



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA

28  
12

**ESTUDIO COMPARATIVO DE UN EDIFICIO CON  
MUROS DE TABIQUE APARENTE DE CEMENTO Y  
MUROS DE TABIQUE ROJO RECOCIDO**

**TESIS PROFESIONAL**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE  
INGENIERO CIVIL**

**P R E S E N T A:**

**JUAN ALONSO LOPEZ**

**MEXICO, D. F.**

**1983**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



**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.

# INDICE

	Página
CAPITULO I	
INTRODUCCION.	1
DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO.	2
DIFERENTES TIPOS DE MAMPOSTERIAS USUALES.	3
MORTEROS.	6
CAPITULO II	
ESTUDIO CON MUROS DE TABIQUE SILICO CALCAREO.	10
METODO DETALLADO DE DISEÑO.	14
REVISION POR CARGAS VERTICALES.	15
REVISION POR CARGAS LATERALES.	28
REVISION POR SISMO DEL EDIFICIO.	32
REVISION POR VOLTEO DEL EDIFICIO.	49
CAPITULO III	
ESTUDIO CON MUROS DE TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO.	59
REVISION POR CARGAS VERTICALES.	61
REVISION POR SISMO DEL EDIFICIO.	69
REVISION POR VOLTEO DEL EDIFICIO.	75
CAPITULO IV	
ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DIVERSOS SISTEMAS DE LOSAS.	85
ANALISIS DE COSTOS DEL SISTEMA DE LOSA A BASE DE VI- GUETAS Y BOVEDILLAS.	91
ANALISIS DE COSTOS DEL SISTEMA DE LOSA MACIZA DE -- CONCRETO.	92
CAPITULO V	
CIMENTACION DEL EDIFICIO.	94
ANALISIS DE LA CIMENTACION.	96

	Página
C A P I T U L O VI	
CONCLUSIONES.	100
ANALISIS DE COSTOS.	106
RESUMEN.	110
BIBLIOGRAFIA.	111

## CAPITULO I

### I N T R O D U C C I O N

El trabajo de tesis que a continuación se presenta, tiene la finalidad de presentar varias alternativas de uso de muros de mampostería, para un Edificio, en el que se tiene una estructuración a base de muros de carga en ambas direcciones principales, aprovechando la distribución de muros que se tienen en el proyecto arquitectónico.

Se hará el análisis y diseño estructural del Edificio, para varios tipos de muros de mampostería, utilizando diversos sistemas de losa de piso para establecer sus ventajas y desventajas relativas.

Posteriormente se hará el análisis de la cimentación del Edificio con las alternativas de muros de mampostería que se están proponiendo.

Finalmente se presentará una serie de conclusiones, según los resultados de análisis, que se obtengan tanto en su perestructura como en cimentación.

## DESCRIPCION DEL PROYECTO ARQUITECTONICO.

El edificio del cual se tratará la presente tesis, es uno de los edificios tipo, que ha proyectado el INFONAVIT para habitación.

Por lo que se partió de un proyecto arquitectónico dado, el cual está, constituido de la siguiente forma:

El edificio consta de (5) niveles:

En cada nivel se tienen 2 departamentos ligados entre sí, por un cuerpo de escaleras.

Cada departamento está constituido por una estancia comedor, 3 recámaras, un baño, una cocineta y un patio de servicio.

Además se tiene un nivel (6), que es el techo del cuerpo de escaleras.

## DIFERENTES TIPOS DE MAMPOSTERIAS USUALES.

A continuación se dá una clasificación de los diferentes tipos de muros de mampostería que hay en el mercado, que se pueden agrupar en 3 tipos.

- a) DE BARRO
- b) DE CONCRETO
- c) OTROS (TABIQUE, SILICO CALCAREO, ETC.)

A su vez las piezas de barro se pueden clasificar, atendiendo a su fabricación en:

- a-1) Estado natural (adobe)
- a-2) Cocido (tabique recocido p.ej.)
- a-3) Industrializados (extruidos)

a-1) Piezas de barro en estado natural.

Las piezas de barro en estado natural toman comunmente el nombre de adobe, el cual si se les protege del intemperismo y se les proporciona un refuerzo conveniente, constituye un sistema constructivo económico y seguro, sus dimensiones son generalmente de 10 x 30 x 40 ó 10 x 40 x 60 (peralte-ancho-largo) además del barro se les agrega usualmente arena -- y/o paja para mejorar algunas de sus propiedades, resistencia a tensión, agrietamiento por secado, etc.

Las propiedades mecánicas de los adobes son muy variables pues dependen básicamente de la calidad del material con que se fabrican y en promedio se tiene una resistencia a la compresión de 15 kg/cm<sup>2</sup>

a-2) Piezas de barro cocidas.

Las piezas de barro cocidas, son las más comunmente usadas para la construcción de mamposterías en nuestro medio, las dimensiones nominales más comunes con las que se fabrican son 7 x 14 x 28.

La fabricación de las piezas de barro cocidas consiste en formar adobes mediante un amasijo de barro con arena y en algunas ocasiones desperdicios industriales, para después someterlos a un proceso de cocido, que tiene por principal función mejorar sus propiedades mecánicas, las cuales dependen mucho de la calidad del barro utilizado.

a-3) Piezas de barro industrializadas.

Son las piezas que resultan de aplicar al barro un proceso de intrusión, lo cual permite que las piezas sean de calidad más uniforme, existe una gran variedad de formas de presentación y de tamaño, pero las más comunes son:

Piezas con huecos circulares o cuadrados, piezas que forman secciones tipo panel sus dimensiones más comunes son: -- 6 x 12 x 24, 6 x 10 x 20 y 10 x 10 x 20 cm., sus propiedades mecánicas además de depender del barro que los componen, dependen muy significativamente del proceso de fabricación.

b) De concreto.

Las piezas de concreto, son las que resultan de la combinación de agregados petreos y cemento, constituyendose una parte importante de las que se emplean para la construcción de muros.

Estas piezas las clasificamos de la siguiente manera:

b-1) Bloques de concreto

b-2) Tabiques de concreto

b-1) Los bloques de concreto, a su vez se dividen en función de su peso.

Ligero

Intermedio

Pesado

Los bloques ligeros están fabricados con agregados de bajo peso volumétrico, razón por la cual su empleo solo se recomienda para interiores.



Los bloques intermedios y pesados, contienen por lo general arenas de diferente granulometría y en ocasiones gravas andesíticas, dándole al tipo pesado un proceso de compactación por vibrado o por presión, el cual hace que aumente su peso volumétrico, mejorando al mismo tiempo sus características de resistencia.

b-2) Tabiques de concreto, a estos elementos estructurales se les denomina generalmente como tabicones y existe una gran variedad según el tipo de agregado que se emplea, (cemento, arena) consecuentemente existe una gran variedad en sus propiedades.

c) De materiales varios.

La tecnología de fabricación de nuevos materiales para la mampostería, cada día adquiere nuevas modalidades, actualmente se están empleando materiales diferentes a los tradicionales para la elaboración de piezas, algunos de los cuales han dado resultados satisfactorios, como son los tabiques silicocalcareos, los cuales se han utilizado para una de las alternativas de solución del edificio que se plantea en esta tesis y seguramente en el futuro de mejorarse aun más su tecnología de fabricación podrán utilizarse otros materiales tales como yeso, asfálticos, de desperdicios industriales.

Las propiedades que más nos interesan para determinar la capacidad de muros de mampostería son su resistencia a compresión y a cortante. La primera nos servirá para calcular la capacidad a carga vertical y la segunda la resistencia a fuerzas laterales como por ejemplo las producidas por un sismo.

## M O R T E R O S

La resistencia de una mampostería, como se dijo antes, no sólo depende de las propiedades de las piezas, sino también de las propiedades del mortero que las une, consecuentemente, lo que más nos interesaría en este caso es el proporcionamiento de dicho mortero, el cual usualmente es por volumen y se representa mediante tres indicadores (A: B: C), el primer indicador corresponde a la cantidad de cemento de la mezcla, el segundo a las proporciones de cal y el tercero a la cantidad de arena de la mezcla.

Tomando en cuenta algunas características particulares, actualmente el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, agrupa las piezas con sus valores de resistencia de la siguiente forma:

- a) Tabique de barro recocido
- b) Tabique extruido con huecos verticales
- c) Bloques de concreto tipo pesado
- d) Tabique sílico calcareo con huecos verticales

A continuación se presentan 3 tablas que son útiles para estimar la resistencia de las distintas mamposterías.

1-) Se da un proporcionamiento en volumen para el mortero.

2-) Se dan valores indicativos del esfuerzo nominal a compresión de la mampostería ( $f^*m$ ) que se utilizarán si no se realizan experimentos para cada caso que se analice y que están en función del tipo de mortero que se use.

3-) Se dan valores del esfuerzo cortante nominal ( $v^*$ ) en función del tipo de mortero que se use.

PROPORCIONAMIENTOS EN VOLUMEN, RECOMENDADOS PARA  
MORTERO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena <sup>†</sup>	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, $f_b^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		75
II	1	—	1/4 a 1/2		40
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/1 a 1 1/4		

† El volumen de arena se medirá en estado suelto.

RESISTENCIA NOMINAL A COMPRESION DE LA MAMPOSTERIA (f\*m) PARA  
ALGUNOS TIPOS DE PIEZA, SOBRE AREA BRUTA.

TIPO DE PIEZA	Valores de f*m en kg/cm <sup>2</sup>		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro recocido	15	15	15
Tabique de barro extruido con huecos verticales.	40	40	30
Bloque de concreto tipo pesado.	20	15	15
Tabique silico calcareo - en huecos verticales.	20	15	15

ESFUERZO CORTANTE NOMINAL PARA ALGUNOS TIPOS DE MAMPOSTERIA,  
SOBRE AREA BRUTA.

TIPO DE PIEZA	TIPO DE MORTERO	v* en kg/cm <sup>2</sup>
Tabique de barro recocido	I	3.50
	II y III	3
Tabique de barro extruido con huecos verticales.	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo pesado.	I	3.5
	II y III	2.5
Tabique sflico calcareo con huecos verticales.	I	3.5
	II y III	2.5

## CAPITULO II

### ESTUDIO CON MUROS DE TABIQUE SILICO CALCAREO

El siguiente estudio se hará tomando en cuenta las siguientes consideraciones.

a) Se utilizará un sistema de piso a base de viguetas y bovedillas para azotea y entre pisos.

b) Los muros de carga se harán con tabique sílico calcareo con color integrado, de 11.50 cm. de ancho, según especificación comercial, unidos con un mortero aglutinante.

#### 1) CARGAS

Para el cálculo de éste Edificio, se tomará en cuenta las cargas muertas y vivas que recomienda el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, siendo éstas las siguientes:

##### CARGAS MUERTAS

Son aquellas que obran permanentemente sobre la estructura, tales como peso propio de losas, pisos, recubrimientos, etc.

##### CARGAS VIVAS.

Son aquellas que no obran permanentemente sobre la estructura, tales como muebles, seres humanos, etc.

##### CARGAS ACCIDENTALES

Son aquellas que obran esporádicamente en la estructura, perteneciendo a éste grupo las fuerzas provocadas por el viento y las provocadas por el movimiento de la corteza terrestre o sean los sismos.

Con base en estudios de probabilidades de acción de las cargas vivas actuando sobre una estructura, el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, especifi-

fica en el artículo 227 el peso de la carga viva, por unidad de área, en función del piso o cubierta que se trate.

Para el análisis del Edificio, se usará la carga viva máxima ( $W_m$ ), la que está dada por la siguiente fórmula, que está en función del área tributaria ( $A$ ) del tablero de que se trate.

$$W_m = 120 + 420(A)^{-1/2}$$

Se tendrán los siguientes valores para carga muerta -- (por metro cuadrado) de entrepiso.

Vigueta y bovedillas de 16 cm. de peralte.	180 kg/m <sup>2</sup>
Mortero y piso.	<u>80 kg/m<sup>2</sup></u>
	260 kg/m <sup>2</sup>

Para azotea:

Viguetas y bovedillas	180 kg/m <sup>2</sup>
Relleno de tezontle 15 cm.	
Promedio.	200 kg/m <sup>2</sup>
Mortero y enladrillado	<u>100 kg/m<sup>2</sup></u>
	480 kg/m <sup>2</sup>

La carga viva, se hallará según la fórmula vista en párrafos anteriores para cada tablero que tenga.

Para el análisis y diseño de una estructura, a base de muros de mampostería el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal en las Normas Técnicas presentan 3 métodos, que son los siguientes:

- A) Método simplificado de diseño
- B) Método detallado de diseño
- C) Método de diseño por valores admisibles

En los que se requiere que las fuerzas resistentes de diseño que se obtengan utilizando cualquiera de éstos 3 méto-

dos, afectadas por un factor de reducción de resistencia, sean mayores que las fuerzas externas que actúan en una estructura afectada por un factor de carga, tal que proporcione un nivel de seguridad adecuado.

Para poder utilizar el Método Simplificado de Diseño se deberán cumplir los siguientes 4 requisitos, que se mencionan en el artículo 238 del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal.

En caso que no se cumplan, se deberá utilizar el método-Detallado de Diseño, los requisitos son:

1) En cada planta, al menos el 75% de las cargas verticales estarán soportadas por muros ligados entre sí mediante losas corridas. Dichos muros deberán ser de concreto, de mampostería de piezas macizas o de mampostería de piezas huecas-que satisfagan las condiciones que establezca el Departamento en las Normas Técnicas Complementarias".

Para el Edificio en estudio, éste requisito sí se cumple ya que el 100% de las cargas verticales están soportadas por muros de mampostería y ligados entre sí mediante losas corridas.

2) En cada nivel existirán al menos dos muros perimetrales de carga paralelos o que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados, estando cada muro ligado por las losas antes citadas en una longitud de por lo menos 50% de la dimensión del Edificio, medida en las direcciones de dichos muros.

Para el Edificio no se cumple éste requisito, ya que en el sentido longitudinal, se tienen dos muros paralelos, pero están ligados a la losa en una longitud menor que el 50% de la dimensión del Edificio.

3) La relación entre longitud y anchura de la planta del Edificio no excederá de 2.0, a menos que para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación entre longitud y anchura satisfaga



ga esta restricción y cada tramo resiste según el criterio que marca el artículo 239 de este reglamento".

Para el Edificio no se cumple este requisito, ya que en el sentido longitudinal y anchura de un cuerpo del Edificio es mayor o sea

$$\frac{19.94 \text{ m}}{7.00 \text{ m}} = 2.85$$

4) La relación entre la altura y la dimensión mínima de la base del Edificio no excederá de 1.5 y la altura del Edificio no será mayor de 13 m."

Para el Edificio sí se cumple este requisito ya que la altura del Edificio es de 10.50 metros y la relación entre altura y dimensión mínima de la base del Edificio es.

$$\frac{10.50 \text{ m}}{7.00 \text{ m}} = 1.5$$

Resumiendo de los 4 requisitos antes mencionados, sólo se cumplen 2 y para aplicar el Método Simplificado de Diseño, se tendría que cumplir los 4 requisitos del artículo 238. Por lo que se usará para el análisis y diseño del Edificio, el Método detallado de diseño.

## METODO DETALLADO DE DISEÑO

En este método, para el análisis por cargas verticales, se supone que la unión entre losas y muros tiene la suficiente capacidad de rotación para liberar el muro de los momentos que le puede transmitir la losa y considerar que el muro está sujeto a carga axial únicamente, sin embargo se tomará en cuenta la excentricidad provocada por momentos flexionantes - básicamente debidos a:

Voladizos empotrados en el muro y a empujes de viento o sismo perpendiculares al plano del muro.

Para el análisis por carga horizontal, se debe tomar en cuenta el efecto de la fuerza cortante y el de momento flexionante.

Aplicando el Método Detallado de Diseño a nuestro Edificio, con el tipo de material de muros que se especificó en incisos anteriores se harán las siguientes revisiones.

## REVISION POR CARGAS VERTICALES.

Para la revisión por cargas verticales, se harán las siguientes suposiciones:

1) La unión entre losa y muro tiene la suficiente capacidad de rotación para liberar el muro de los momentos que lo puede transmitir la losa.

2) Se toma en cuenta la excentricidad con que se aplica la carga vertical al muro y esto es para cuando la losa descansa directamente sobre el muro, para la carga que baja de los niveles superiores, se considera que no hay excentricidad, excepto cuando ésta se encuentra fuera de el eje.

3) Se toma en cuenta el efecto de esbeltez del muro.

Todos los conceptos antes mencionados están involucrados en la expresión para obtener la carga total resistente de diseño (PR) de un muro.

$$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) (At)$$

En que FR es un factor de reducción de resistencia que toma en cuenta el grado de confiabilidad que se tiene en la obtención experimental de los valores de los esfuerzos resistentes de la mampostería, así como la aproximación de la fórmula que se emplea. Para nuestro caso FR vale 0.6 según se especifica en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

FE es un factor que se utiliza para tomar en cuenta la excentricidad con que se carga el muro y la esbeltez del mismo, para obtenerlo se usará el procedimiento propuesto en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual utiliza las siguientes expresiones:

$FE = 1 - \frac{2e'}{t}$  en que t es el espesor del muro y e' es la excentricidad de diseño, la cual se incrementa por la es -

beltez del muro y vale  $e' = Fa (ec + ea)$ .

En que (ec) es la excentricidad calculada y nos sirve para tomar en cuenta la forma como se carga el muro, (ea) toma en cuenta la irregularidad de las dimensiones de las piezas del muro de mampostería y que se calcula con la siguiente expresión:

$$ea = K \left( t + \frac{H}{10} \right)$$

En la cual K es un coeficiente que depende del tipo de material que se use para la mampostería y H es la altura no restringida del muro.

Ahora para tomar en cuenta los efectos de esbeltez se obtiene el siguiente factor:

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

$$\text{En que } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{ec_1}{ec_2} \geq 0.4$$

(ec<sub>1</sub>) y (ec<sub>2</sub>) son la menor y la mayor de las excentricidades calculadas en los extremos del muro.

Pues la carga vertical actuante de diseño del nivel en estudio.

P<sub>c</sub> es la carga crítica de Euler y vale

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

En que I es el momento de Inercia de la sección bruta dividido entre 2.5, H' es la altura efectiva del muro y que se determina a partir de la altura no restringida del muro, f\*<sub>m</sub> es la resistencia de diseño en compresión del tipo de piezas que se usan para el muro.

A<sub>t</sub> es el área de la sección transversal del muro.

Como se mencionó en párrafos anteriores, para el análisis se debe de comparar la carga resistente de cada muro, con la carga actuante de diseño de cada muro que debe de ser menor que la carga resistente.

Se hará la revisión por carga vertical para los muros de planta baja (nivel (1) ya que si en este nivel la carga actuante resulta menor que la carga resistente en los niveles superiores pasará lo mismo ya que se usará el mismo tipo de material de muros en todos los niveles del Edificio.

Para obtener la carga actuante de diseño en los muros de planta baja se utilizará la siguiente expresión.

$$(PA = F_c ((W_m + W_v) A_{trib.} + W_{muro} (L)) \text{ No. de pisos.}$$

En que  $F_c$  es un factor que para la combinación de carga muerta mas carga viva vale 1.4

$W_m$  es la carga muerta, para la cual conservadoramente se podrá tomar un promedio de las cargas de los niveles (1) (2) (3) (4) y (5).

