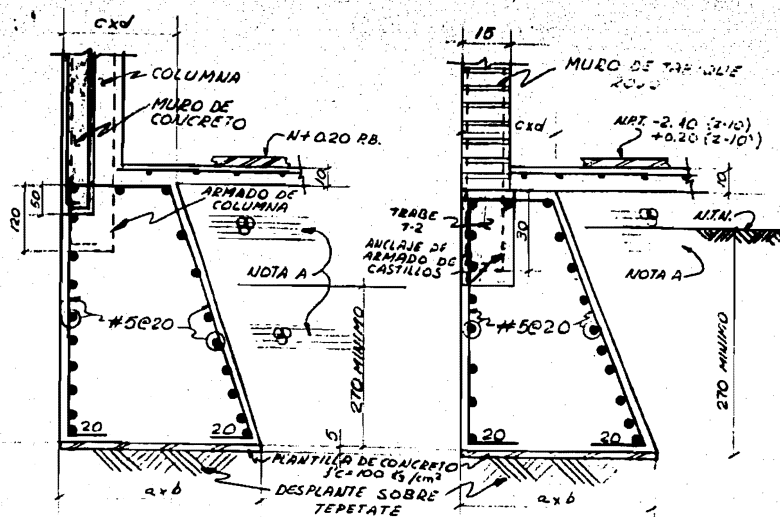


PLANTA Z-1, Z-3, Z-4.



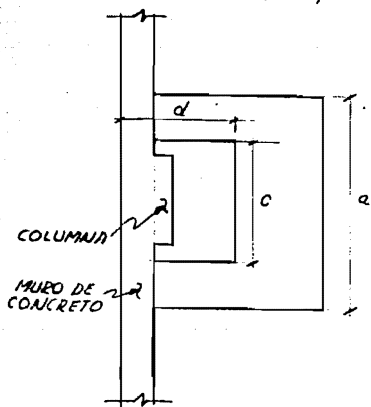
NOTA "A"

Relleno compactado en capas no mayores, de 20 cms. y con humedad op-  
tima.

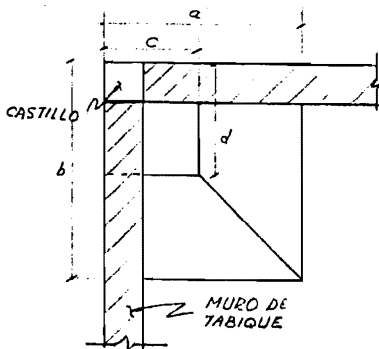


ELEVACION Z7, Z8, Z9

ELEVACION Z10, Z10'



PLANTA Z7, Z8, Z9



PLANTA Z10, Z10'

Cálculo de la capacidad al cortante de capiteles en el nivel 1

$$\text{Col. 3-B) } P = 81.1 \text{ ton}$$

$$b = 2(130 + 35 + 20) + 2(20 + 30 + 18) = 170 + 136 = 306 \text{ cm.}$$

$$V_c = 3.6 \times 306 \times 37 = 40.8 \text{ ton}$$

$$V - V_c = 81.1 - 40.8 = 40.3 \text{ ton}$$

$$\text{Sep} \# 2.5 = \frac{0.98 \times 1.5 \times 37}{V - V_c} = \frac{54}{V - V_c} = a \ 1.35 ; \times 12 = a \ 16$$

$$\text{Col. 3-D) } P = 49.6$$

$$b = 2 \times 16.5 \times 68 = 101$$

$$V_c = 3.6 \times 101 \times 37 = 13.5$$

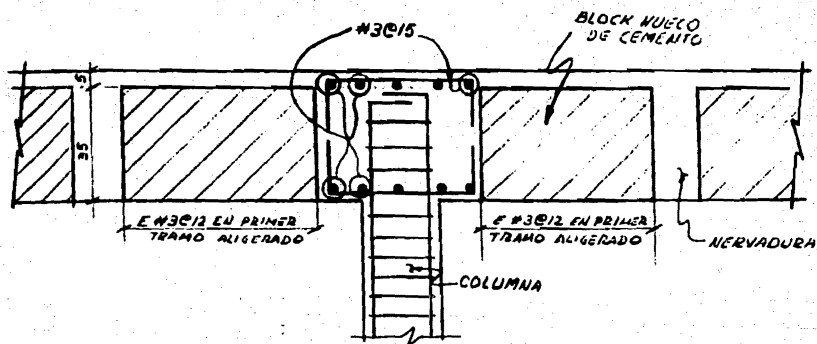
$$V - V_c = 49.6 - 13.5 = 36.1$$

$$\text{Sep} \# 3 = \frac{2 \times 0.71 \times 2 \times 0.75 \times 37}{V - V_c} = 12$$