$W_v$  es la carga viva, para la cual conservadoramente se podrá tomar un promedio de las cargas de los niveles (1) (2) (3) (4) y (5).

$A_{trib.}$  es el área tributaria del muro en estudio.

Ahora como la revisión deberá hacerse para cada muro en planta baja, se numerará cada muro para su identificación según se observa en la planta de plano e2 y se obtendrá la carga actuante.

(PA) de cada muro y su respectiva carga resistente (PR).

Para lo cual se desarrollará el procedimiento antes descrito para dos muros uno exterior y otro interior.

Para los demás muros se elaborarán tablas en las cuales se mostrarán los resultados obtenidos para cada muro.

Muro Exterior.- Como ya se mencionó en el párrafo anterior para identificar los muros en planta, se han numerado según plano (E2). Análisis para el muro exterior (M1)

Si se halla la carga actuante de diseño (PA) en el nivel (1) como ya se mencionó en párrafos anteriores, se tiene que el valor de la carga muerta para el nivel (5) es  $480 \text{ kg/m}^2$  y para los niveles (1) (2) (3) y (4) es  $260 \text{ kg/m}^2$  por lo que el valor promedio de la carga muerta será  $305 \text{ kg/m}^2$ .

Si ahora se halla la carga viva para la planta baja, que estará en función de la suma de las áreas tributarias de cada nivel, se tendrá que para el muro (M1) el área tributaria vale.

$$A \text{ Trib.} = (4.92) 5 \text{ por lo que la carga viva valdrá}$$
$$W_v = 120 + \frac{420}{(5A)} 1/2 = 120 + \frac{420}{(5 \times 4.92)} 1/2 = 215 \text{ kg/m}^2$$

Si ahora se obtiene el peso por metro de muro ( $W_{\text{muro/metro}}$ ) se tiene que el peso del muro por metro cuadrado es  $170 \text{ kg/m}^2$  (según dato del fabricante) y se tiene una altura de muro de  $H = 2.10 \text{ m.}$ , por lo que el valor del peso por metro de muro será:

$$W_{\text{muro/metro}} = 170 \times 2.10 = 390 \text{ kg/m}$$

Por lo que la carga actuante de diseño (PA) del muro (M1) en planta baja vale:

$$PA = 1.4 ((305 + 215) 4.92 + 390 (3.44)) 5 = 27300 \text{ kg.}$$

Si ahora se obtiene la carga resistente (PR) en nivel (1) utilizando la siguiente expresión

$$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) (At)$$

En párrafos anteriores ya se explicó qué significa cada uno de sus términos.

FR vale 0.6

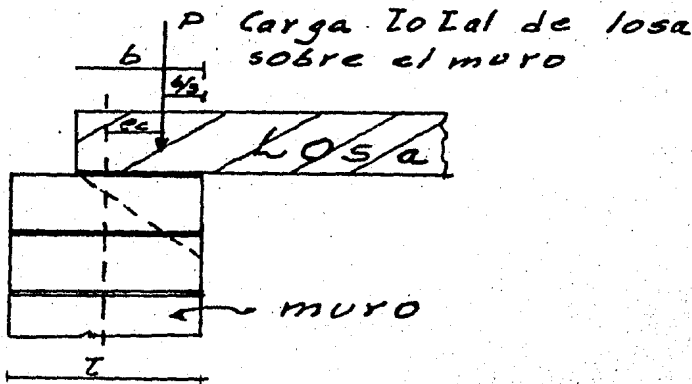
$$FE = 1 - \frac{2e'}{t} = y e' = Fa(ec + ea)$$

$$\text{Adem\u00e1s } F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \quad \text{y } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{e_c1}{e_c2}$$

Para calcular el factor  $C_m$ , el cual est\u00e1 en funci\u00f3n de las excentricidades calculada y accidental en los extremos del muro en estudio. Se tiene para el nivel (1) que la excentricidad calculada se obtendr\u00e1 con la siguiente expresi\u00f3n

$$e_c = e_{cp} \frac{P_i}{P_A}$$

en que  $e_{cp}$  es la excentricidad provocada por el libre giro de la losa sobre el muro, por lo que la carga de \u00e9sta, no es axial y adem\u00e1s se supone que la distribuci\u00f3n de esfuerzos de la losa sobre el muro es lineal, considerando el esfuerzo-nulo en el punto donde comienza la losa, lo anterior se puede observar en la siguiente figura



Para nuestro caso  $t=b$  por lo que  $e_{cp} = \frac{t}{2} - \frac{b}{3} - \frac{t}{6}$

Si  $t=11.50$  cm. se tiene que  $e_{cp} = \frac{11.50}{6} = 1.92$  cm

Si  $P_i$  es la carga vertical actuante de dise\u00f1o del nivel (1) y vale

$$P_i = FC (W_m + W_v) A_{trib} = 1.4 (305 + 215) 4.92 = 3580 \text{ kg.}$$

Por lo que la excentricidad calculada en el nivel (1) -- vale.

$$e_c = 1.92 \frac{3580}{27300} = 0.24 \text{ Cm}$$

Ahora se obtendrá la excentricidad accidental en el nivel (1) utilizando la siguiente expresión.

$e_a = k \left( \frac{t}{10} + \frac{H}{50} \right)$  en que  $k = 1$  para piezas producidas industrialmente con buen control de calidad,  $t$  es el espesor del muro y vale 11.50 cm.  $H$  es la altura no restringida del muro y vale 210.00 cm.

Por lo que la excentricidad ( $e_{c2}$ ) en el nivel (1) será la suma de la excentricidad calculada mas la excentricidad accidental.

La excentricidad ( $e_{c1}$ ) en el nivel (0) será solo la excentricidad accidental, ya que en Este nivel no hay excentricidad calculada, ya que no hay losa.

$$\text{o sea que } e_{c2} = 0.24 + 0.65 = 0.89 \text{ cm.}$$

$$e_{c1} = 0.65 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo que } C_m = 0.6 + 0.4 \times \frac{0.65}{0.89} = 0.73$$

Ahora se obtendrá la carga crítica de pandeo ( $P_c$ ) utilizando la siguiente expresión  $P_c = \frac{\pi^2 EI}{H^2}$

En que  $E$  es el módulo de elasticidad del muro para cargas permanentes y vale.

$E = 250 f^* m$ , en que  $f^* m$  es el esfuerzo de resistencia en compresión del tipo de piezas que se usen y vale 30 kg/cm<sup>2</sup>

Por lo que  $E = 250 (30) = 7500 \text{ kg/cm}^2$  para cargas permanentes.

$I$  es el momento de Inercia  $I = \frac{L t^3}{12}$



Si la longitud del muro es  $L = 344.0$  cm

$$\text{Por lo que } I = \frac{344 (11.50)^3}{12} = 43598 \text{ cm}^4$$

$H'$  es la altura efectiva del muro que se determinará a partir de la altura no restringida del muro  $H$  aplicando el criterio que se especifica en las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y que.

$H' = 2H$  para muros libres en uno de sus extremos

$H' = 0.75 H$  para muros limitados por dos losas continuas

$H' = H$  para muros extremos en que se apoyan losas para nuestro caso  $H' = 0.75 H$

$$\text{o sea } H' = 0.75 \times 210 = 158.00 \text{ cm.}$$

Para hallar el producto  $EI$  se utilizará la expresión que se especifican en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

$$EI = EI \left( 0.25 + \frac{PA}{PRO} \right) \text{ y } PRO = f \cdot m \cdot l \cdot t$$

y esto sirve para reducir el momento de inercia de la sección bruta del muro para tomar en cuenta el efecto de agrietamiento que se presenta en el muro debido a que no es una sección homogénea.

Sustituyendo valores se tiene

$$PRO = 30 \times 344 \times 11.50 = 118680 \text{ kg.}$$

$$\text{y } EI = 7500 \times 43598 \left( 0.25 + \frac{27300}{118680} \right) = 1.57 \times 10^8$$

$$\therefore EI = 1.57 \times 10^8$$

$$\text{por lo que } P_c = \frac{\pi^2 EI}{H'^2} = \frac{(3.14)^2 (1.57) \times 10^8}{158^2} = 62000 \text{ kg}$$

$$\text{y } F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{PA}{P_c}} = \frac{0.73}{1 - \frac{27300}{62000}} = 1.30$$

$$y e' = Fa (ec + ea) = 1.30 (0.24 + 0.65) = 1.16$$

$$y FE = 1 - \frac{2e'}{t} = \frac{1 - 2 \times 1.16}{11.5} = 0.8$$

Por lo que la carga resistente

$$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) At$$

$$PR = 0.6 \times 0.8 \times 30 \times 11.50 \times 344 = 56966 \text{ kg.}$$

que se comparará con la carga actuante de diseño (PA)

$$65966 > 27300$$

Por lo que la carga resistente resulta mayor que la carga --  
actuante de diseño y esta del lado de la seguridad.

Ahora para todos los muros exteriores se hará la misma revi-  
sión que se hizo con el muro (M1)

Los resultados de c.viva PA, FA, FE y PR se encuentran tabu-  
lados en la tabla No. 1 para cada muro exterior.

Si ahora se hace el análisis para un muro interior, se anali-  
zará el muro indicado en la planta del plano (E2) como (M4).

Muro Interior.- Se tiene como datos, carga muerta, --  
 $W_m = 315 \text{ kg./m}^2$  la carga viva se obtendrá con la siguiente ex-  
presión.

$$W_v = 120 + \frac{420}{(5A)^{1/2}}$$

Si el área tributaria del muro vale  $A \text{ Trib.} = 8.24 \text{ m}^2$

$$\therefore W_v = 120 + \frac{420}{(5 \times 8.24)^{1/2}} = 185 \text{ kg/m}^2$$

Y la longitud del muro  $L = 300 \text{ cm.}$

Por lo que la carga actuante de diseño (PA) del muro --  
(M2) vale

$$PA = 1.4((305 + 185) 8.24 + 390 (3.00)) 5 = 36455 \text{ kg}$$

Si ahora se obtiene la carga resistente (PR) utilizando la -  
expresión.

$$PR = (FR) (FE) (f^*m) (At)$$

Cuyos conceptos ya se explicaron en párrafos anteriores para hallar el factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez (FE), se utilizarán las expresiones que ya se explicaron en párrafos anteriores.

$$FE = 1 - \frac{2e'}{t} \quad \text{en que } e' = Fa (ec + ea)$$

$$\text{Además } Fa = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \text{ y } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{ec_1}{ec_2}$$

Para calcular las excentricidad ( $ec_1$ ) y ( $ec_2$ ) en los extremos del muro, las cuales están en función de las excentricidades calculadas y accidental.

Se tiene que la excentricidad calculada ( $ec$ )

$$\text{para un muro vale } ec = ecp \frac{P_i}{PA}$$

Y  $ecp$  es la excentricidad provocada por el libre giro de la losa y para un muro interior vale (0), por lo que la excentricidad calculada  $ec=0$

O sea que el factor  $C_m$  estará sólo en función de la excentricidad accidental ( $ea$ ) y como tiene el mismo valor para el muro se tiene que  $ec_1 = ec_2$

$$\text{Por lo que el factor } C_m = 0.6 + 0.4 (1) = 1.0$$

$$\text{Para obtener la carga crítica de pandeo } P_c = \frac{\pi^2 E I}{H^2}$$

$E = 250 f^*m$  en que  $f^*m$  es el esfuerzo de resistencia en compresión del tipo de piezas que se usen y vale  $30 \text{ kg/cm}^2$

Por lo que  $E=250 (30) = 7500 \text{ kg/cm}^2$  para cargas permanentes.

$$I \text{ es el momento de Inercia } I = \frac{Lt^3}{12}$$

Si la longitud del muro vale  $L = 300 \text{ cm}$

$$\text{Por lo que } I = 300 \frac{(11.50)^3}{12} = 38021 \text{ cm}^3$$

H' es la altura efectiva del muro y vale

$$H' = 1.75 \times 210 = 158.0 \text{ cm.}$$

Según se especificó en párrafos anteriores.

El factor E<sub>i</sub> se hallará según se especifica en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y ya se explicó en párrafos anteriores.

$$\text{Por lo que } E_i = E I (0.25 + \frac{PA}{PRO})$$

$$\text{y } PRO = f \cdot m \cdot LI = 30 \times 300 \times 11.50 = 103500 \text{ kg}$$

$$\text{por lo que } E I = 7500 \times 38021 \frac{(0.25 + \frac{36455}{103500})}{103500} = 1.71 \times 10^8$$

$$\text{o sea } P_c = \frac{11^2 E I}{H'^2} = \frac{(3.14)^2 (1.71 \times 10^8)}{158^2} = 67824 \text{ kg}$$

$$\text{Por lo que } F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{PA}{P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{36455}{67824}} = 2.16$$

y e' = F<sub>a</sub> (e<sub>c</sub> + e<sub>a</sub>) si e<sub>c</sub> = 0 como ya se obtuvo

$$e_a = k \left( \frac{t}{10} + \frac{H}{10} \right) = \frac{1}{10} \left( 11.50 + \frac{210}{10} \right) = 0.65$$

$$\text{y } e' = 2.16 (0. + 0.65) = 1.41$$

$$\text{y } F_E = \frac{1 - 2e'}{t} = \frac{1 - 2 \times 1.41}{11.50} = 0.76$$

por lo que la carga resistente (PR)

valdrá PR = 0.6 x 0.76 x 30 x 11.50 x 300 = 47196 kg que se -- comparará con la carga actuante de diseño (PA)

$$47196 \text{ kg} > 36455 \text{ kg}$$

Por lo que la carga resistente (PR) resulta mayor que la carga actuante de diseño (PA) y esta del lado de la seguridad.

Ahora para todos los muros interiores se hará la misma revisión que se hizo con el muro (M4)

Además en la tabla No. 2 se dan los resultados del análisis -  
por carga vertical de muros de tabique sílico calcareo, con -  
un sistema de piso a base de losa maciza de concreto de 10 -  
cm. de espesor.

TABLA No. 1

Muro	A. trib. M2	Long. m	C. Viva kg/m2	PA Ton	F. A.	F. E.	P. R. Ton.
M 1	4.92	3.44	215	27.30	1.30	0.80	56.90
M 2	4.92	3.44	215	27.30	1.30	0.80	56.90
M 3	11.60	4.10	176	48.80	2.40	0.70	58.20
M 4	8.30	3.00	185	36.40	2.16	0.76	47.20
M 5	11.60	4.10	176	48.80	2.40	0.80	56.90
M 6	9.90	1.20	180	36.40	4.60	0.46	10.90
M 7	10.90	4.00	177	46.40	2.40	0.70	57.00
M 8	4.90	3.00	215	24.70	1.99	0.68	41.00
M 9	10.90	4.00	177	46.40	2.40	0.70	57.00
M10	4.90	3.00	215	24.70	1.99	0.68	41.00
M11	11.60	4.10	176	48.80	2.40	0.70	58.20
M12	9.90	1.20	180	36.40	4.60	0.46	10.90
M13	11.60	4.10	176	48.80	2.40	0.70	58.20
M14	8.30	3.00	185	36.40	2.16	0.76	47.20
M15	4.90	3.40	215	27.30	1.30	0.80	56.90
M16	4.90	3.40	215	27.30	1.30	0.80	56.90
M17	0.20	1.70	540	5.30	1.38	0.82	27.60
M18	0.30	2.00	460	8.90	1.36	0.84	30.00
M19	0.20	1.70	540	5.30	1.38	0.82	27.60
M20	0.30	1.20	460	4.50	1.45	0.83	19.70
M21	0.20	1.90	530	5.80	1.37	0.84	31.60
M22	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70
M23	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70
M24	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70
M25	0.10	1.20	640	3.80	1.38	0.84	19.90
M26	0.20	1.90	530	5.80	1.37	0.84	31.60
M27	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70
M28	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70
M29	0.30	2.00	460	8.90	1.36	0.84	30.00
M30	0.20	1.70	550	5.20	1.37	0.82	27.70

TABLA No. 2

Muro	A. Trib. M2	Long. m	C.Viya Kg/m <sup>2</sup>	Pa Ton	FA	FE	PR Ton.
M 1	3.50	3.44	220	22.90	1.79	0.72	49.20
M 2	3.50	3.44	220	22.70	1.79	0.72	49.20
M 3	8.90	4.10	183	44.00	2.29	0.73	59.50
M 4	6.10	3.00	196	31.20	2.25	0.74	43.90
M 5	10.60	4.10	177	50.20	2.47	0.71	57.80
M 6	7.60	1.20	188	32.30	4.22	0.51	12.10
M 7	11.10	4.00	177	51.70	2.55	0.70	55.60
M 8	5.30	3.00	202	28.70	2.13	0.65	38.90
M 9	11.10	4.00	177	51.70	2.55	0.70	55.60
M10	5.30	3.00	202	28.30	2.13	0.65	38.90
M11	10.60	4.10	178	50.20	2.47	0.71	57.80
M12	7.60	1.20	188	32.30	4.22	0.51	12.10
M13	8.90	4.10	183	44.00	2.29	0.73	59.50
M14	6.10	3.00	196	31.20	2.25	0.74	43.90
M15	3.50	3.44	220	22.70	1.79	0.72	49.20
M16	3.50	3.44	220	22.70	1.79	0.72	49.20
M17	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M18	4.20	2.00	212	21.80	2.31	0.73	29.00
M19	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.40
M20	3.80	1.20	217	15.40	2.84	0.67	15.90
M21	3.80	1.90	217	20.00	2.27	0.74	27.70
M22	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M23	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M24	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M25	3.80	1.20	216	18.40	2.84	0.67	15.90
M26	3.80	1.90	216	20.00	2.27	0.74	27.70
M27	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M28	2.10	1.70	249	13.20	1.93	0.69	23.30
M29	4.20	3.00	211	24.20	1.97	0.77	45.80
M30	2.10	1.70	2.49	13.20	1.93	0.69	23.30

## REVISION POR CARGAS LATERALES

Para la revisión por cargas laterales de un muro se debe tomar en cuenta el efecto de la fuerza cortante, el de momento flexionante en su plano y también el de momento flexionante debido a empujes normales en su plano.

Para el diseño por cargas laterales se tiene la siguiente clasificación de muros de acuerdo con su estructuración, según se especifica en las Normas Técnicas Complementarias - al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

### MUROS DIAFRAGMA.

Son los que se encuentran totalmente rodeados por vigas y columnas de un marco estructural y su función es rigidizarlo para el efecto de fuerzas laterales. Las columnas y vigas deberán estar en una zona igual a una cuarta parte de su longitud libre medida a partir de cada esquina y deberán ser capaces de resistir cada una, una fuerza cortante igual a la cuarta parte de la que actúa sobre el tablero.

### MUROS CONFINADOS.

Son los que se refuerzan con dalas y castillos cumpliendo con los siguientes requisitos: Las dalas o castillos tendrán como dimensión mínima el espesor del muro, el concreto de dalas y castillos tendrán un  $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$  mínimo, el refuerzo longitudinal estará formado por lo menos por 3 barras cuya área no será inferior a  $0.20f'c/fy$  por el área del castillo que se anclará a los elementos que limitan el muro para que el armado del castillo desarrolle su esfuerzo de fluencia.

El área de refuerzo transversal de dalas o castillos no será inferior a  $1000 \text{ s/fy}$  dc en que  $s$  es la separación de



los estribos, de el peralte del castillo. La separación de estribos no deberá ser mayor a 1.5 dc ni 20 cm.

Existirá un castillo por lo menos en los extremos de los muros y en forma intermedia a una separación máxima de una vez y media su altura o de 4.00 metros.

Existirá una dala en todo extremo horizontal del muro, si están ligado directamente a una losa o trabe de concreto y la separación entre dalas no será mayor de 3.00 metros.

Además existirán elementos de refuerzo en el perímetro de todo hueco cuya dimensión exceda la cuarta parte de la dimensión del muro en la misma dirección.

Si la relación altura a espesor del muro excede de 30, se deberán colocar elementos rigidizantes para evitar el pandeo del muro por cargas laterales.

#### MUROS REFORZADOS INTERIORMENTE.

Esto se refiere a los muros formados por piezas huecas y en las cuales se colocará el refuerzo en forma horizontal con malla que se colocará en las juntas y verticalmente con varillas que se colocarán en los huecos de las piezas, para que un muro se pueda considerar reforzado deberá de cumplir con las siguientes condiciones.

La suma del refuerzo horizontal y vertical no será menor que 0.002 y ninguno de los dos de refuerzos será menor que 0.0007.

El refuerzo horizontal se calcula como  $p_h = A_{sh}/st$  donde  $A_{sh}$  es el refuerzo horizontal que se colocará en el espesor  $t$  del muro a una separación  $s$ , el porcentaje del área total de refuerzo vertical será  $p_v = \frac{A_{sv}}{L}$  en que  $A_{sv}$  es el área total del refuerzo que se colocará verticalmente en la longitud ( $L$ ) del muro.

Todo espacio que contenga una barra de refuerzo deberá-

tener una distancia libre mínima entre el refuerzo y las paredes de la pieza igual a la mitad del diámetro de la barra y deberá ser llenado en toda su longitud con mortero o con concreto. La distancia libre mínima entre una barra de refuerzo y el exterior del muro será de 1.50 cms. o una vez el diámetro de la barra, la que resulte mayor.

Para el colado de los huecos donde se aloje el refuerzo podrá emplearse el mismo mortero, que se usa para pegar las piezas, o un concreto de alto revenimiento con agregado máximo de 1.0 cms. y resistencia a compresión no menor de 75/kg/cm<sup>2</sup>.

El hueco de las piezas no será menor de 5 cms. y un área no menor de 30 cms<sup>2</sup>.

Se deberá colocar por lo menos una varilla de 3/8 en dos huecos consecutivos en todo extremo de muro, en la intersección de ellos o cada 3.00 mts.

El refuerzo vertical y horizontal en el interior del muro, tendrá una separación no mayor de 6 veces el espesor del mismo ni 90 cms. la menor de ellas.

#### MUROS NO REFORZADOS

Son aquellos que no tienen el refuerzo mínimo necesario para ser incluidos en la clasificación anterior.

La clasificación anterior la necesitamos ya que en la expresión para hallar el valor de la fuerza cortante resistente de cada muro la cual está en función de los factores FR y v\* y que dependen del tipo de muros que se trate.

Para el estudio que se está haciendo con muros de tabique aparente de cemento se considerará que los muros estarán reforzados interiormente por lo que la fuerza cortante resistente valdrá:  $VR = FR (0.5 v^* At + 0.3 P) = 1.5 FR v^* At$ .

En que FR es un factor de reducción de resistencia que toma en cuenta el grado de confiabilidad que se tiene en la obtención experimental de los valores de los esfuerzos resistentes de la mampostería, así como la aproximación de la fórmula que se emplea. Para nuestro caso FR vale 0.6 según se especifica en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

$v^*$  es el esfuerzo cortante nominal de diseño sobre área bruta y se tomará para nuestro caso como 1.5 veces el valor medido en los ensayos para mampostería con refuerzo.

## REVISION POR SISMO DEL EDIFICIO

Para hacer la revisión por sismo del edificio, se harán las siguientes suposiciones.

1. Se supondrá que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos resistentes a empujes laterales en una sola dirección y en un mismo plano.
2. Los elementos resistentes ortogonales, trabajan independientemente.
3. Las losas de piso son indeformables.
- 4.- Los efectos de un sismo equivalen a un sistema de fuerzas horizontales que se descomponen en dos direcciones ortogonales paralelas a los elementos resistentes y actuarán en el centro de gravedad de cada nivel.

## DETERMINACION DEL COEFICIENTE SISMICO.

La determinación del coeficiente sísmico se hará basándose en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor según se especifica en los siguientes artículos.

Art. 231. Se refiere al tipo de suelo en el que se encuentra ubicado el edificio y para nuestro caso se considerará que el Edificio se encuentra en una zona de terreno compresible por lo que se dará un coeficiente de 0.24

Art. 232.- Se refiere a la clasificación de las construcciones según el uso que se les va a dar y para nuestro caso el edificio se clasificará dentro del grupo (B) el cual especifica lo siguiente:

**GRUPO B** Construcciones cuya falla ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, tales como plantas industriales, bodegas ordinarias, gasolinerías, comercios, bancos, centros de reunión, edificios de habitación, hoteles, edificios de oficina, bardas cuya altura exceda de 2.5 m. y todas aquellas estructuras cuya falla por movimientos sísmicos pueda poner en peligro otras construcciones de este grupo.

Art. 233. - Las construcciones se clasifican según su estructura, para nuestro caso se tiene que la estructura es del tipo (I) el cual especifica lo siguiente:

#### ESTRUCTURAS DEL TIPO (I)

Se incluyen dentro de este tipo los edificios y naves industriales, salas de espectáculos y construcciones semejantes, en que las fuerzas laterales se resisten en cada nivel por marcos continuos contraveteados o no, por diafragmas o muros o por combinación de diversos sistemas como los mencionados. Se incluyen también las chimeneas, torres y bardas, así como los péndulos invertidos, o estructuras en que el 50 por ciento o más de su masa se halle en el extremo superior, y que tengan un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

Además se debe utilizar el factor de reducción por ductilidad el cual se especifica en el artículo 235 y el cual para nuestro Edificio vale 1.5 y corresponde al caso 4 tipo de estructuración 1 que se especifica en el artículo 235 y dice lo siguiente:

Caso (4) Tipo (1).- La resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los niveles por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal.

Además para elegir el tipo de análisis sísmico, que se use, se podrá utilizar el artículo 233 el cual especifica el tipo de análisis y dice lo siguiente:

Las estructuras con altura menor de 60.00 m. podrán -- analizarse de acuerdo con el método estático al que se refiere el artículo 240 de este reglamento o con los dinámicos -- a los que hace mención el artículo 241 de este ordenamiento. En las estructuras con altura superior a 60.00 m. deberá -- emplearse el análisis dinámico descrito en el artículo 241.

Para nuestro caso se usará el Método de Análisis Estático, ya que el edificio tiene una altura de 12.00 m. 60.00 m.

Resumiendo de lo visto en incisos anteriores se tiene -- para nuestro Edificio los siguientes datos:

$$c = 0.24 \quad \text{y} \quad Q = 1.5$$

Que serán los mismos para las dos direcciones principales del Edificio en los cuales se haga el análisis estático.

Para efectuar el Análisis Estático de la estructura se procederá como se indica en el inciso (1) del artículo 240 -- del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, -- que dice:

1.- Para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles de una estructura, se supondrá un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se suponga concentradas las masas. Cada una de estas fuerzas se tomará igual al peso de la masa que corresponde por un coeficiente proporcional a  $h$ , siendo  $h$  la altura de la masa en --

cuestión sobre el desplante (o nivel a partir del cual las deformaciones estructurales pueden ser apreciables), sin incluir tanques, apéndices u otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la misma. El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación  $VW$  en la base sea igual a  $c/Q$  pero no menor que  $a_0$  siendo  $Q$  el factor de ductilidad que se define en el artículo 235 de este Reglamento y  $c$  el valor dado por la tabla del artículo 234 de este mismo ordenamiento. Al calcular  $VW$  se tendrán en cuenta los pesos de tanques, apéndices y otros elementos cuya estructuración difiera radicalmente de la del resto de la estructura y las fuerzas laterales asociadas a ellos, calculadas según se especifica en el inciso V de este artículo.

Aplicando el análisis estático al Edificio en estudio se tiene que la relación  $\frac{V}{W}$  en la base debe ser igual a  $\frac{C}{Q}$  pero no menor que  $a_0$ , en que  $a_0$  se especifica en el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal como un valor de  $a_0 = 0.06$  para estructuras que se encuentran en la zona -- (III), según se especifica en el artículo 231 del propio Reglamento.

$$\text{Para nuestro caso } \frac{C}{Q} = \frac{0.24}{1.15} = 0.16 > a_0$$

y se usará el valor de  $\frac{C}{Q} = 0.16$  por lo que el cortante en la base será  $V_b = \sum W \frac{C}{Q} = 490.00 \times 0.16 = 78.40 \text{ ton.}$

para obtener la fuerza horizontal sísmica en cualquier nivel "i" se obtendrá con la siguiente expresión.

$$F_i = \frac{CW}{Q} \frac{W_i H_i}{W_1 H_1 + W_2 H_2 + \dots + W_n H_n}$$

en cual:

$W_i$  = Peso del piso "i"

$H_i$  = Elevación del piso "i" medidos desde la base de la estructura.

$W$  = Peso total de todos los pisos.

$F_i$  = Fuerza sísmica horizontal.

$\frac{C}{Q}$  = Coeficiente para el diseño sísmico, especificando en el reglamento.

$n$  = Número de pisos.

Haciendo transformaciones algebraicas a la fórmula anterior, se llega a una fórmula más sencilla y de fácil tabulación y se obtiene directamente la fuerza cortante en cada piso que es con la cual se trabaja:

$$V_i = \sum_{i=1}^{l=n} F_i = \sum_{i=1}^{i=n} CW \frac{W_i H_i}{H_1 W_1 + W_2 W_2 + \dots + H_n W_n}$$

Si  $\frac{CW}{Q} = V_{base} = \text{constante}$

$$V_i = V_{base} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{W_i H_i}{H_1 W_1 + W_2 H_2 + \dots + W_n H_n}$$

Si tanto el numerador como el denominador se multiplican por  $\frac{1}{H_n}$ , la expresión quedará.

$$V_i = V_{base} \sum_{i=1}^{i=n} \frac{W_i \frac{H_i}{H_n}}{\frac{W_1 H_1}{H_n} + \frac{W_2 H_2}{H_n} + \dots + \frac{W_n H_n}{H_n}}$$

Como el denominador es una constante puede salir fuera del signo "Σ" y además puede expresarse en la siguiente forma:

$$\sum_{i=1}^{i=n} \frac{W_i H_i}{H_n}$$

por lo tanto:

$$\sum_{i=1}^{i=n} W_i \frac{H_i}{H_n}$$

$$V_i = V_{base} \sum_{i=1}^{i=n} W_i \frac{H_i}{H_n}$$



si se llama:  $K_i = \frac{H_i}{H_n}$

$$V_i = V_{base} \sum_{i=1}^{i=n} W_i K_i$$

y llamado a  $F_{si} = W_i K_i$

$$V_i = V_{base} \sum_{i=1}^{i=n} F_{si}$$

de esta fórmula se observa que el denominador y el término  $V_{base}$  son constante por lo que si se llama

$$a = \frac{V_{base}}{\sum_{i=1}^{i=n} F_{si}}$$

la fórmula queda reducida a la siguiente expresión:

$$V_i = a \left( \sum_{i=1}^{i=n} F_{si} \right)$$

La manera de tabular la fórmula es la siguiente:

	Ki	Wi (Ton)	Fsi	Fs	Vd
N(5)	1.0	118.00	118.00		
				118.00	30.50
N(4)	0.80	93.00	74.40		
				192.40	49.70
N(3)	0.60	93.00	55.80		
				248.20	64.00
N(2)	0.40	93.00	37.20		
				285.40	74.00
N(1)	0.20	93.00	18.60		
				304.00	78.40
N(0)		$\Sigma W = 490.00$			

En que  $W_i$  es el peso de cada nivel (i), haciendo uso de los datos que se obtuvieron en el inciso (II) de esta tesis y de los que a continuación se mencionan, se tiene que, se utilizará para obtener el peso de cada nivel la carga viva--reducida por sismo ( $W_{vs}$ ), la cual se especifica en el artículo 226 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal como: un valor de 90 kg/m<sup>2</sup> para estructuras destinadas a la casa habitación como es nuestro caso.

Además se tiene que el área total del Edificio en estudio vale  $A_{total} = 149.00$  m<sup>2</sup> y la longitud total de muros -- del edificio en estudio vale  $L=84.00$  m.

Por lo que el peso de cada nivel de entrepiso aplicando la siguiente expresión valdrá.

$$W_s = (315+90) 149.0 + 390 (84.00) = 93.00 \text{ ton.}$$

para azotea o sea nivel (5) se tiene

$$W_s = (480+90) 149.0 + 390 (84.0) = 118.00 \text{ ton.}$$

Los cortantes sísmicos ( $V_d$ ) obtenidos en la tabla anterior, son resistidos por los muros proporcionalmente a la rigidez de los mismos.

Además de estos cortantes, que se denominarán en la subsiguiente "cortantes directos", aparecen otros producidos por el momento torsionante, denominados "cortantes por torsión" ( $v_t$ ), que se localizan en el plano de cada nivel y que son generados por la no coincidencia del centro de gravedad de los cargós, con el centro de rigideces o centro de torsión, por lo que el cortante total que deba soportar un muro será

$$V_t = v_d + v_t$$

Ahora para repartir el cortante directo a cada muro, se tendrá que obtener la rigidez de cada uno de ellos, para lo cual se utilizará la expresión que se da con las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

$$R_i = \frac{1}{H \left( \frac{H^2}{3 EI} + \frac{1}{A_t G} \right)}$$

en la cual se toman en cuenta las deformaciones de un muro sujeto a fuerza lateral en su plano, debidas a efecto de cortante y flexión. Aplicando la expresión al Edificio en estudio se tiene que

$R_i$  es la rigidez del muro

$E$  es el módulo de elasticidad del muro, pero cargas de corte duración se tiene que  $E = 600 \text{ f*m}$

en que  $f^*m$  es la resistencia nominal de diseño a compresión de la mampostería referida al área bruta "para nuestro caso vale  $30 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ "

por lo que  $E = 600 \times 30 = 18000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

G es el módulo de cortante de la mampostería y vale

$$G = 0.3 E = 0.3 \times 18000 = 5400 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

AI es el área transversal del muro y es igual a  $t \times L$

I es el momento de inercia, según se especifica en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal como

$$t = \frac{T L^3}{12} + I \text{ patines}$$

Por lo que para la rigidez en flexión de los muros, hay que considerar la contribución de los muros transversales que intersectan al muro en estudio, si se forman secciones T o l el ancho efectivo de los patines no excederá de una sexta parte de la altura de muro arriba del nivel que se esté analizando, ni de doce veces el espesor del muro. Cuando se formen en las intersecciones secciones L o C el ancho del patines será 1/16 de la altura del muro arriba del nivel que se esté analizando o seis veces el valor del muro.

Como ya se mencionó en párrafos anteriores el cortante se tendrá que repartir proporcionalmente a la rigidez de cada muro del nivel en estudio. Como ejemplo se hallará la rigidez del muro denominado (M1), para lo cual se tienen los siguientes datos:

$$L = 344 \text{ cm y } I = 11.56 \text{ cm}^4.$$

$$\text{El área del muro será } At = 344 \times 11.5 = 3960 \text{ cm}^2.$$

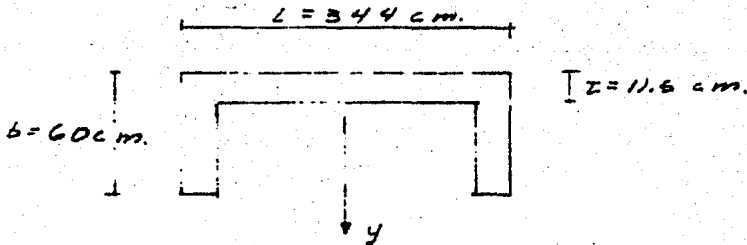
$$\text{El momento de inercia } I = \frac{I L^3}{12} + I \text{ (patines)}$$

Para hallar el I patines se tiene que la sección del muro es [ por lo que el ancho efectivo de los patines será el menor que resulte de

$$\frac{H}{16} = \frac{960}{16} = 60 \text{ cm.}$$

$$6z = 6 \times 11.5 = 69 \text{ cm.}$$

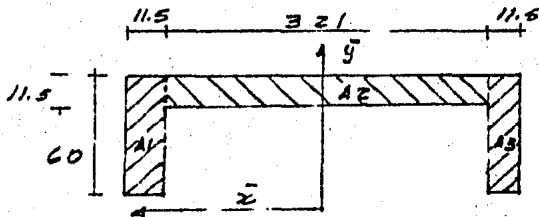
Por lo que el ancho del patín será 60 cm. y se tendrá la siguiente sección del muro (M1)



Para hallar el momento de inercia se hará uso del teorema de los ejes paralelos con respecto al eje "y" y el cual dice.

El momento de inercia de un área con respecto a cualquier eje es igual al momento de inercia del área con respecto a su eje paralelo que pasa por su centroide y que se denominará  $I_0$  más el producto del área por el cuadrado de la distancia normal entre los dos ejes, o sea  $I = I_0 + A (y)^2$

Para nuestro caso la figura que tenemos se dividirá en tres rectángulos y se tendrán tres áreas, para los cuales se obtendrá la posición del centroide con respecto a un eje (y), para lo cual se obtendrá la suma de momentos con respecto a un eje (y), por lo que en forma tabulada se tiene



Area	$A(y)$
$A1 = 60 \times 11.50 = 690.00 \text{ cm}^2$	$0$
$A2 = 321.00 \times 11.50 = 3692.00 \text{ cm}^2$	$166.25$
$A3 = 60 \times 11.50 = 690.00 \text{ cm}^2$	$322.5$
$\Sigma A = 5072 \text{ cm}^2$	$848,292.00$

$$\text{por lo que } \bar{x} = \frac{848,292.00}{5072.00} = 166.25$$

Para aplicar la expresión del teorema de los ejes paralelos se necesita obtener  $I_0$  de un rectángulo y que vale  $I_0 = \frac{bh^3}{12}$ , para las áreas A1, A2 y A3 se tiene que  $I_0$  vale

$$I_{01} = I_{03} = \frac{60 \times 11.50^3}{12} = 7605.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{02} = \frac{11.50 \times 321.00^3}{12} = 31697990 \text{ cm}^4$$

La distancia normal entre el eje y el eje de cada una de las áreas vale

$$x_1 = x_3 = 166.50 \text{ cm}; \quad x_2 = 0$$

Por lo que el momento de inercia de la figura valdrá

$$I = 7605.00 + 690.00 (166.50)^2 + 31,697,990 + 3692.00 (0)^2 + 7605.00 + 690.00 (166.50) = 69969905 \text{ cm}^4 = 0.69 \times 10^8 \text{ cm}^4$$

$$\frac{1}{AG} = \frac{1}{3960 \times 5400} = 5.0 \times 10^{-8}$$

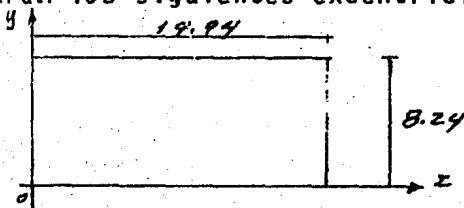
Por lo que la rigidez (K1) del muro (M1) vale

$$R1 = \frac{1}{\left( \frac{H^3}{3EI} + \frac{1}{AG} \right)} = \frac{1}{\frac{230^3}{3 \times 18000} + 0.69 \times 10^8} = 67730 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Ahora se tendrá que hallar la rigidez de cada muro, ya que el cortante se repartirá proporcionalmente a su rigidez, para lo cual se han obtenido sus rigideces y estas se encuentran tabuladas en la tabla No. 2 que se anexa a continuación y en la cual en la columna No. (1) se dan los valores de la rigidez, en la columna No. 2 se dan los factores de distribución para repartir el cortante directo, el cual se encuentra en la columna No. 3.