POR PENETRACION:

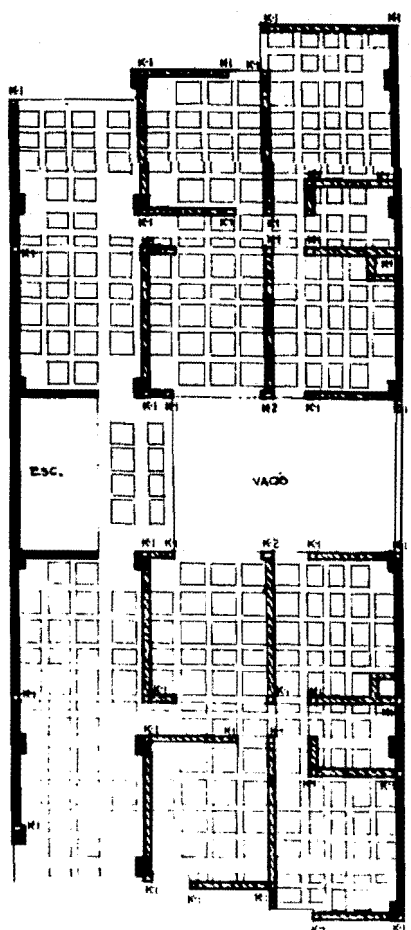
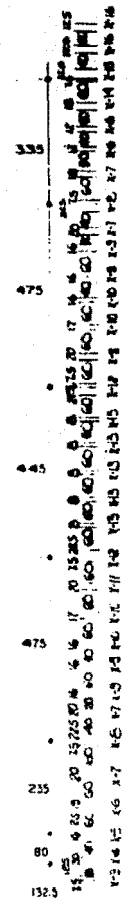
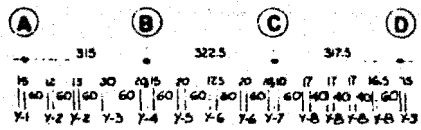
$$b = 2(30 + 37) + 2(45 + 37) = 134 + 164 = 298$$

$$V_c = 0.56 \sqrt{200} \times 298 \times 37 = 87.3 \text{ ton}$$

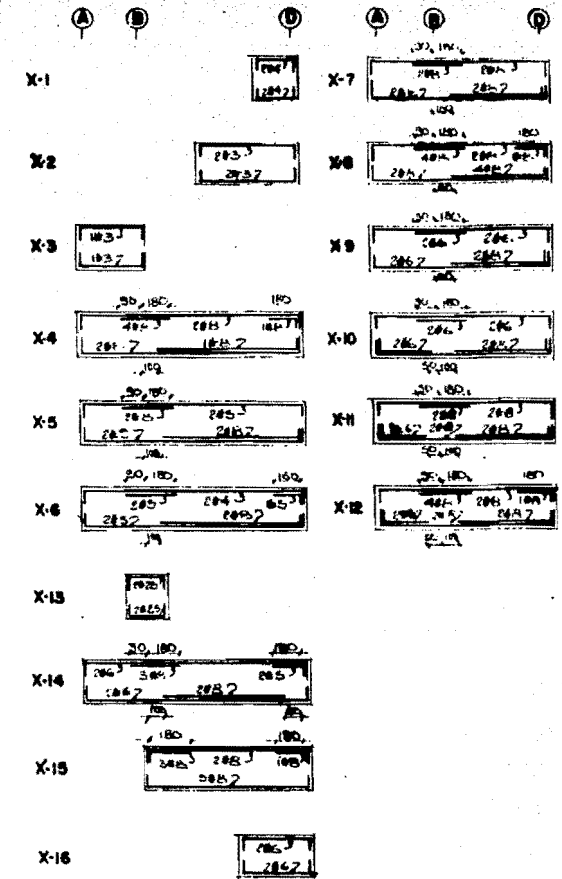
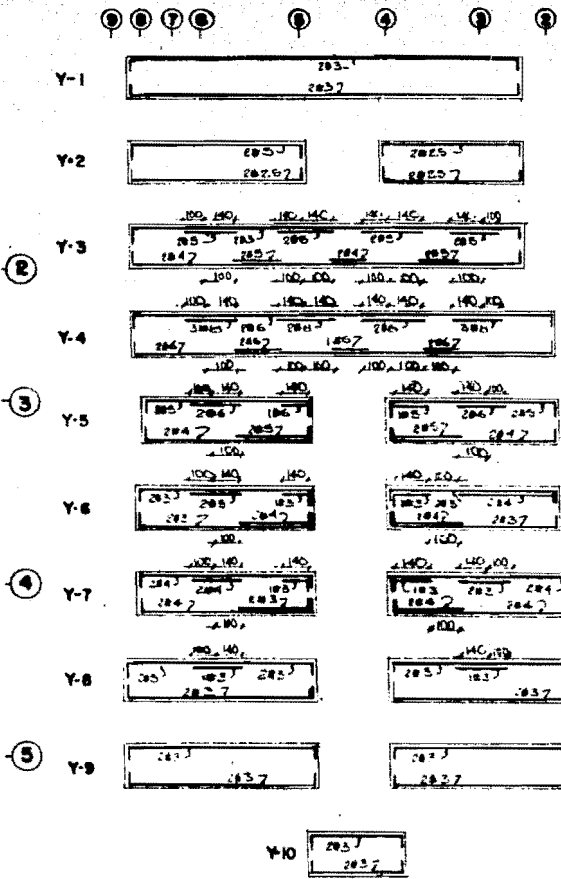