Para hallar el cortante por torsión, se tendrá que hallar la excentricidad accidental, ya que es la única que se debe de considerar, debido a la simetría del cuerpo del edificio en estudio.

Esta excentricidad accidental según las Normas Técnicas Complementarias del reglamento de construcciones para el Distrito Federal es igual al 10 % de la dimensión de la planta en dirección normal a la del análisis. Para nuestro caso se tendrán los siguientes excentricidades.



$$e_x = 0.10 \times 19.94 = 2.00 \text{ m}$$

$$e_y = 0.10 \times 8.24 = 0.82 \text{ m.}$$

Con estas excentricidades hallaremos la distancia de cada muro al centroide del edificio (en dirección x o y) y cuyos valores se encuentran en la columna No. 4 de la tabla No. 2, se hace notar que para cada muro se han puesto dos valores con un signo (+) ó (-), lo que significa que dependiendo de la posición del muro respecto al centro de masas, el cortante por torsión se debe de sumar o restar al cortante directo.

Con los valores de las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  se obtendrán los valores de los momentos torsionales de la planta del edificio, los cuales valen:

$$M_t \ x = 78.40 \times 2.00 = 156.80 \text{ ton - m}$$

$$M_t \ y = 78.40 \times 0.82 = 64.30 \text{ ton - m}$$

Para hallar el cortante por torsión para cada muro, se utilizará la expresión que se da en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distri

to Federal.

$$V_{ti} = M_t \frac{k_i d_i}{K_i d_i^2}$$

En la cual  $M_t$  es el momento de torsión en la dirección-  
x o y,  $K_i$  es la rigidez del muro,  $i$ ,  $d_i$  es la distancia del  
muro; al centroide en dirección x ó y, los valores del cor-  
tante por torsión para cada muro se encuentran en la columna #5  
de la tabla No. 3

Con la obtención del cortante por torsión para cada mu-  
ro, se hallará la fuerza cortante total de diseño para cada-  
muro y cuyo valor se encuentra en la columna No. 6 de la ta-  
bla No. 3 con la siguiente expresión.

$$V_u = F_c (V_D \pm V_t)$$

En que  $F_c$  es el factor de carga que para la condición  
de análisis por fuerzas laterales vale 1.1

Ahora esta fuerza cortante total de diseño de cada muro  
se tendrá que comparar con la fuerza cortante resistente, la  
cual se obtiene utilizando la expresión que se da en las --  
normas técnicas complementarias del Reglamento de Construc-  
ciones del Distrito Federal, y para cada muro es  
 $V_R = F_R (0.5 v^* A_t + 0.3 P) \leq 1.5 F_R v^* A_t$ .

En párrafos anteriores ya se explicó lo que significan-  
los factores  $F_R$  y  $v^*$ , por lo que se tendrá que hallar la --  
fuerza axial,  $P$  actuante sobre cada muro, con la carga viva  
instantánea para efectos de sismo, utilizando la siguiente -  
expresión.

$$P = ((W_m + W_v) A_t + W_{\text{muro}} \cdot L) \cdot 5$$

Se hallará la carga  $P$  para el muro (M1)

$$P = ((305 + 90) \cdot 4.92 \pm 390 (3.44)) \cdot 5 = 16430 \text{ kg.}$$

Ahora se obtendrá la fuerza cortante resistente, toman-  
do en cuenta que para el tipo de muro que se está usando el-  
valor de  $v^*$  del esfuerzo cortante nominal de diseño sobre el



área bruta vale  $v^*=1.5 \times 3.5 = 5.25 \text{ kg/cm}^2$ , según se especifica en las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, el cual se ha incrementado en un 50% el valor que tiene  $v^*$ , para tomar en cuenta el efecto del refuerzo interior del muro.

FR = 0.6 según se explicó en párrafos anteriores por lo que  
VR = 0.6 (0.5 x 5.25 x 3960 + 0.30 x 16430) = 19.20 ton. y la expresión  $1.5 FRv^* At = 1.5 \times 0.6 \times 5.25 \times 3960 = 18.71 \text{ ton.}$  por lo que se cumple la expresión.

VR  $\leq$  1.5 FRv\* At ó sea 9.20 ton. 18.71 ton.

Si ahora se compara el valor de la fuerza cortante de diseño del muro (M1) con la fuerza cortante resistente del muro se tiene que

VU < VR o sea 8.60 ton. < 9.20 ton,

Por lo que en este muro la resistencia al corte es suficiente.

La comparación de VU con VR se deberá hacer para cada muro comparando las columnas No. 6 con 8 de la tabla No. 2, de lo cual se observa que todos los muros paralelos al eje (y) resisten el corte.

La misma comparación deberá hacerse para los muros paralelos al eje (x), para lo cual se deberán comparar las columnas No. 6 con 8 de la tabla No. 3

Se hace notar que la obtención de Vu y VR se ha hecho para los muros de planta baja, además en la tabla No. 4 se dan los resultados del análisis por carga horizontal de muros de tabique sílico calcareo, con un sistema de piso a base de losa maciza de concreto de 10 cm. de espesor.

TABLA No. 3

MURO	(1) Rigidez ton/m	(2) F.D.	(3) V.D. Tdn.	(4) d <sub>f</sub> m.	(5) Vt. Ton.	(6) Vu Ton.	(7) p Ton.	(8) VR Ton.
M1	6773	0.06	4.70	7.91 11.91	3.10	8.60	16.43	9.20
M2	6773	0.06	4.70	7.91 11.91	3.10	8.60	16.43	9.20
M3	8820	0.09	7.00	5.04 9.04	2.50	10.50	29.90	12.70
M4	5344	0.05	3.90	5.04 9.04	1.60	6.00	21.60	9.3
M5	8820	0.09	7.00	2.17 6.17	1.10	8.90	29.90	12.70
M6	726	0.02	1.70	2.17 6.17	0.20	2.10	21.60	6.0
M7	8502	0.08	6.80	-0.70 3.30	-0.30	7.30	28.40	12.4
M8	5344	0.05	3.90	-0.70 3.30	0.20	4.50	14.90	8.10
M9	8502	0.08	6.30	-3.30 0.70	-0.30	7.30	28.40	12.4
M10	5344	0.05	3.90	-3.30 0.70	-0.20	4.50	14.90	8.10
M11	8820	0.09	7.00	-6.17 2.17	-1.10	8.90	29.90	12.70
M12	726	0.02	1.70	-6.17 2.17	-0.20	2.10	21.60	6.00
M13	8820	0.09	7.00	-9.04 5.04	-2.50	10.50	29.90	12.70
M14	5344	0.04	3.90	-9.04 5.04	-1.60	6.00	21.60	9.50
M15	6773	0.06	4.70	-11.91 7.91	-3.10	8.60	16.43	9.20
M16	6773	0.06	4.70	-11.91 7.91	-3.10	8.60	16.43	9.20
M17	1698	0.07	3.30	3.64 2.0	0.30	4.00	3.10	4.30
M18	2435	0.10	4.50	-0.20 1.44	0.10	5.00	3.80	5.0
M19	1698	0.07	3.30	-3.24 4.88	0.10	3.70	3.10	4.30

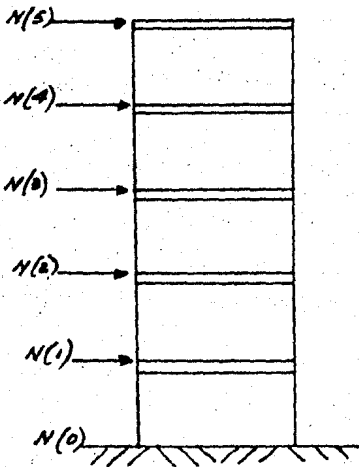
MURO	(1) Rigidez ton/m	(2) F.D.	(3) V.D. Ton.	(4) Dl m.	(5) Vt Ton.	(6) Vu Ton.	(7) P Ton.	(8) VR Ton.
M20	726	0.03	1.30	-0.77 0.89	0.10	1.60	2.10	1.40
M21	2179	0.09	4.20	-0.37 2.01	0.10	4.70	3.50	4.70
M22	1698	0.07	3.30	-3.24 4.88	0.10	3.70	3.10	3.90
M23	1698	0.07	3.30	-3.24 4.88	0.10	3.70	3.10	3.90
M24	1698	0.07	3.30	-3.24 4.88	0.10	3.90	3.10	3.90
M25	726	0.03	1.30	-0.33 0.87	0.10	1.60	2.10	1.40
M26	2179	0.09	4.20	-0.37 2.01	0.10	4.70	3.50	4.70
M27	1698	0.07	3.30	-3.24 4.88	0.10	3.70	3.10	4.30
M28	1698	0.07	3.30	2.00 3.64	0.10	3.70	3.10	4.30
M29	2435	0.10	4.50	0.20 1.44	0.30	5.00	3.80	5.0
M30	1678	0.07	3.30	3.24 4.88	0.10	3.70	3.10	4.30

TABLA No. 4

MURO	(1) Rigidez ton/m	(2) F.D.	(3) V.D. Ton.	(4) df m.	(5) Vt Ton.	(6) Vu Ton.	(7) P Ton.	(8) VR Ton.
M1	6773	0.06	5.15	7.91	2.35	8.30	13.90	8.50
M2	6773	0.06	5.15	7.91	2.35	8.30	13.90	8.50
M3	8820	0.09	7.70	5.04	2.00	10.70	27.30	12.00
M4	5344	0.05	4.30	5.04	1.20	6.10	19.00	8.60
M5	8820	0.09	7.70	2.17	1.20	9.80	31.20	12.70
M6	726	0.02	1.70	2.17	0.10	2.00	19.40	5.60
M7	8502	0.08	6.85	-0.70	0.35	7.90	32.10	12.70
M8	5344	0.05	4.30	-0.70	0.20	4.95	17.20	8.30
M9	8502	0.08	6.85	-3.30	0.35	7.90	23.20	12.70
M10	5344	0.05	4.30	-3.30	0.20	4.95	17.20	8.30
M11	8820	0.09	7.70	-6.17	1.20	9.80	31.20	12.70
M12	726	0.02	1.70	-6.17	0.10	2.00	19.40	5.60
M13	8820	0.09	7.70	-9.04	2.00	10.70	27.30	12.00
M14	5344	0.05	4.30	-9.04	1.20	6.10	19.00	8.60
M15	6773	0.06	5.15	-11.91	2.35	8.30	13.90	8.50
M16	6773	0.06	5.15	-11.91	2.35	8.30	13.90	8.50
M17	1698	0.07	5.90	- 3.64	0.40	6.90	7.70	4.30
M18	2435	0.10	8.50	- 0.20	0.20	9.60	13.00	5.80
M19	1698	0.07	5.90	- 3.24	0.10	6.60	7.70	4.30
M20	726	0.03	2.60	- 0.77	0.10	2.90	10.70	4.00
M21	2179	0.09	7.70	- 0.37	0.10	8.60	11.90	5.40
M22	1698	0.07	5.90	- 3.24	0.10	6.60	7.70	4.30
M23	1698	0.07	5.90	- 3.24	0.10	6.60	7.70	4.30
M24	1698	0.07	5.90	- 3.24	0.10	6.60	7.70	4.30
M25	726	0.03	2.60	- 0.77	0.10	2.90	10.70	4.00
M26	2179	0.09	7.70	- 0.37	0.10	8.60	11.90	5.40
M27	1698	0.09	5.90	- 3.24	0.10	6.60	7.70	4.30
M28	1698	0.07	5.90	2.00	0.30	6.80	7.70	4.30
M29	2435	0.10	8.50	-0.20	0.30	9.70	14.90	7.90
M30	1698	0.07	5.90	-3.24	0.10	6.60	7.70	4.30

### REVISION POR VOLTEO DEL EDIFICIO.

Para la revisión por volteo del edificio se supondrá que cada muro está en voladizo bajo el efecto de las fuerzas cortantes totales de diseño según se observa en la figura.



Lo que nos ocasiona que el muro esté trabajando o flexo compresión, ó sea que habrá que revisarlo a flexión y compresión.

Para la revisión por flexión se obtendrá el momento de volteo para cada muro utilizando la expresión que se da en las normas técnicas complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

$$M_u = V_u \frac{E h_i^2}{\Sigma h_i}$$

la cual esta en función de las alturas de entrepiso del Edificio y para nuestro caso  $h_i = 2.30$  m y  $v_u$  es la fuerza cor-

tante total de diseño la cual ya se encontró para cada --- muro y se da su valor en la columna No. 6 de la tabla No.3 por lo que desarrollando la expresión se tiene

$$\sum hi = (5+4+3+2+1) 2.30 = 34.50$$

$$\sum hi^2 = (5^2+4^2+3^2+2^2+1^2) 2.30^2 = 290.95$$

$$Mu = Vu \frac{290.95}{34.50} = 8.43 Vu$$

El valor de Mu para cada muro se encuentra en la columna No. 2 de la tabla No. 5, para el diseño por flexocompresión debida al momento de volteo se colocará un refuerzo vertical en los extremos de cada muro.

Como primer tanteo se colocarán 4 varillas  $\phi$  1/2 en cada extremo del muro con un esfuerzo de fluencia de  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>. Para hallar el momento resistente MR y la carga resistente de cada muro, se utilizarán las fórmulas simplificadas que se dan en las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, las cuales son

$$PR = FR (F_e f'_m AZ + 2 AS f_y)$$

$$MR = Mo + 0.3 Pud \quad \text{si} \quad Pu \leq \frac{PR}{3}$$

$$MR = (1.5 Mo + 0.15 PRd) \left(1 - \frac{Pu}{PR}\right); \text{ si } Pu > \frac{PR}{3}$$

$$Mo = FRAS f_y d'$$

en que

Pu es la carga axial de diseño total sobre el muro.

d El peralte efectivo del refuerzo de tensión

PR la resistencia a compresión axial

FR es el factor de resistencia y que vale 0.6

Para nuestro caso se hará la revisión para el muro M1 en el que:

$$L = 344 \text{ cm.} \quad d' = 344 - 40 = 304 \text{ cm,} \quad d = 344 \cdot 20 = 324 \text{ cm.}$$
$$A_s = 5.0 \text{ cm}^2 \quad P_u = 18.00 \text{ ton.}$$

$$PR = 0.6 (0.80 \times 30 \times 344 \times 11.5 + 2 \times 5 \times 4200) = 82.20 \text{ ton.}$$

$$\frac{PR}{3} = \frac{82.20}{3} = 27.40 \text{ ton}$$

Por lo que se utilizará la expresión

$$MR = M_o + 0.3 P_u d \text{ debido a que } P_u < \frac{PR}{3}$$

$$M_o = FR A_s f_y d' = 0.6 \times 5 \times 4200 \times 304 = 38.20 \text{ ton. m.}$$

$$MR = 38.30 + 0.3 \times 18.0 \times 3.24 = 55.80 \text{ ton. m.} < M_u$$

Por lo que se tendrá que aumentar el área de acero  $A_s$ .

Se utilizará  $A_s = 8.0 \text{ cm}^2$

Por lo que

$$PR = 0.6 (0.80 \times 30 \times 344 \times 11.5 \times 2 \times 8 \times 4200) = 97.30 \text{ ton.}$$

$$\frac{PR}{3} = \frac{97.3}{3} = 32.40$$

$P_u < \frac{PR}{3}$  por lo que

$$M_o = 0.6 \times 8 \times 4200 \times 304 = 61.30 \text{ ton. m.}$$

$$MR = 61.30 + 0.30 \times 18 \times 3.24 = 78.80 > M_u$$

Por lo que con esta área de acero el momento resistente --- es mayor que el momento actuante para el muro  $M_1$ .

Se han elaborado las tablas No. 5, 6 y 7 con diferentes áreas de acero puesto que algunos muros han necesitado mayor área de acero.

Para el estudio que se ha hecho con el tipo de muros - de tabique silico calcareo, se hizo la consideración de que - los muros están reforzados interiormente, por lo que se tendrá que colocar un refuerzo horizontal y un refuerzo vertical, según se indica en la clasificación que se da en párra-

fos anteriores y que es la suma del refuerzo horizontal y -- vertical no será menor que 0.002 y ninguno de los dos refuerzos será menor que 0.0007

Para nuestro caso se dará el refuerzo horizontal mínimo de  $p_h = 0.0007$  si se usa  $1 \phi 5/16$   $A_s = 0.49 \text{ cm}^2$

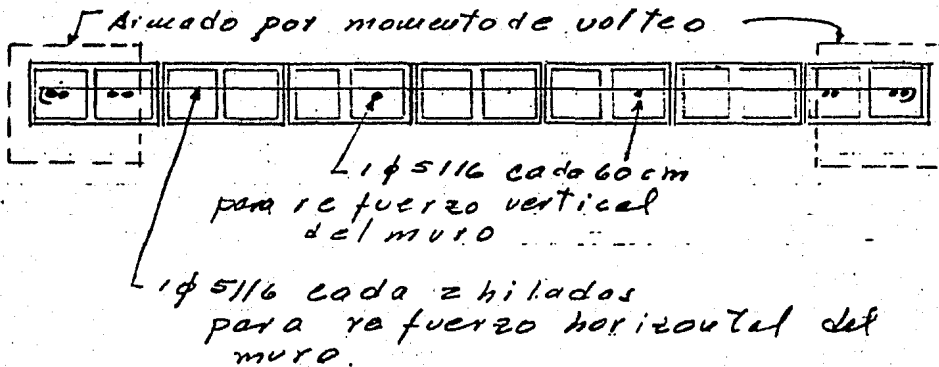
Cada 2 hiladas y se está usando un tabique de  $115 \times 20 \times 30$  por lo que  $p_h = \frac{A_s}{S_l} = \frac{0.49}{30 \times 11.5} = 0.0010 > 0.0007$

para el refuerzo vertical se coloca 1 varilla  $\phi' 1/2$   $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$  cada 60 cm.

$$P_v = \frac{1.27}{60 \times 11.5} = 0.0018$$

Por lo que la suma de los dos refuerzos es  $p_h + p_v = 0.001 + 0.0018 = 0.0028 > 0.002$

A continuación se da la forma de colocar el refuerzo en el muro.



Además en las tablas No. 8, 9 y 10 se dan los resultados con diferentes áreas de acero para el estudio que se hizo de muros de tabique sílico calcareo con un sistema de losa a base de losa maciza de concreto de 10 cm. de espesor.



TABLA No. 5

Muro	(2) Mu ton.m	(3) Pu Ton	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR Ton	MR Ton.m
M1	72.50	18.00	5.0	38.30	82.20	55.80
M2	72.50	18.00	5.0	38.30	82.20	55.80
M3	88.60	32.90	5.0	49.20	83.40	74.90
M4	50.60	23.80	5.0	35.30	67.80	53.60
M5	75.00	32.90	5.0	49.20	83.40	74.90
M6	17.70	23.80	5.0	12.60	36.20	8.60
M7	61.50	31.30	5.0	47.90	82.30	74.50
M8	38.00	16.40	5.0	35.30	65.70	49.50
M9	61.50	31.30	5.0	47.90	82.30	74.50
M10	38.00	16.40	5.0	35.30	65.70	49.50
M11	75.00	32.90	5.0	49.20	<del>83.40</del>	74.90
M12	17.70	23.80	5.0	12.60	36.20	8.60
M13	88.60	32.90	5.0	49.20	83.40	74.50
M14	50.60	23.80	5.0	35.30	67.80	53.60
M15	72.50	18.10	5.0	38.30	<del>82.20</del>	55.80
M16	72.50	18.10	5.0	38.30	82.20	55.80
M17	33.70	3.40	5.0	18.90	<del>52.80</del>	20.70
M18	42.00	4.20	5.0	22.70	58.40	25.20
M19	31.20	3.40	5.0	18.90	<del>52.80</del>	20.70
M20	13.50	2.30	5.0	12.70	45.20	13.50
M21	39.60	3.90	5.0	21.40	56.80	23.60
M22	31.20	3.40	5.0	18.90	52.90	20.70
M23	31.20	3.40	5.0	18.90	52.90	20.90
M24	31.20	3.40	5.0	18.90	52.90	20.70
M25	13.50	2.30	5.0	12.70	45.20	13.50
M26	39.60	3.90	5.0	21.40	56.80	23.70
M27	31.20	3.40	5.0	18.90	52.90	20.70
M28	31.20	3.40	5.0	18.90	52.90	20.70
M29	42.00	4.20	5.0	22.70	58.40	25.20
M30	31.20	3.40	5.0	18.90	52.80	20.70

TABLA No. 6

Muro	(2) Mu ton.m	(3) Pu Ton.	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR Ton	MR Ton.m.
M1	72.50	18.00	8.00	61.30	97.30	78.80
M2	72.50	18.00	8.0	61.30	97.30	78.80
M3	88.60	32.90	8.0	78.60	98.50	117.80
M4	50.60	23.80	8.0	56.50	82.90	77.10
M5	75.00	32.90	8.0	78.60	98.50	117.80
M6	17.70	23.80	8.0	20.20	51.30	20.80
M7	61.50	31.30	8.0	76.60	97.40	113.20
M8	38.00	16.40	8.0	56.50	80.90	70.70
M9	61.50	31.30	8.0	76.60	97.40	113.20
M10	38.00	16.40	8.0	56.50	80.90	70.70
M11	75.00	32.90	8.0	78.60	98.50	117.80
M12	17.70	23.80	8.0	20.20	51.30	20.80
M13	88.60	32.90	8.0	78.60	98.50	117.80
M14	50.60	23.80	8.0	56.50	82.90	77.70
M15	72.50	18.10	8.0	61.30	97.30	78.80
M16	72.50	18.10	8.0	61.30	97.30	78.80
M17	33.70	3.40	8.0	30.20	67.90	32.01
M18	42.0	4.20	8.0	36.30	73.48	38.80
M19	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	32.01
M20	13.50	2.30	8.0	20.20	60.20	21.00
M21	39.60	3.90	8.0	34.30	71.90	36.40
M22	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	31.80
M23	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	31.80
M24	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	31.80
M25	13.50	2.30	8.0	20.20	60.20	21.00
M26	39.60	3.90	8.0	34.20	71.90	21.00
M27	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	31.80
M28	31.20	3.40	8.0	30.20	67.90	32.01
M29	42.00	4.20	8.0	56.50	90.28	77.42
M30	31.20	3.40	8.0	30.20	70.33	23.87

TABLA No. 7

Muro	(2) Mu ton.m.	(3) Pu Ton.	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR Ton	MR Ton.m
M1	72.50	18.00	10.0	81.70	98.10	98.90
M2	72.50	18.00	10.0	81.70	98.10	98.90
M3	88.60	32.90	10.0	98.30	108.60	137.80
M4	50.60	23.80	10.0	70.60	93.0	91.20
M5	75.00	32.90	10.0	98.30	108.60	137.80
M6	17.70	23.80	10.0	25.20	61.40	29.40
M7	61.50	31.30	10.0	95.80	107.50	132.30
M8	38.00	16.40	10.0	70.60	91.0	84.80
M9	61.50	31.30	10.0	95.80	107.50	132.30
M10	38.0	16.40	10.0	70.60	91.0	84.80
M11	75.00	32.90	10.0	98.30	108.60	137.80
M12	17.70	23.80	10.0	25.20	61.40	29.40
M13	88.60	32.90	10.0	98.30	108.60	137.60
M14	50.60	23.80	10.0	70.60	91.0	84.40
M15	72.50	18.10	10.0	81.70	98.10	98.90
M16	72.50	18.10	10.0	81.70	98.10	98.90
M17	33.90	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M18	42.00	4.20	10.0	45.40	83.60	47.90
M19	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M20	13.50	2.30	10.0	25.20	70.40	26.0
M21	39.60	3.90	10.0	42.80	82.0	45.0
M22	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M23	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M24	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M25	13.50	2.30	10.0	25.20	70.40	26.00
M26	39.60	3.90	10.0	42.90	82.0	45.0
M27	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M28	31.20	3.40	10.0	37.80	78.0	39.60
M29	42.0	4.20	10.0	45.40	8.36	47.90
M30	31.20	3.40	10.0	37.80	7.80	39.60

TABLA No. 8

Muro	Mu Ton.m.	Pu Ton.	As <sup>2</sup> cm	Mo ton-m	PR Ton	MR Ton.m.
M1	70.00	15.30	5.0	40.80	74.30	56.20
M2	70.00	15.30	5.0	40.80	74.30	56.20
M3	90.20	30.00	5.0	49.20	84.70	80.40
M4	51.40	20.90	5.0	35.30	69.00	53.50
M5	82.60	34.30	5.0	49.10	83.0	72.50
M6	16.90	21.30	5.0	12.60	37.30	10.80
M7	66.60	35.30	5.0	47.90	80.90	67.00
M8	41.70	18.90	5.0	35.30	64.00	51.80
M9	66.60	25.50	5.0	47.90	80.90	67.00
M10	41.70	18.90	5.0	35.30	64.0	51.80
M11	82.60	34.30	5.0	49.20	83.0	72.50
M12	16.90	21.30	5.0	12.60	37.30	10.80
M13	90.20	30.00	5.0	49.20	84.70	80.40
M14	51.40	20.90	5.0	35.30	69.0	53.50
M15	70.00	15.30	5.0	40.80	74.30	56.20
M16	70.00	15.30	5.0	40.80	74.30	56.20
M17	43.30	8.50	5.0	18.90	48.50	22.9
M18	69.70	14.30	5.0	22.6	54.10	30.83
M19	39.90	8.50	5.0	18.9	48.50	22.9
M20	24.80	11.80	5.0	12.6	41.10	16.40
M21	52.00	13.10	5.0	21.4	52.8	28.5
M22	49.70	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9
M23	49.70	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9
M24	49.70	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9
M25	24.80	11.80	5.0	12.6	41.1	16.4
M26	52.00	13.10	5.0	21.4	52.8	28.5
M27	49.70	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9
M28	43.00	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9
M29	69.70	14.30	5.0	22.6	54.10	30.80
M30	39.90	8.50	5.0	18.9	48.5	22.9

TABLA No.9

MURO	Mu ton.m	Pu ton.	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR Ton	MR Ton.m.
M1	70.00	15.30	8.0	65.30	89.50	80.60
M2	70.00	15.30	8.0	65.30	89.50	80.60
M3	90.20	30.00	8.0	78.60	99.80	114.70
M4	51.40	20.90	8.0	56.50	84.20	74.70
M5	82.60	34.30	8.0	78.60	98.20	115.00
M6	16.90	21.30	8.0	20.20	52.40	23.10
M7	66.60	35.30	8.0	76.60	96.0	108.0
M8	41.70	18.90	8.0	56.50	79.20	73.00
M9	66.60	25.20	8.0	76.60	96.0	108.0
M10	41.70	18.90	8.0	56.50	79.20	73.00
M11	82.60	34.30	8.0	78.60	98.20	115.00
M12	16.90	21.30	8.0	20.20	52.40	23.10
M13	90.20	30.00	8.0	78.60	99.80	114.70
M14	51.40	20.90	8.0	56.50	84.20	74.70
M15	70.00	15.30	8.0	65.30	89.50	80.60
M16	70.00	15.30	8.0	65.30	89.50	80.60
M17	43.40	8.50	8.0	30.23	63.60	34.30
M18	69.70	14.30	8.0	36.30	69.29	44.40
M19	39.90	8.50	8.0	30.20	63.60	34.30
M20	24.80	11.80	8.0	20.16	56.20	24.05
M21	52.00	13.10	8.0	34.20	68.2	41.35
M22	49.70	8.50	8.0	30.24	63.60	34.30
M23	49.70	8.50	8.0	30.24	63.60	34.30
M24	49.70	8.50	8.0	30.24	63.60	34.30
M25	24.80	11.80	8.0	20.15	56.20	24.0
M26	52.00	13.10	2.0	34.27	68.0	41.30
M27	49.70	8.50	8.0	30.24	63.60	34.30
M28	43.00	8.50	8.0	30.24	63.00	34.30
M29	69.70	14.30	8.0	56.40	86.2	70.5
M30	39.90	8.50	8.0	30.2	63.6	34.30

TABLA No. 10

MURO	Mu Tam-m	Pu Tam	As <sub>2</sub> Cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR ton.	MR ton-m
M1	70.00	15.30	10.0	81.70	99.50	97.0
M2	70.00	15.30	10.0	81.70	99.50	97.0
M3	90.20	30.00	10.0	98.30	110.0	134.0
M4	51.40	20.70	10.0	70.60	94.20	89.0
M5	82.60	34.30	10.0	98.30	108.20	139.40
M6	16.90	21.30	10.0	25.20	62.50	31.70
M7	66.60	35.30	10.0	95.80	106.0	137.10
M8	41.70	18.90	10.0	70.60	89.30	87.0
M9	66.60	25.50	10.0	95.80	106.0	137.10
M10	41.70	18.90	10.0	70.60	89.30	87.0
M11	82.60	34.30	10.0	98.30	108.30	139.40
M12	16.90	21.30	10.0	25.30	62.50	31.70
M13	90.20	30.00	10.0	98.30	110.0	134.30
M14	51.40	20.90	10.0	70.60	94.20	88.80
M15	70.00	15.30	10.0	81.70	99.50	97.0
M16	70.00	15.30	10.0	81.70	99.50	97.0
M17	43.70	8.50	10.0	37.80	73.70	41.80
M18	69.70	14.30	10.0	45.40	79.40	53.50
M19	39.90	8.50	10.0	37.80	73.70	41.90
M20	24.80	11.80	10.0	25.20	66.30	29.10
M21	52.00	13.10	10.0	42.80	98.0	49.90
M22	49.70	8.50	10.0	37.80	73.70	41.70
M23	49.70	8.50	10.0	37.80	73.70	41.70
M24	49.70	8.50	10.0	39.80	73.70	41.70
M25	24.80	11.80	10.0	25.20	66.30	29.10
M26	52.00	13.10	10.0	42.80	78.00	49.90
M27	49.70	8.50	10.0	37.80	73.70	41.70
M28	43.00	8.50	10.0	37.80	73.90	41.70
M29	43.70	14.30	10.0	45.40	79.40	53.50
M30	39.70	8.50	10.0	37.80	73.70	41.70

### C A P I T U L O III

#### ESTUDIO CON MUROS DE TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO.

El siguiente estudio se hará tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- a) Se utilizará un sistema de piso a base de viguetas y bovedillas para azotea y entresijos.
- b) Los muros de carga se harán con tabique rojo recocido de 14 cm. de ancho, según especificación comercial unidos con un mortero aglutinante.

#### 1) CARGAS

Para el cálculo de este edificio se tomarán en cuenta las cargas muertas y vivas, que recomienda el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, los cuales en el capítulo II de esta tesis se explican, que significan estas cargas. Para nuestro caso se tendrán los siguientes valores para carga muerta (por metro cuadrado) de entresijo.

Vigueta y bovedillas de  
16 cm. de espesor. 180 kg/m<sup>2</sup>

Mortero y piso 80 kg/m<sup>2</sup>  
260 kg/m<sup>2</sup>

Para azotea

Viguetas y bovedillas 180kg/m<sup>2</sup>

Relleno de tezontle 15 cm.  
promedio. 200 kg/m<sup>2</sup>

Mortero y enladrillado 100 kg/m<sup>2</sup>  
480 kg/m<sup>2</sup>

La carga viva, se hallará con la siguiente fórmula --  
$$W_v = 120 + 420 (A)^{-1/2}$$
, para cada tablero que se tenga.

Para el análisis y diseño del edificio se utilizará el método detallado de diseño, según se especifico en el capítulo II de esta tesis y en el cual se explicó en que consiste el método y cada una de las expresiones que lo componen.



## REVISION POR CARGAS VERTICALES.

Para la revisión por cargas verticales, se harán las mismas suposiciones, que se hicieron en el capítulo II de esta tesis y se utilizarán las mismas expresiones los cuales ya se explicó en que consisten.

Se hará la revisión al muro exterior (M1) para hallar la carga actuante de diseño (PA) en el nivel (1), se tiene que el promedio de la carga muerta de nivel (1) a nivel (5) es 305 kg/m<sup>2</sup>

El valor de la carga viva en planta baja, estará en función de la suma de las áreas tributarias de cada nivel y para el muro (M1) se tiene que el área tributaria es  $A_{trib} = 4.92 \text{ m}^2$  por lo que

$$W_v = 120 + \frac{420}{(5A)^{1/2}} = 120 + \frac{420}{(5 \times 4.92)^{1/2}} = 215 \text{ kg/m}^2$$

Si ahora se obtiene el peso por metro de muro, en el cual el peso volumetrico del tabique rojo recocido es de 1,400 kg/m<sup>3</sup> y se tiene un espesor de 14 cm. y una altura de 2.10 m.;  $p/m = 1400 \times 0.14 \times 2.10 = 4.40 \text{ kg/m}$ . y se le colocarán 2 aplanados de yeso y 1.50 cm. de espesor cada uno por lo que su peso será  $p/apl. = 1300 \times 0.03 \times 2.10 = 80 \text{ kg/m}$  por lo que el peso total del muro con aplanados por metro será:  
 $p = 440 \text{ kg/m} + 80 \text{ kg/m} = 520 \text{ kg/m}$ .

Por lo que la carga actuante de diseño PA en nivel (1) será.

$$PA = 1.4 ((305 + 215) 4.92 + 520 (3.44)) \approx 30.40 \text{ ton.}$$

Si ahora se obtiene la carga resistente (PR) en nivel (1) utilizando la siguiente expresión.

$$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) (At),$$

Para la obtención del factor (FE) se tendrán que obtener los siguientes valores, que ya se explicaron en párrafos

anteriores.

$$\text{si } t = 14 \text{ cm. } e_{cp} = \frac{t}{6} = \frac{1.4}{6} = 2.5 \text{ cm.}$$

La carga actuante de diseño ( $P_i$ ) en nivel (1) valdrá.

$$P_i = F_c (W_m + W_v) A_{trib.} = 1.4 (305 + 205) 4.92 = 3580 \text{ kg. por lo que la excentricidad calculada en nivel (1) valdrá.}$$

$$e_c = \frac{2.50 \times 3580}{30400} = 0.29 \text{ m.}$$

La excentricidad accidental valdrá

$$e_a = K \left( L + \frac{H}{10} \right) = \frac{1}{50} \left( 15 + \frac{210}{10} \right) = 0.72 \text{ cm.}$$

$$\text{ahora se obtendrá el factor } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{e_{c1}}{e_{c2}}$$

$$\text{para nuestro caso } e_{c2} = 0.29 + 0.72 = 1.01$$

$$\text{y } e_{c1} = 0.72$$

$$\text{por lo que } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{0.72}{1.01} = 0.89$$

Ahora se obtendrá la carga crítica de pandeo ( $P_c$ ) utilizando la siguiente expresión

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{H^2}$$

En que  $E$  es el modulo de elasticidad del muro para cargas permanentes y vale

$E = 250 f^* m$ , en que  $f^* m$  es el esfuerzo de resistencia -- en compresión y para el tipo de piezas que se está usando o sea tabique rojo recocido vale  $15 \text{ kg/cm}^2$

por lo que  $E = 250 (15) = 3750 \text{ kg/cm}^2$

$I$  es el momento de inercia y vale

$$I = \frac{344 (14)^3}{12} = 96750 \text{ cm}^4$$

$$H^1 = 0.7 H = 0.75 \times 210 = 158 \text{ cm.}$$

$$EI = EI \left( 0.25 + \frac{P_A}{P_{RO}} \right) \text{ y } P_{RO} = f^* m L z$$

por lo que  $PRO = 14 \times 344 \times 15 = 77400 \text{ kg}$

y  $EI = 3950 \times 96750 \left(0.25 + \frac{30400}{77400}\right) = 2.33 \times 10^8$

Por lo que  $Pc = \frac{3.14^2 \times 2.33 \times 10^8}{158^2} = 92117 \text{ kg}$

y  $Fa = \frac{cm}{1 - \frac{PA}{Pc}} = \frac{0.89}{1 - \frac{30400}{92117}} = 1.33$

y  $e' = Fa (ec + ea) = 1.33 (0.29 + 0.72) = 1.34$

y  $FE = 1 - \frac{2 e'}{t} = 1 - \frac{2 (1.34)}{14} = 0.82$

Por lo que la carga resistente PR

$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) A \bar{x}$

$PR = 0.6 \times 0.82 \times 15 \times 844 \times 14 = 38.08 \text{ ton.}$  que se comparará con la carga actuante de diseño (PA)

$38.08 > 30.40$

Por lo que la carga resistente resulta mayor que la carga actuante de diseño y está del lado de la seguridad.

Ahora para todos los muros exteriores se hará la misma revisión que se hizo con el muro (M1) los resultados de C. viva, PA, FA, FE y PR. se encuentran tabulados en la tabla No. 11 para cada muro exterior.

Si ahora se hace el análisis para un muro interior, se analizará el muro indicado en plantas como (M4)

Se tiene como datos carga muerta  $W_m = 315 \text{ kg/m}^2$

Area tribularia =  $8.24 \text{ m}^2$ ;  $L = 300 \text{ cm}$ .

La carga viva valdrá  $W_v = 120 \times \frac{420}{(5 \times 8.24)^{1/2}} = 185 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$

y la carga actuante de diseño del muro M4 valdrá

$PA = 1.4 ((305 + 185) 8.24 + 520 (3.00)) 5 = 39.20 \text{ ton}$ .

Ahora se obtendrá la carga de diseño (PR) utilizando la expresión.

$$PR = (FR)(FE) (f \cdot m) (AZ)$$

Para hallar el factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez (FE), se utilizarán las siguientes expresiones:

$$FE = 1 - \frac{2 e'}{t} \quad \text{en que } e' = Fa (ec + ea)$$

$$\text{además } Fa = \frac{C_m}{1 - \frac{PA}{P_c}} \quad \text{y } C_m = 0.6 + 0.4 \frac{ec_1}{ec_2}$$

Para calcular las excentricidades ( $ec_1$ ) y ( $ec_2$ ) en los extremos del muro, las cuales están en función de las excentricidades calculada y accidental.

$$\text{Se tiene que } ec = e_{cp} \frac{P_i}{PA}$$

y  $e_{cp}$  es la excentricidad provocada por el libre giro de la losa y para un muro interior vale (0), por lo que la excentricidad calculada  $ec = 0$ .