**BIBLIOGRAFIA.**

1. Reglamento de construcciones para el Distrito federal.  
( 1977 )
2. Cross, Hardy, Morgan, Newlin D.  
" Continuous frames of reinforced concrete " ( 1947 )
3. Reynolds. Chas. E., " Reinforced concrete designers'  
handbook. Lóndon concrete Publication ( 1945 )
4. González Cuevas, Oscar M. Robles F.V. Francisco,  
Carrillas G. de L. , Días de Cosío Juan, Roger.  
" Aspectos fundamentales del Concreto Reforzado "
5. Harry Parker.  
" Diseño simplificado de concreto reforzado "
6. Portland Cement Association.  
" Interacción Estructural en Marcos y Muros de cortante "
7. Farias Arce, Rafael.  
" Muros de carga, Sismo " ( Centro de investigaciones  
cientificas )
8. Rogers. " Tables and formules for fixed end moments "

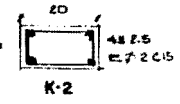
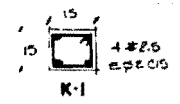


PLANTA NIVEL I



SIMBOLOGIA

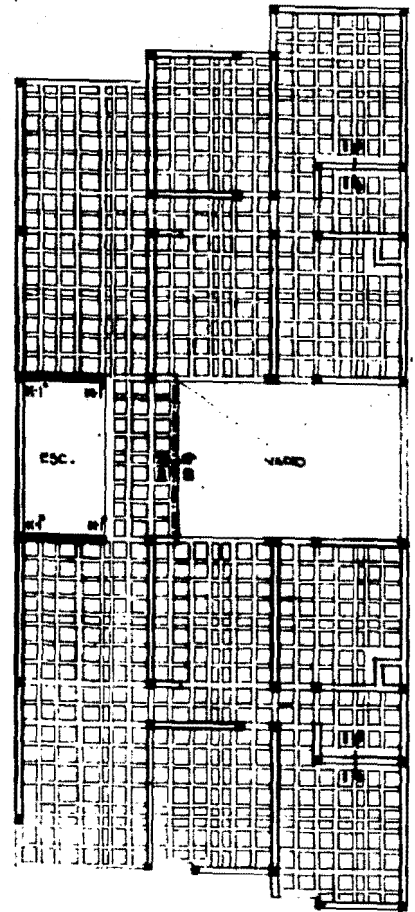
- ⑥ MURO DE CARGA DE CONCRETO
- ⑦ MURO QUE SE DESPLANTA EN ESTE NIVEL (C.E. O. T.F. O. DE TABLAR)
- ⑧ CASTILLO QUE SE DESPLANTA EN EL NIVEL CONSIDERADO (PROVEN DEL PLANO)
- ⑨ CASTILLO QUE DA ORIGEN AL NIVEL CONSIDERADO