Por lo que el factor  $cm = 0.6 + 0.4 (1) = 1.0$

$$\text{Para obtener la carga crítica de pandeo } P_c = \frac{\pi^2 EI}{H^2}$$

En que  $E = 250 \times 15 = 3750 \text{ kg/cm}^2$

$I$  es el momento de inercia y vale

$$I = \frac{L Z^3}{12} = \frac{300 \times 15^3}{12} = 84375 \text{ cm}^4$$

$$H^1 = 210. \times 0.75 = 158 \text{ cm.}$$

Para hallar el factor EI, se necesitan los valores de PRO --

$$f^*m LZ = 15 \times 300 \times 15 = 67500 \text{ kg}$$

$$\text{por lo que EI} = EI \left( 0.25 + \frac{PA}{PRO} \right)$$

$$\text{ó sea EI} = 3750 \times 84375 \left( 0.25 + \frac{39200}{67500} \right) = 2.63 \times 10^8$$

$$\text{o sea } P_c = \frac{\pi^2 EI}{H^2} = \frac{3.14^2 \times 2.63 \times 10^8}{158^2} = 103872.0 \text{ kg}$$

$$\text{por lo que } F_a = \frac{C_m}{1 - \frac{PA}{P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{39200}{103872}} = 1.61$$

y  $e' = F_a (e_c + c_a)$  si  $e_c = 0$  como ya se obtuvo

$$y e_a = K \left( L + \frac{H}{10} \right) = \frac{1}{50} \left( 14 + \frac{210}{10} \right) = 0.72$$

$$y e' = 1.61 (0 + 0.72) = 1.16$$

$$y FE = 1 - \frac{2e'}{t} = 1 - \frac{2 \times 1.61}{15} = 0.79$$

por lo que la carga resistente (PR)

valdrá  $PR = 0.6 \times 0.79 \times 15 \times 300 \times 14 = 32.00$  ton que se --  
comparará con la carga actuante de diseño (PA) 32.0 ton. < --  
39.20 ton.

Por lo que la carga actuante de diseño resultó mayor que la carga resistente.

En el capítulo VI de esta tesis se darán las conclusiones, --  
en lo relativo a cuando la carga resistente resulta menor que la carga actuante.

Para todos los muros interiores, se hará la misma revisión que se hizo con el muro (M4). Los resultados de C.viva --  
PA; FA, FE y PR, que se encuentran tabulados en la tabla --  
No. 11 para cada muro interior.

Además en la tabla No. 12 se dan los resultados de C.vivd PA, FA, FE y PR.

Para el mismo tipo de muro pero con un sistema de piso a base de losa maciza.

TABLA No. 11

MURO	A <sub>2</sub> Trfb. m <sup>2</sup>	Long. m	C.Viya kg/m <sup>2</sup>	P.A. Ton.	F.A.	F.E.	P.R. Ton.
M1	4.90	3.40	215	30.40	1.33	0.82	38.08
M2	4.90	3.40	215	30.40	1.33	0.82	38.08
M3	11.60	4.10	176	52.50	1.59	0.85	46.90
M4	8.30	3.00	185	39.20	1.61	0.79	32.00
M5	11.60	4.10	176	52.50	1.59	0.85	46.90
M6	9.60	1.20	180	37.50	1.83	0.82	13.40
M7	10.90	4.00	177	49.90	1.59	0.85	45.80
M8	4.90	3.00	215	27.40	1.50	0.80	32.30
M9	10.90	4.00	177	49.90	1.59	0.85	45.80
M10	4.90	3.00	215	27.40	1.50	0.80	32.30
M11	11.60	4.10	176	52.50	1.59	0.85	46.90
M12	9.90	1.20	180	37.50	1.83	0.82	13.40
M13	11.60	4.10	176	52.50	1.59	0.85	46.90
M14	8.30	3.00	185	39.20	1.61	0.79	32.00
M15	4.90	3.40	215	30.40	1.33	0.82	38.08
M16	4.90	3.40	215	30.40	1.33	0.82	38.08
M17	0.20	1.70	540	6.80	1.29	0.86	19.80
M18	0.30	2.00	460	8.20	1.29	0.88	23.70
M19	0.20	1.70	540	6.80	1.29	0.86	19.80
M20	0.30	1.20	460	4.80	1.29	0.88	14.20
M21	0.20	1.90	530	7.50	1.28	0.88	22.50
M22	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80
M23	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80
M24	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80
M25	0.10	1.20	640	4.80	1.29	0.88	14.20
M26	0.20	1.90	530	7.50	1.28	0.88	22.50
M27	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80
M28	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80
M29	0.30	2.00	460	11.50	1.28	0.88	35.50
M30	0.20	1.70	550	6.80	1.29	0.86	19.80

TABLA No. 12

MURO <sup>3</sup>	A.trib. m <sup>2</sup>	Long. m	C.Viva kg/m <sup>2</sup>	P.A. Ton.	F.A.	F.E.	P.R. Ton.
M1	3.50	3.40	220	25.70	1.44	0.81	37.70
M2	3.50	3.40	220	25.70	1.44	0.81	37.70
M3	8.90	4.10	183	47.70	1.57	0.85	47.00
M4	6.10	3.00	196	33.90	1.56	0.85	34.50
M5	10.60	4.10	177	53.80	1.60	0.85	46.90
M6	7.60	1.20	188	33.30	1.80	0.83	13.40
M7	11.10	4.00	177	55.20	1.62	0.84	45.60
M8	5.30	3.00	202	30.90	1.53	0.79	32.00
M9	11.10	4.00	177	55.20	1.62	0.84	45.60
M10	5.30	3.00	202	30.90	1.53	0.79	32.00
M11	10.60	4.10	178	53.80	1.60	0.85	46.90
M12	7.60	1.20	188	33.40	1.80	0.83	13.40
M13	8.90	4.10	183	47.60	1.57	0.85	47.00
M14	6.10	3.00	196	33.90	1.56	0.85	34.50
M15	3.50	3.40	220	25.70	1.44	0.81	37.70
M16	3.50	3.40	220	25.70	1.44	0.81	37.70
M17	2.10	1.70	244	14.60	1.48	0.80	18.40
M18	4.20	2.00	212	23.50	1.57	0.85	22.90
M19	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M20	3.80	1.20	217	19.40	1.66	0.84	13.60
M21	3.80	1.90	217	21.70	1.56	0.85	21.80
M22	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M23	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M24	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M25	3.80	1.20	216	19.40	1.66	0.84	13.60
M26	3.80	1.90	216	21.70	1.56	0.85	21.80
M27	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M28	2.10	1.70	249	14.60	1.48	0.80	18.40
M29	4.20	3.00	211	26.90	1.49	0.86	34.70
M30	2.10	1.70	244	14.60	1.48	0.80	18.40



### REVISION POR SISMO DEL EDIFICIO.

Para hacer la revisión por sismo del edificio, se harán las siguientes suposiciones:

- 1) Se supondrá que la fuerza cortante sísmica en cualquier entrepiso actúa paralelamente a un sistema de elementos--resistentes a empujes laterales en una sola dirección y en un mismo plano.
- 2) Los elementos resistentes ortogonales, trabajan independientemente.
- 3) Las losas de piso son indeformables.
- 4) Los efectos de un sismo equivalen a un sistema de fuerzas horizontales, que se descomponen en dos direcciones ortogonales paralelas a los elementos resistentes y actuarán en el centro de gravedad de cada nivel.

Para la determinación del coeficiente (c.s) sísmico y el factor de ductilidad (Q) se hará basándose en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en vigor y que ya se explico en el capítulo (II) de esta tesis, que significa (cs), (Q) y que tipo de análisis se utilizará, para nuestro caso  $cs=0.24$  y  $Q=2$  que serán los mismos para las direcciones principales del edificio en los cuales se haga el análisis estático.

Para el análisis estático se procederá en la forma que se indica en el capítulo (II) de esta tesis.

Se tienen los siguientes datos:

El área total del edificio es  $A = 149.00 \text{ m}^2$

La longitud total de muros del edificio es  $L=84.00 \text{ m}$ . por lo que el piso de cada nivel de entrepiso valdrá:

$W_s = (315 + 90) 149.0 + 520 (84.0) = 105.00 \text{ ton.}$

para azotea o sea nivel (5) se tiene  $W_s=(480+90) 149. +520 (84.0) = 128.00 \text{ ton.}$  por lo que haciendolo en forma tabulada se tiene.

- 70 -

		WT Ton.	Fs1	ΣFS	Vd
N(5)	1.0	128.0	128.0		
				128.0	13.90
N(4)	0.80	105.0	84.0		
				212.0	41.30
N(3)	0.60	105.0	63.0		
				275.0	53.50
N(2)	0.40	105.0	42.0		
				317.0	61.70
N(1)	0.20	105.0	21.0		
				338.0	65.80
N(0)					
		ΣW=548.00			

$$V_b = \frac{0.24}{2.0} \times 548 = 65.80 \text{ ton.}$$

$$\alpha = \frac{65.80}{338.0} = 0.19$$

Los cortantes sísmicos (Vd) obtenidos en la tabla anterior, son resistidos por los muros proporcionalmente a la rigidez de los mismos.

Para lo cual se obtendrá la rigidez de cada muro con la siguiente expresión, la cual ya se explicó en el capítulo II de esta tesis.

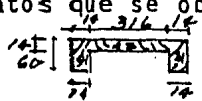
$$K_i = \frac{1}{H \left( \frac{H^2}{3EI} + \frac{1}{At G} \right)}$$

Como ejemplo se hallará la rigidez del muro para lo cual se tienen los siguientes datos:

$$L = 344 \text{ cm. y } T = 15 \text{ cm.}$$

El área del muro será  $At = 344 \times 15 = 5160 \text{ cm}^2$  el momento de inercia será  $I = \frac{TL^3}{12} + I$  (Patines)

Haciendo uso de los datos que se obtuvieron en el capítulo (II) de esta tesis.



$$A_1 = 60 \times 15 = 900 \text{ cm}^2 \times 0 = 0$$

$$A_2 = 314 \times 15 = 4.710 \text{ cm}^2 \times 164.5 = 774795.0$$

$$A_3 = 60 \times 15 = \frac{900}{6510} \text{ cm}^2 \times 329.0 = \frac{296100.0}{1070895}$$

$$x = \frac{107895}{6510} = 164.5$$

Aplicando el teorema de los ejes paralelos se necesita obtener:

$$I_{01} = I_{03} = \frac{60 \times 15^3}{12} = 16875 \text{ cm}^4$$

$$I_{02} = \frac{15 \times 314^3}{12} = 38,698,930 \text{ cm}^4$$

Por lo que el momento de inercia total será:

$$II = 2 \cdot 16875 + 900 (164.50) (\underline{38,698.930} = 87441 \cdot 130 \text{ ncm}^2)$$

para aplicar la fórmula  $G = 0.3E$

$$\text{Por lo que } G = 0.3 \times 600 \times 15 = 2700$$

$$\frac{1}{AG} = \frac{1}{5160 \times 2700} = 7.17 \times 10^{-8}$$

Por lo que la rigidez (K1) del muro (M1) vale

$$K1 = \frac{1}{\frac{230}{3 \times 9000} \times 0.87 \times 10^8 + 7.17 \times 10^{-8}} = 46145 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

Ahora se tendrá que hallar la rigidez de cada muro, ya que el cortante se repartirá proporcionalmente a su rigidez, para lo cual se han obtenido sus rigideces y se encuentran tabuladas en la columna No. 1 de la tabla No. 13 en la columna No. 2 se dan los factores para repartir el cortante directo, el cual se encuentra en la columna No. 3

Para hallar el cortante por torsión, se tendrán que hallar la excentricidad accidental, ya que es la única que se debe de considerar, debido a la simetría del cuerpo del edificio en estudio, la cual es igual al 10% de la dimensión de la planta en la dirección normal a la del análisis, para nuestro caso los valores del cortante para torsión serán los mismos que se encontraron en el capítulo II de esta tesis ya que solo están en función de la geometría del edificio y se dan sus valores en la columna (5) de la tabla No.13

Con la obtención del cortante por torsión para cada muro, se hallará la fuerza cortante total de diseño para cada muro cuyo valor se encuentra en la columna No.6 de la tabla No. 13 con la siguiente expresión:

$$V_u = 1.1 (v_d + v_t)$$

Ahora esta fuerza cortante total de diseño de cada muro se tendrá que comparar con la fuerza cortante resistente, la cual se obtiene con la siguiente expresión.

$$VR = FR (0.5v * At + 0.3P) \approx 1.5 FR v * At.$$

en que  $P = ((305+90) 4.92 + 5.20 (3.44)) 5 = 18.66$  ton.

y el esfuerzo cortante nominal de diseño sobre el área bruta para muros de tabique rojo recocido vale  $3.00 \text{ kg/cm}^2$  según se especifica en las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, por lo que

$$VR = 0.6 (0.5 \times 3 \times 344 \times 14 + 0.3 \times 18660) = 8.00 \text{ ton. que se comparará con } 1.5 \times 0.6 \times 3 \times 14 \times 344 = 13.90 \text{ ton. por lo que se cumple con } VR \leq 1.5 FR v * At.,$$

Si ahora se compara el valor de la fuerza cortante de diseño  $V_u$  del muro (M1) con la fuerza cortante resistente de diseño, se tiene que

$$V_u > VR \text{ o sea } 8.50 \text{ ton.} > 8.00 \text{ ton.}$$

Por lo que la fuerza cortante de diseño ( $V_u$ ) resultó mayor que la fuerza cortante resistente de diseño.

En el capítulo VI de esta tesis se darán las conclusiones, en lo relativo a cuando la carga resistente resulta menor que la carga actuante.

La comparación de  $V_u$  con  $VR$  se deberá hacer para cada muro comparando las columnas No. 6 con 8 de la tabla No. 13 para los muros paralelos aleje (y).

La misma comparación deberá hacerse para los muros paralelos al eje (x), para lo cual se deberán comparar las columnas No. 6 con 8 de la tabla No. 13

Se hace notar que la obtención de  $V_u$  y  $VR$  se ha hecho para los muros de planta baja.

TABLA No. 13

MURO	1 Rigidez ton/m	2 F.D.	3 V.D. Ton.	4 Di m	5 Vt Ton.	6 Vu Ton.	7 P Ton.	8 V.R. Ton.
M1	4614	0.06	3.95	7.91	3.10	7.80	18.66	8.0
M2	4614	0.06	3.95	7.91	3.10	7.80	18.66	8.0
M3	6014	0.09	5.90	5.04	2.50	9.20	32.50	11.40
M4	3643	0.05	3.30	5.04	1.60	5.40	23.40	8.30
M5	6014	0.09	5.90	2.17	1.10	7.70	32.50	11.40
M6	495	0.01	0.70	2.17	0.20	1.00	22.30	4.90
M7	5797	0.09	5.90	0.70	0.30	6.80	30.90	11.00
M8	3643	0.05	3.30	0.70	0.20	3.90	16.70	7.10
M9	5797	0.09	5.90	0.70	0.30	6.80	30.90	11.00
M10	3643	0.05	3.30	0.70	0.20	3.90	16.70	7.10
M11	6014	0.09	5.90	2.17	1.10	7.70	32.50	11.40
M12	495	0.01	0.70	2.17	0.20	1.00	22.30	4.90
M13	6014	0.09	5.90	5.04	2.50	9.20	32.50	11.40
M14	3643	0.05	3.30	5.04	1.60	5.40	23.40	8.30
M15	4614	0.06	3.95	7.91	3.10	7.80	18.66	8.0
M16	4614	0.06	3.95	7.91	3.10	7.80	18.66	8.0
M17	1160	0.07	2.90	3.24	0.30	3.30	4.40	3.10
M18	1655	0.10	5.30	0.20	0.20	6.00	5.30	3.70
M19	1160	0.07	2.90	3.24	0.10	3.20	4.40	3.30
M20	495	0.03	2.00	0.77	0.10	2.20	3.10	2.20
M21	1486	0.09	3.50	0.37	0.10	4.00	4.90	3.40
M22	1160	0.07	3.40	3.24	0.10	3.90	4.40	4.00
M23	1160	0.07	3.40	3.24	0.10	3.90	4.40	4.00
M24	1160	0.07	3.40	3.24	0.10	3.90	4.40	4.00
M25	495	0.03	2.00	0.79	0.10	2.20	3.10	2.20
M26	1486	0.09	3.60	0.37	0.10	4.10	4.90	3.40
M27	1160	0.07	2.90	3.24	0.20	4.30	4.40	3.40
M28	1160	0.07	2.90	0.20	0.20	3.20	4.40	2.10
M29	1655	0.10	5.30	3.24	0.30	6.00	5.30	3.70
M30	1160	0.07	2.90	3.24	0.40	5.40	4.40	3.10

REVISION POR VOLTEO DEL EDIFICIO.

Para la revisión por volteo del edificio, se supondrá-- que cada muro está en voladizo, bajo el efecto de las fuerzas cortantes totales de diseño, lo que ocasionará que el muro - está trabajando a flexo compresión.

Para la revisión por flexión se obtendrá el momento de volteo para cada muro, utilizando la expresión que se da en - las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y que es

$$M_u = V_u \frac{\sum h_i^2}{\sum h_i}$$

que desarrollandola como se hizo en el capitulo II de esta te sis se llega al siguiente valor.

$$M_u = 8.43 V_u$$

El valor de  $M_u$  para cada muro se encuentra en la columna No.2 de la tabla No 13

Para el diseño por flexocompresión debido al momento de vol - teo, se colocará un refuerzo vertical en los extremos del mu - ro, de cada muro. Como primer tanteo se colocarán 4 varillas -  $\phi$  1/2 en cada extremo del muro, con un esfuerzo de fluencia - de  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

Para hallar el momento resistente  $M_R$  y la carga resistente -  $P_R$  de cada muro se utilizarán las fórmulas amplificadas que - se dan en las normas técnicas complementarias al Reglamento - de Construcciones para el Distrito Federal.

$$P_R = FR(FE f^*m \quad AZ \cdot \frac{1}{2} Asfy)$$

$$M_R = M_o \pm 0.3 P_u d \quad \text{si } P_u \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 M_o + 0.15 P_R d) \left( 1 - \frac{P_u}{P_R} \right); \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

$$\text{y } M_o = FR As fy d'$$

En el capítulo II de esta tesis ya se explicó lo que significa cada una de las expresiones.

Para nuestro caso se hará la revisión para el muro M: en que

$$L = 344 \text{ cm}; d' = 344 - 40 = 304 \text{ cm}. d = 344 - 20 = 324 \text{ cm}.$$

$$As = 5.0 \text{ cm}^2 \quad Pu = 20.50 \text{ ton}.$$

$$PR = 0.6 (0.82 \times 15 \times 344 \times 15 + 2 \times 5 \times 4200) = 63.30 \text{ ton}.$$

$$\frac{PR}{3} = \frac{63.30}{3} = 21.10 \text{ ton}.$$

Por lo que se utilizará la expresión.

$$MR = Mo + 0.3 Pu d$$

$$\text{en que } Mo = FR As fy d' = 0.6 \times 5 \times 4200 \times 304 = 38.30 \text{ ton}.$$

$$MR = 38.30 + 0.30 \times 20.50 \times 3.24 = 58.30 \text{ ton} < Mu$$

Por lo que se tendrá que aumentar el área de acero  $As$  - se utilizará  $As = 8.0 \text{ cm}^2$

Por lo que

$$PR = 0.60 (0.82 \times 15 \times 344 \times 15 + 2 \times 8 \times 4200) = 78.40 \text{ ton}.$$

Por lo que se utilizará la expresión.

$$MR = Mo + 0.3 Pu d.$$

$$\text{En que } Mo = FR As fy d' = 0.6 \times 8 \times 4200 \times 304 = 61.30$$

$$MR = 61.30 + 0.30 \times 20.50 \times 3.424 = 81.30 \text{ ton}. \quad m > Mu \text{ o sea } 81.30 > 65.80$$

Por lo que con esta área de acero el momento resistente es mayor que el momento actuante para el muro (M1), se han elaborado las tablas No. 14, 15 y 16 con diferentes áreas de acero, - puesto que algunos muros han necesitado mayor área de acero.