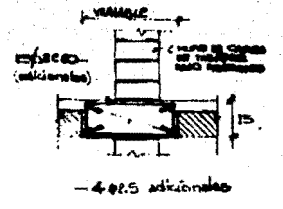
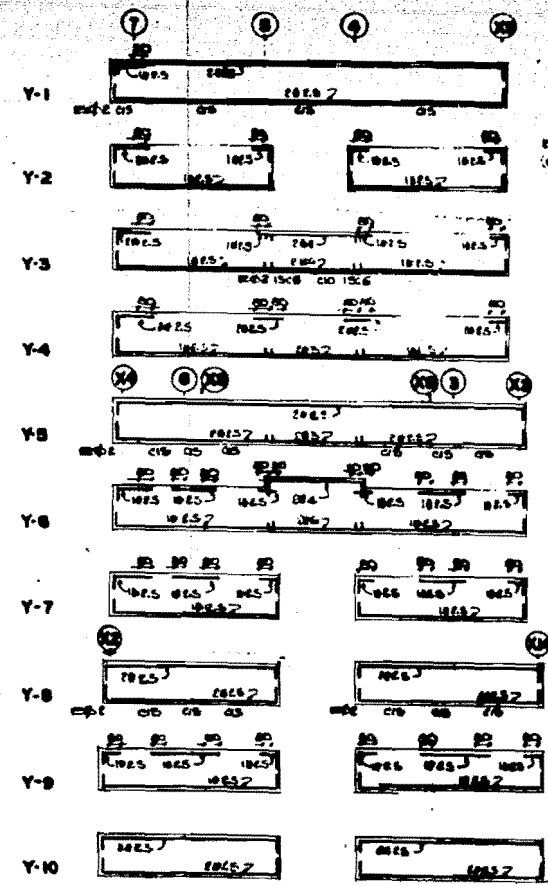
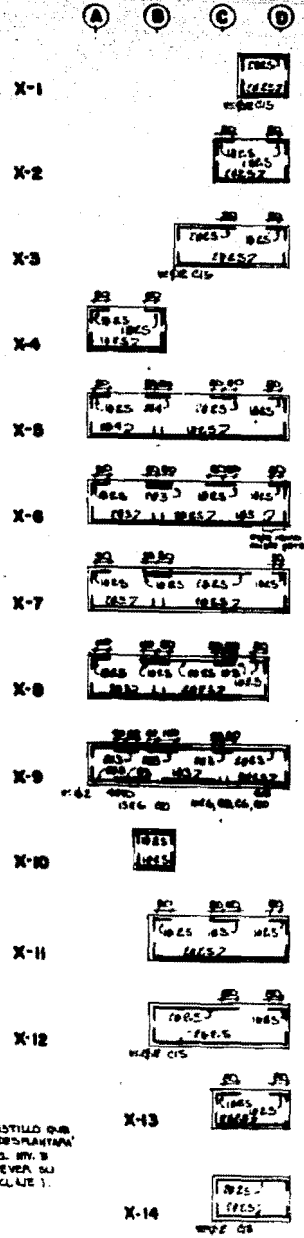
472.5  
475  
478  
481  
484  
487  
490  
493  
496  
499  
502  
505  
508  
511  
514  
517  
520  
523  
526  
529  
532  
535  
538  
541  
544  
547  
550  
553  
556  
559  
562  
565  
568  
571  
574  
577  
580  
583  
586  
589  
592  
595  
598  
601  
604  
607  
610  
613  
616  
619  
622  
625  
628  
631  
634  
637  
640  
643  
646  
649  
652  
655  
658  
661  
664  
667  
670  
673  
676  
679  
682  
685  
688  
691  
694  
697  
700  
703  
706  
709  
712  
715  
718  
721  
724  
727  
730  
733  
736  
739  
742  
745  
748  
751  
754  
757  
760  
763  
766  
769  
772  
775  
778  
781  
784  
787  
790  
793  
796  
799  
802  
805  
808  
811  
814  
817  
820  
823  
826  
829  
832  
835  
838  
841  
844  
847  
850  
853  
856  
859  
862  
865  
868  
871  
874  
877  
880  
883  
886  
889  
892  
895  
898  
901  
904  
907  
910  
913  
916  
919  
922  
925  
928  
931  
934  
937  
940  
943  
946  
949  
952  
955  
958  
961  
964  
967  
970  
973  
976  
979  
982  
985  
988  
991  
994  
997  
1000

(A) 315 (B) 322.5 (C) 317.5 (D)

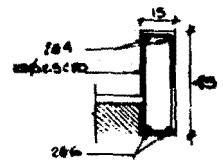


PLANTA NIVELES 2,3,4

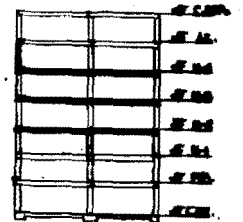
3-1 CASTILLO QUE SE DESMONTARÁ EN EL IV. 3 (PREVER SU INCLATE 1).



CORTE 1-1



CORTE 2-2



ELEVACION ESCUADRIADA DE NIVELES

**NOTAS GENERALES:**

- 1- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2- LAS COTAS A JEES Y PAROS DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTONICOS.
- 3- CALIBRES DE VARILLAS EN NUMEROS DE OCTAVOS DE PULGADA.
- 4- CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$ .
- 5- ACEPO DE REFUERZO  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$  (COMERCIAL).
- 6- ACEPO DE REFUERZO  $f_y = 2500 \text{ kg/cm}^2$  (GRADO ESTRUCTURAL).