Para el estudio que se ha hecho con el tipo de muros -- de tabique rojo recocido, se ha hecho la consideración de que los muros están confinados, por lo que además de los castillos que se colocarán en cada extremo del muro y que están en función del volteo del edificio, se colocarán unos castillos -



que denomine (c3A) cuya sección será de 15 cm. x 20 cm. y se armarán longitudinalmente con 4 varillas  $\emptyset$  5/16 y estribos  $\emptyset$  5/16 c25, que cumplan con las especificaciones, que se dio en la clasificación que se tiene en párrafos anteriores.

El castillo tiene como dimensión mínima el espesor del muro, además el refuerzo longitudinal tiene un área de --  $1.96 \text{ cm}^2$  y se pide que el área mínima sea de  $\frac{0.2 \times 150}{4200} \times 225 = 1.60 \text{ cm}^2$  por lo que se cumple esta especificación en la -- cual las calidades de los materiales que se use en dalas y - castillos será de  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$  y  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .

El área del refuerzo transversal que se tiene es de -  $0.49 \text{ cm}^2$  y se necesita mínimo  $\frac{1000}{4200 \times 15} \times 25 = 0.39 \text{ cm}^2$

por lo que si se cumple esta especificación.

Además se colocará un castillo intermedio, que cumpla -- con la especificación de que la separación no sea mayor a -  $1.5 \times 2.10 = 315 \text{ cm.}$ , para lo cual véase la planta respecti -- va con la ubicación de castillos en el plano E2.

Se ha hecho el mismo estudio por sismo y volteo para el mismo tipo de muro solo que con un sistema de piso a base de losa maciza, para lo cual se han elaborado las tablas No.17, 18, 19 y 20.

TABLA No. 14

MURO	Mv Ton-m	Pu Ton.	As <sub>2</sub> Cm <sup>2</sup>	Mo Ton-m	PR Ton.	MR Ton-m
M1	65.80	20.50	5.00	61.30	63.30	58.30
M2	65.80	20.50	5.00	61.30	63.30	58.30
M3	77.60	35.80	5.00	49.20	72.00	62.00
M4	45.50	25.70	5.00	35.30	59.50	45.00
M5	64.90	35.80	5.00	49.20	72.00	62.00
M6	8.40	24.50	5.00	12.60	38.60	9.20
M7	57.30	34.00	5.00	47.90	71.00	59.00
M8	32.90	18.40	5.00	35.30	57.50	51.30
M9	57.30	34.00	5.00	47.90	71.00	59.00
M10	32.90	18.40	5.00	35.30	57.50	51.30
M11	64.90	35.80	5.00	49.20	72.00	62.00
M12	8.40	24.50	5.00	12.60	38.50	9.20
M13	77.60	35.80	5.00	49.20	72.00	62.00
M14	45.50	25.80	5.00	35.30	59.50	44.60
M15	65.80	20.50	5.00	61.30	63.30	58.30
M16	65.80	20.50	5.00	67.30	63.30	58.30
M17	31.30	4.90	5.0	18.90	45.0	21.20
M18	50.0	5.80	5.0	22.70	48.90	26.0
M19	28.70	4.90	5.0	18.90	45.0	21.3
M20	18.0	3.40	5.0	12.60	39.40	13.7
M21	37.50	5.40	5.0	21.40	47.70	24.3
M22	35.0	4.80	5.0	18.90	45.0	21.2
M23	35.0	4.80	5.0	18.90	45.0	21.2
M24	35.0	4.80	5.0	18.90	45.0	21.2
M25	18.0	3.40	5.0	12.60	39.40	13.7
M26	37.5	5.40	5.0	21.40	47.70	24.3
M27	35.9	4.80	5.0	18.90	45.0	21.20
M28	30.5	4.80	5.0	18.90	45.0	21.20
M29	50.0	5.80	5.0	52.70	48.90	26.0
M30	28.8	4.90	5.0	18.90	45.0	21.3

TABLA No. 15

MURO	Mu Ton-m	Pu Ton.	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo Ton-m	PR Ton	MR Ton-m
M1	65.80	20.50	8.0	61.30	78.40	81.30
M2	65.80	20.50	8.0	61.30	78.40	81.30
M3	77.60	35.80	8.0	78.60	87.20	101.00
M4	45.50	25.70	8.0	56.50	74.60	76.70
M5	64.90	35.80	8.0	78.60	87.20	100.00
M6	8.40	24.50	8.0	20.20	33.70	21.20
M7	57.30	34.00	8.0	76.60	86.10	100.00
M8	32.90	18.40	8.0	56.50	72.70	72.50
M9	57.30	34.00	8.0	76.60	86.10	100.00
M10	32.90	18.40	8.0	56.50	72.60	72.50
M11	64.90	35.80	8.0	78.60	87.20	101.00
M12	8.40	24.50	8.0	20.20	53.70	21.20
M13	77.60	35.80	8.0	78.60	87.20	101.00
M14	45.50	25.80	8.0	56.50	74.60	76.70
M15	65.80	20.50	8.0	61.30	78.40	81.30
M16	65.80	20.50	8.0	61.30	78.40	81.30
M17	31.30	4.90	8.0	30.30	60.10	32.60
M18	50.0	5.80	8.0	36.30	64.0	39.60
M19	28.7	4.90	8.0	30.20	60.10	32.60
M20	18.0	3.40	8.0	20.20	54.50	21.30
M21	37.5	5.40	8.0	34.30	62.80	37.20
M22	35.0	4.80	8.0	30.20	60.10	32.60
M23	35.0	4.80	8.0	30.20	60.10	32.60
M24	35.0	4.80	8.0	30.20	60.10	32.60
M25	18.0	3.40	8.0	20.20	54.50	21.30
M26	37.5	5.40	8.0	34.30	62.80	37.20
M27	35.9	4.80	8.0	30.70	60.10	30.60
M28	30.5	4.80	8.0	30.20	60.10	32.60
M29	50.0	5.80	8.0	36.30	64.0	39.60
M30	28.8	4.90	8.0	30.30	60.10	37.60

TABLA No. 16

MURO	Mu Ton-m.	Pu Ton.	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo Ton-m	PR Ton	MR Ton-m
M1	65.80	20.50	10.0	81.60	87.80	101.30
M2	65.80	20.50	10.0	81.60	87.80	101.30
M3	77.60	35.80	10.0	98.30	97.30	130.00
M4	45.50	25.70	10.0	76.60	84.70	93.0
M5	64.90	35.80	10.0	98.30	97.30	130.00
M6	8.40	24.50	10.0	25.20	63.80	29.70
M7	57.30	34.00	10.0	95.80	96.20	129.20
M8	32.90	18.40	10.0	70.60	82.80	86.60
M9	57.30	34.00	10.0	95.80	96.20	129.20
M10	32.90	18.40	10.0	70.60	82.80	86.60
M11	64.90	35.80	10.0	98.30	97.30	130.00
M12	8.40	24.50	10.0	25.20	63.80	29.70
M13	77.60	35.80	10.0	98.30	97.30	130.00
M14	45.50	25.80	10.0	70.60	84.70	93.00
M15	65.80	20.50	10.0	81.60	87.80	101.30
M16	65.80	20.50	10.0	81.60	87.80	101.30
M17	31.30	4.90	10.0	37.80	70.00	40.20
M18	50.0	5.80	10.0	45.40	94.0	48.70
M19	28.70	4.90	10.0	37.80	70.20	40.20
M20	18.0	3.40	10.0	25.20	64.60	26.30
M21	37.50	5.40	10.0	42.80	72.90	45.80
M22	35.0	4.80	10.0	37.80	70.20	40.10
M23	35.0	4.80	10.0	37.80	70.20	40.10
M24	35.0	4.80	10.0	37.80	70.20	40.10
M25	18.0	3.40	10.0	25.20	64.60	26.30
M26	37.50	5.40	10.0	42.80	72.90	45.90
M27	35.90	4.80	10.0	37.80	70.20	40.10
M28	30.50	4.80	10.0	37.80	70.20	40.10
M29	50.0	5.80	10.0	45.40	74.0	48.7
M30	28.80	4.90	10.0	37.80	70.20	40.10

TABLA No. 17

MURO	1 RIGIDEZ ton/m.	2 DF	3 VD Ton.	4 Di m.	5 Vt Ton.	6 Vu Ton.	7 P Ton.	8 VR Ton.
M1	4614	0.06	4.30	7.91	2.00	7.10	16.10	7.60
M2	4614	0.06	4.30	7.91	2.00	7.10	16.10	7.60
M3	6014	0.09	0.09	6.40	1.70	8.70	29.90	10.90
M4	3643	0.05	3.50	5.04	1.00	5.00	20.90	7.80
M5	6014	0.09	6.40	2.17	1.00	8.20	33.80	11.60
M6	495	0.01	0.70	2.17	0.10	0.90	20.10	4.90
M7	5797	0.09	6.40	0.70	0.30	7.40	34.70	11.60
M8	3643	0.05	3.50	0.70	0.20	4.10	19.10	7.50
M9	5797	0.09	6.40	0.70	0.30	7.40	34.70	11.60
M10	3643	0.05	3.50	0.70	0.20	4.10	19.10	7.50
M11	6014	0.09	6.40	2.17	1.00	8.20	33.80	11.60
M12	495	0.01	0.70	2.17	0.10	0.90	20.10	4.9
M13	6014	0.09	6.40	5.04	1.60	8.80	29.90	10.90
M14	3643	0.05	3.50	5.04	1.00	5.00	20.90	7.80
M15	4614	0.06	4.30	7.91	2.00	7.10	16.10	7.60
M16	4614	0.06	4.30	7.91	2.00	7.10	16.10	7.60
M17	1160	0.07	3.30	3.64	0.30	4.00	8.80	4.00
M18	1650	0.10	5.80	0.20	0.10	7.10	14.30	5.30
M19	1160	0.07	3.30	3.24	0.10	3.70	8.80	3.90
M20	495	0.03	2.10	0.77	0.10	2.70	14.50	3.70
M21	1490	0.09	4.20	0.37	0.10	4.80	13.10	5.0
M22	1160	0.07	4.30	3.24	0.10	5.10	8.80	4.00
M23	1160	0.07	4.30	3.24	0.10	5.10	8.80	4.0
M24	1160	0.07	4.30	3.24	0.10	5.10	8.80	4.0
M25	495	0.03	2.10	0.74	0.10	2.70	11.50	3.70
M26	1486	0.09	4.20	0.37	0.10	4.80	13.10	4.90
M27	1160	0.07	4.30	3.24	0.10	5.10	8.80	3.90
M28	1160	0.07	3.30	0.20	0.10	3.90	8.80	3.90
M29	1655	0.10	5.80	3.24	0.10	7.10	14.30	5.30
M30	1160	0.07	3.30	3.24	0.10	3.70	8.80	4.0

TABLA No. 18

MURO	Mu Ton-m	Pu Ton	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo Ton-m	PR Ton	MR Ton-m
M1	59.90	18.40	5.0	40.80	63.0	58.60
M2	59.90	18.40	5.0	40.80	63.0	58.60
M3	75.00	32.90	5.0	49.20	72.30	63.80
M4	42.20	23.00	5.0	35.30	59.70	48.40
M5	69.10	37.20	5.0	49.20	72.00	56.70
M6	7.60	22.10	5.0	12.60	38.60	10.80
M7	62.40	38.20	5.0	49.90	70.90	52.30
M8	34.60	21.00	5.0	35.30	57.20	49.20
M9	62.40	38.20	5.0	47.90	70.90	52.30
M10	34.60	21.00	5.0	35.30	57.20	49.20
M11	69.10	37.20	5.0	49.20	72.00	56.70
M12	7.60	22.10	5.0	12.60	38.60	10.80
M13	75.00	32.90	5.0	49.20	72.20	63.80
M14	42.20	23.00	5.0	35.30	59.60	48.40
M15	59.90	18.40	5.0	40.80	63.0	58.60
M16	59.90	18.40	5.0	40.80	63.0	58.60
M17	35.40	9.70	5.0	18.90	43.60	23.60
M18	56.90	15.70	5.0	22.70	48.10	31.60
M19	32.70	9.70	5.0	18.90	43.60	23.50
M20	20.30	12.60	5.0	12.60	38.80	16.70
M21	42.50	14.40	5.0	21.40	47.0	29.20
M22	40.60	9.70	5.0	18.40	43.6	23.50
M23	40.60	9.70	5.0	18.90	43.60	23.50
M24	40.60	9.70	5.0	18.90	43.60	23.50
M25	20.30	12.60	5.0	12.60	38.80	16.80
M26	42.50	14.40	5.0	21.40	47.10	29.20
M27	40.60	9.70	5.0	18.90	43.60	23.50
M28	34.60	9.70	5.0	18.90	43.60	23.50
M29	56.90	15.70	5.0	22.70	48.10	31.60
M30	32.70	9.70	5.0	18.90	43.60	23.60

TABLA No. 19

MURO	Mu Ton-m	Pu Ton	As <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR ton	MR ton-m
M1	59.90	18.40	8.0	65.30	78.0	83.0
M2	59.90	18.40	8.0	65.30	78.0	83.0
M3	75.00	32.90	8.0	78.60	87.40	106.30
M4	42.20	23.00	8.0	56.50	74.80	76.50
M5	69.10	37.20	8.0	78.60	87.20	97.80
M6	7.60	22.10	8.0	20.20	53.70	23.0
M7	62.40	38.20	8.0	76.60	86.0	91.90
M8	34.60	21.0	8.0	56.50	72.30	74.80
M9	62.40	38.20	8.0	76.60	86.0	91.90
M10	34.60	21.00	8.0	56.50	72.30	74.80
M11	69.10	37.20	8.0	78.60	87.20	97.80
M12	7.60	22.10	8.0	20.20	53.70	23.00
M13	75.00	32.90	8.0	78.60	87.40	106.30
M14	42.20	23.00	8.0	56.50	74.80	76.50
M15	59.90	18.40	8.0	65.30	78.0	83.00
M16	59.90	18.40	8.0	65.30	78.0	83.0
M17	35.40	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M18	56.90	15.70	8.0	36.90	63.30	45.20
M19	32.70	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M20	20.30	12.60	8.0	20.20	53.90	24.30
M21	42.50	14.50	8.0	34.30	62.10	42.0
M22	40.60	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M23	40.60	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M24	40.60	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M25	20.30	12.60	8.0	20.20	53.90	34.90
M26	42.50	14.40	8.0	34.30	62.10	24.30
M27	40.60	9.70	8.0	30.20	58.70	4.20
M28	34.60	9.70	8.0	30.30	58.70	34.90
M29	56.90	15.70	8.0	36.90	63.30	45.20
M30	32.90	9.70	8.0	30.20	58.70	34.90

TABLA No. 20

MURO	Mo Ton-m	Pu Ton	As <sub>2</sub> cm <sup>2</sup>	Mo ton-m	PR ton	MR ton-m
M1	59.90	18.40	10.0	81.70	88.20	99.40
M2	59.90	18.40	10.0	81.80	88.20	99.40
M3	75.00	32.90	10.0	98.30	97.40	136.40
M4	42.20	23.00	10.0	70.60	84.90	90.60
M5	69.10	37.20	10.0	98.30	97.30	127.20
M6	7.60	22.10	10.0	25.20	63.80	31.60
M7	62.40	38.20	10.0	95.80	96.0	120.60
M8	34.60	21.00	10.0	70.60	82.40	89.00
M9	62.40	38.20	10.0	95.80	96.0	120.50
M10	34.60	21.00	10.0	70.60	82.40	89.0
M11	69.10	37.20	10.0	98.30	97.30	127.30
M12	7.60	22.10	10.0	25.20	63.80	31.60
M13	75.00	32.90	10.0	98.30	97.40	136.40
M14	42.20	23.00	10.0	70.60	84.90	70.60
M15	59.90	18.40	10.0	81.70	88.20	99.40
M16	59.90	18.40	10.0	81.70	88.20	99.40
M17	35.40	9.70	10.0	37.80	68.80	42.40
M18	56.90	15.70	10.0	45.40	73.30	54.30
M19	32.70	9.70	10.0	37.80	68.80	42.40
M20	20.30	12.60	10.0	25.20	64.0	29.30
M21	42.50	14.40	10.0	42.90	72.20	50.60
M22	40.60	9.70	10.0	37.80	68.70	42.40
M23	40.60	9.70	10.0	37.80	68.70	42.40
M24	40.60	9.70	10.0	37.80	68.70	42.40
M25	20.30	12.60	10.0	25.20	64.0	29.30
M26	42.50	14.40	10.0	42.80	72.20	50.60
M27	40.60	9.70	10.0	37.80	68.80	42.40
M28	34.60	9.70	10.0	37.80	68.80	42.40
M29	56.90	15.70	10.0	45.40	73.30	86.50
M30	32.90	9.70	10.0	37.80	68.80	42.40



## C A P I T U L O   I V

### ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE DIVERSOS SISTEMAS DE LOSAS.

Para el tipo de Edificio que se tiene, el que está formado a base de muros de carga en todos los niveles y para nuestro caso todos los muros coinciden en cada nivel, entre los tipos de losas para piso que se pueden usar son:

- a) Losas macizas de concreto armado colados en el sitio.
- b) Losas formadas por elementos prefabricados.

Es conveniente el uso de losas macizas de concreto desde el punto de vista estructural y constructivo:

Cuando el espesor de la losa puede ser de 10 cm. o menor.

Cuando haya apoyos continuos aproximadamente a no más de 3.60 m. de separación en una dirección cuando convenga que -- las trabes trabajen con la losa como sección T

Cuando se pueda llevar a cabo un control de calidad del concreto.

Cuando haya posibilidad de usar concreto premezclado.

Cuando no se cuenta con mano de obra especializada.

Cuando se deban ocultar con "charolas"

Las instalaciones hidráulicas y sanitarias, cuando se -- tengan diversos tamaños de tableros en una planta.

Cuando el área de los tableros tengan formas irregula - res.

Cuando hay diversos valores de la intensidad de la car - ga.

Cuando sea económico el empleo de cimbra.

Cuando no hay posibilidad de transportar productos pre - fabricados.

Para el análisis y diseño de las losas macizas se cuen - ta con varios métodos para realizarlos. Para nuestro caso se

analizará y diseñará un tablero tipo delimitado por los ejes- (6) (8) (4) (6) utilizando el método y gráficas que se da en las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y con las calidades de materiales, especificados en planos estructurales.

Se tiene que el peralte mínimo.

$$d = \frac{2 (287 + 344)}{300} = 4.20$$

$$d \text{ min} = 4.2 \times 0.034 \sqrt{2520 \times 520} = 4.83$$

Por lo que el peralte propuesto de 10 cm. es aceptable - se revisará ahora por flexión, para lo cual se obtendrá el momento en el apoyo en el claro corto.

$$m = \frac{a1}{az} = \frac{287}{344} = 0.83$$

De las tablas de coeficientes de momentos para tableros-rectangulares se tiene que interpolando linealmente  $k = 0.048$

Por lo que el momento último para un metro de ancho valdría  $M_u = KW (a1)^2 = 0.048 (0.52 \times 1.4) (2.87)^2 = 0.29 \text{ ton. m}$  y haciendo uso de la tabla de  $\frac{M_u}{bd^2}$  contra porcentajes se tiene:

$$\frac{M_u}{ba^2} = \frac{0.29 \times 10^5}{100 \times 8^2} = 4.54$$

por lo que se usará el  $p_{mín} = 0.0025$

si ahora se revisa el peralte propuesto por cortante se tiene que

$$V_u = \frac{(0.5a1 - d) W_n}{1 + \left(\frac{a1}{a2}\right)^6} = \frac{(0.5 \times 2.87 - 0.15)}{1 + \left(\frac{2.87}{3.44}\right)^6} = (0.52 \times 1.4) = 0.70 \text{ ton.}$$

y la resistencia del concreto vale

$$V_c R = 0.5 F_{rb} d \sqrt{f^* c} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times 8 \sqrt{160} = 4.0 \text{ ton.} > V_u -$$

Por lo que el peralte propuesto es también aceptable por constante.

Para armado de losa véase plano estructural E2

Dentro del sistema de losas prefabricadas el más usual - desde el punto de vista estructural y constructivo, es el formado a base de viguetas y bovedillas, se justifica el uso de estos elementos:

Cuando los tableros tengan áreas regulares.

Cuando se requiera reducir el peralte total del entrepiso y así minimizar la altura del Edificio, eliminando algunas trabes al poder salvar claros mayores con la losa.

Cuando no se pueda llevar a cabo un control de calidad del concreto.

Cuando se quieran eliminar grandes colados en obra.

Cuando se exija rapidez de ejecución.

Cuando se produzca en la localidad.

Cuando se quiera prescindir de la cimbra.

Cuando se cuente con mano de obra especializada para la colocación de las viguetas y bovedillas.

Cuando se usa este sistema es necesario resolver una serie de detalles constructivos como son las instalaciones hidráulicas y sanitarias, para lo cual se pueden usar los ductos que hay previstos en las bovedillas.

En este sistema es necesario colar una capa de compresión de 3 a 4 cm., después de haber colocado las viguetas y bovedillas, que deberá ser rasante en el lecho alto de las viguetas, con el fin de transmitir las cargas que le sean aplicadas a la losa, a todo el conjunto de viguetas y además obtener una superficie plana del piso.

En el mercado se cuenta con varios fabricantes de viguetas y bovedillas, los cuales han hecho el análisis y diseño de sus elementos y proporcionan tablas en las cuales dependiendo del claro a cubrir por la vigueta y la sobrecarga que-

que se va a tener es el peralte y tipo de vigueta a usar para cada caso en particular que se tenga en una tabla, para lo - cual se anexa una tabla como ejemplo para nuestro Edificio.

# CONCRETOS PRETENSADOS S.A.

## TABLAS DE APLICACION

HIPOTESIS DE SUSTENTACION \_\_\_\_\_ SEMIEMPOTRAMIENTO

CARGA \_\_\_\_\_ UNIFORMEMENTE REPARTIDA

SEPARACION ENTRE-EJES DE VIGUETA \_\_\_\_\_ 0.75 M

EMPOTRE MINIMO \_\_\_\_\_ 0.10 M

P E R F I L I 6 0									
TIPO	SOBRECARGA EN KG/M <sup>2</sup>								
	200	250	300	350	400	450	500	550	600
25	300	2.80	2.65	2.50	2.40	2.30	2.20	2.15	2.05
30	330	3.10	2.90	2.75	2.75	2.50	2.45	2.35	2.25
40	380	3.55	3.35	3.20	3.05	2.90	2.80	2.70	2.60
50	425	4.00	3.75	3.55	3.40	3.25	3.15	3.05	2.95

Para nuestro Edificio se indica a continuación un resumen de costos aproximados por nivel obtenidos para los sistemas - de losa mencionados en párrafos anteriores.

ANALISIS DEL SISTEMA DE PISO FORMADO A BASE DE  
VIGUETAS Y BOVEDILLAS.

CONCEPTO	UNID.	CANT.	P.U.	IMPORTE
Material de viguetas bovedillas.	M2	149.00	350.00	52,150.00
Mano de obra de colo cación de viguetas - bovedillas.	M2	149.00	110.00	16,390.00
Concreto de capa de- compresión.	M3	4.20	3280.00	13,776.00
Mano de obra de colo cación de capa de - compresión.	M3	4.20	540.00	2,268.00
Herramientas y equipo para concreto.	M3	4.20	75.00	315.00
Acero de capa de com presión.	Ton.	0.20	20000.00	4,000.00
Mano de obra de colo cación de acero en - capa de compresión.	Ton.	0.20	7100.00	<u>1,420.00</u>
			S u m a :	\$ 90,319.00
Más costo de dalas y trabes.				\$ 43,073.00
				<u>133,392.00</u>

Costo total por nivel del Sistema de losa a base de viguetas-  
y bovedillas: \$ 133,392.00

ANALISIS DE COSTOS DEL SISTEMA DE LOSA MACIZA DE CONCRETO.

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	IMPORTE
Material de acero	Ton.	0.61	20,000.00	12,200.00
Mano de obra de colocación de acero.	Ton.	0.61	7,100.00	4,331.00
Material de concreto	M <sup>3</sup>	14.90	3,280.00	48,872.00
Mano de obra de colocación de concreto.	M3	14.90	540.00	8,046.00
Herramienta y equipos para colocación de concreto.	M3	14.90	75.00	1,118.00
Materiales de cimbra para concreto.	M2	149.00	180.00	26,820.00
Mano de obra de colocación de cimbra.	M2	149.00	130.00	<u>19,370.00</u>
			S u m a	\$120,657.00
<b>DALAS DI Y TRABES</b>				
Acero	Ton	0.40	20,000.00	8,000.00
Mano de obra de colocación de acero.	Ton.	0.40	7,100.00	2,840.00
Material de concreto	M3	3.50	3,280.00	11,480.00
Mano de obra de colocación de concreto.	M3	3.50	540.00	1,890.00
Herramientas y equipos - para colocación de concreto.	M3	3.50	75.00	263.00
Material de cimbra.	M2	60.00	180.00	10,800.00
Mano de obra de cimbra.	M2	60.00	130.00	<u>7,800.00</u>
			S u m a	43,073.00

Costo total del sistema de losa por nivel formado a base de una losa - de concreto macizo: \$ 163,730.00



Comparando el costo directo obtenido para los dos sistemas de losa en estudio y tomando en cuenta sus ventajas y desventajas de uso mencionados en párrafos anteriores es conveniente el uso del sistema de losa prefabricada a base de vigueras y bovedillas, para el tipo de edificio que se está analizando.

## C A P I T U L O V

### CIMENTACION DEL EDIFICIO

El objeto de una cimentación es el de proporcionar el medio para que las cargas de la estructura, concentradas en columnas o en muros, se transmitan al terreno produciendo en este un sistema de esfuerzos que puedan ser resistidos con seguridad sin producir asentamientos, o con asentamientos-tolerables, ya sean uniformes o diferenciales, para tal efecto existen distintos tipos de cimentaciones que se clasifican entre los más comunes en:

- a) Cimentaciones superficiales
- b) Cimentaciones compensadas
- c) Cimentaciones piloteados
- d) Cimentaciones mixtas

Los factores que intervienen para elegir acertadamente un determinado tipo de cimentación son: El estudio de cargas llevando a cabo un análisis cuidadoso y lo más apegado posible a la realidad; la determinación de las características del terreno fundamentalmente su capacidad de carga y los hundimientos esperados, los cuales se obtendrán mediante un estudio de mecánica de suelos y atender a la rapidez de construcción y economía de la estructura.

- a) Cimentación superficial.- Es aquella que transmite las cargas al terreno mediante una ampliación en sus bases de sustentación, con el fin de que la presión de contacto no rebase la carga permisible del terreno.

Las cimentaciones superficiales podrían ser zapatas aisladas o corridas (mampostería o concreto), losas corridas de concreto, cascarones o algunos otros elementos estructurales que cubran la mayor parte del área construida.

- b) Cimentación compensada.- Consiste en desalojar una porción del terreno de dimensiones necesarias cuyo peso sustituya en forma parcial o total el peso del Edificio.
- c) Cimentación piloteada.- Cuando el peso que debe transmitir la estructura de cimentación al terreno, es tal que este no puede resistir las presiones, o bien, cuando la profundidad de excavación resulta excesiva para obtener una cimentación compensada, la transmisión de las cargas deberá hacerse a los estratos profundos menos compresibles y más resistentes que los superficiales mediante el empleo de pilotes. Los pilotes pueden ser de madera, de acero de concreto reforzado o de concreto presforzado en lo que se refiere al material de fabricación, y podrán tener una sección hueca ó maciza, pueden hincarse verticalmente e inclinados y atendiendo a su forma de trabajo se clasifican en:

Pilotes de punta.- que se emplean para transmitir la mayor parte de la carga hasta un estrato resistente a una mayor profundidad por medio de su punto.

Pilotes de fricción.- Son aquellos que transmiten la carga al subsuelo por fricción desarrollada a lo largo de su superficie lateral en contacto con el terreno y se emplean cuando el estrato resistente está muy profundo y resultaría antieconómico apoyarse en el con pilotes de punta.

Pilotes de fricción y punta.- Como su nombre lo indica es una combinación de los dos tipos anteriormente mencionados, para transmitir la carga al subsuelo y quedan comprendidos en esta clasificación; aquellos cuya punta descansa sobre un estrato resistente y que puedan penetrar libremente a través de la cimentación, transmitiendo la carga del Edificio al terreno por medio de una losa, y de esta a los pilotes por fricción.

- a) Cimentación mixta.- Es el resultado de combinar los diferentes tipos de cimentación descritos.

## ANALISIS DE LA CIMENTACION.

Atendiendo a la clasificación anterior y tomando en cuenta que se trata de un Edificio de muros de carga y que se encontrará en una zona compresible, se decidió una cimentación parcialmente compensada a base de un cajón de concreto debido a la simetría del Edificio, se considerará que este no tiene excentricidades en la cimentación. En el caso del Edificio con muros de tabique silico calcareo y losas a base de viguetas y bovedillas, se tienen las siguientes cargas:

Peso total de losa y muros hasta nivel (I)  $P = 528.00$  ton. y se tiene un área de cimentación de  $153.00$  m<sup>2</sup>. por lo que se tendrá una presión  $= \frac{528.0}{153.00} = 3.45 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ .

y se supone que el peso propio del cajón de cimentación equivale a una losa maciza de concreto de 50 cm. de espesor por lo que su peso será  $p = 0.50 \text{ m} \times 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} = 1.20 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ .

que sumado al peso del Edificio nos da una presión de: - 4.65 ton. m<sup>2</sup>.

Se le considerará al terreno un peso volumetrico de 1.50 ton/m<sup>3</sup>., y se le quiere dar al terreno una presión de 2.50 ton/m<sup>2</sup>.

(Datos del Estudio de Mecánica de Suelos), por lo que la altura por excavar será:

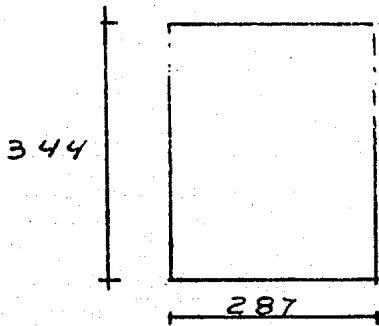
$$h = \frac{4.65 - 2.50}{1.50} = 1.50 \text{ m.}$$

Por lo que se usará una altura de excavación y contra trabes de 1.50 m.

Se usará una losa maciza de cimentación de 20 cm. de espesor que se diseñará con la siguiente reacción.

$$w = 4.65 = 0.20 \text{ m} \left( 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right) = 4.17 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Se hará el análisis de un tablero típico de cimentación de las siguientes dimensiones:



Usando el procedimiento y gráficos que se da en las Normas Técnicas Complementarias al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y con las calidades de materiales especificadas en planos se tiene que para la obtención del peralte mínimo.

$$d = \frac{2 (287 + 344)}{300} = 4.20$$

$$d_{\min} = 4.20 \times 0.034 \sqrt{2520 \times 4170} = 8.20$$

Por lo que el peralte propuesto  $h = 20$  cm. por razones constructivas, es aceptable y con este se revisará por flexión para lo cual se hallará el momento en el apoyo en el claro corto con

$$m = \frac{A1}{A2} = \frac{287}{314} = 0.83$$

de la tabla de coeficientes de momentos para tableros rectangulares se tiene que interpolando linealmente

$$k = 0.066$$

Por lo que el momento último para un metro de ancho de losa valdrá

$$M_u = KW (a1)^2 = 0.066 (4.17 \times 1.4) (2.87)^2 = 3.17 \text{ ton-m}$$

y haciendo uso de la tabla de  $\frac{M_u}{bd^2}$  contra

por cenlajes se tiene que

$$\frac{M_u}{bd^2} = \frac{3.17 \times 10.5}{100 \times 15^2} = 14.11$$

por lo que  $p = 0.004$

que es menor que el  $p$  max.

el cual para los materiales que se están usando vale

$$p \text{ max} = \frac{136}{4200} \times \frac{4800}{4200 + 6000} = 0.0152$$

si ahora se revisa el peralte propuesto por cortante se --  
tiene

$$V_u = \frac{(0.5 \times 2.87 - 0.15)}{1 + \frac{(2.87)^6}{3.44}} (4.19 \times 1.4) = 5.61 \text{ ton}$$

Resistencia de diseño del concreto

$$VCR = 0.5FR_b d \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.08 \times 100 \times 15 \sqrt{160} = 7.6 > v_u -$$

por lo que el peralte propuesto es aceptable por cortante.

Por lo que el peralte será de 20 cm. el armado de la -  
losa véase la planta estructural N (-1)

Para el armado de la losa No.(0) se utilizará el mismo  
sistema de losa que en superestructura o sea viguetas y bo-  
vedillas prefabricadas en esta alternativa de estudio.

Las contratraves se armarán con el porcentaje mínimo -  
ya que no tienen flexiones apreciables debido a que reciben  
muro en toda su longitud.

Los detalles de armados de losas y trabes de cimenta -  
ción, se indican en el plano estructural E1

Para las demás alternativas de muros y losas que se -  
estudieron se presentan solo las presiones que se darán al  
terreno en función del peso total del Edificio y el afea -  
de cimentación, sin incluir su peso propio.

Muros de tabique sílico colocarlo con losa maciza.

$$P = \frac{572.00}{153.00} = 3.75 \frac{\text{ton.}}{\text{m}^2}$$

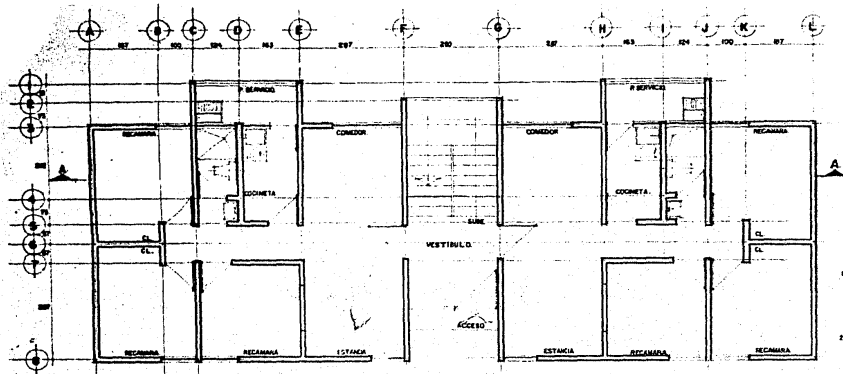
Tabique de barro con viguetas y bovedillas prefabricadas.

$$P = \frac{580.0}{153.0} = 3.80 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

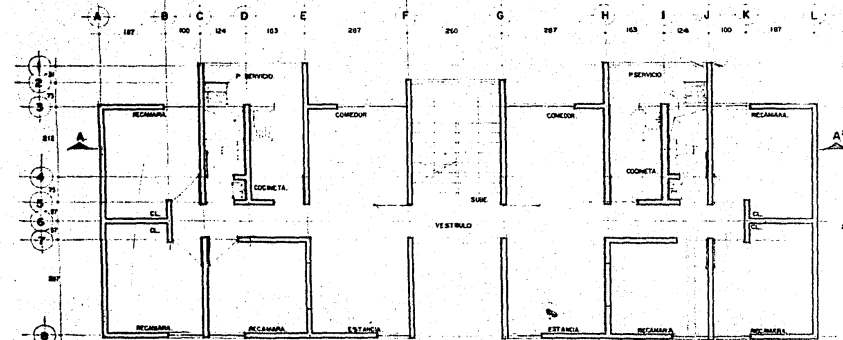
Tabiques de barro con losa maciza

$$P = \frac{626.00}{153.00} = 4.10 \frac{\text{ton.}}{\text{m}^2}$$

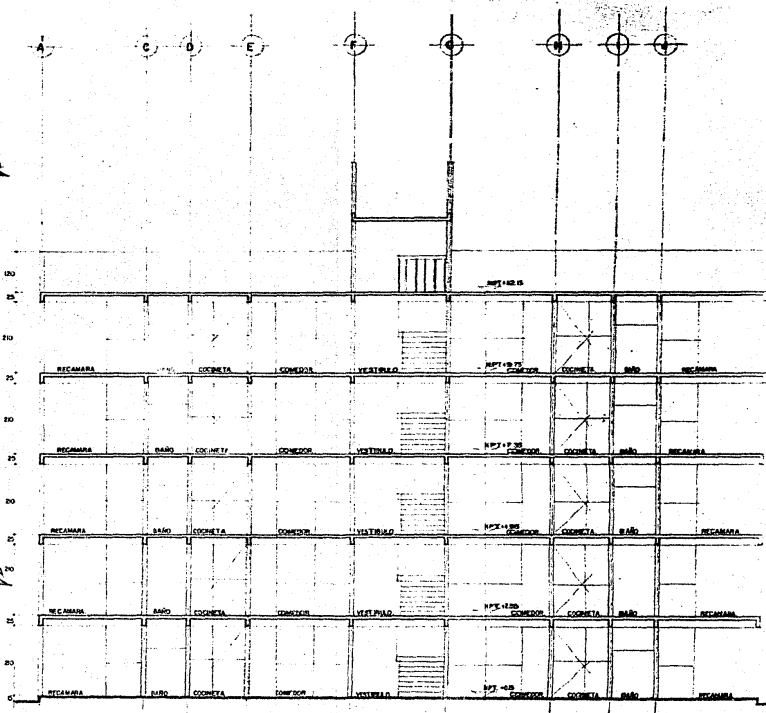
Por lo que se concluye que el tipo de cimentación a -  
usar depende fundamentalmente del tipo de terreno en el -  
cual se vaya a construir el Edificio, ya que la presión -  
que se le de al terreno es muy poca la diferencia que se -  
dé, al usar diferentes tipos de muros, que es el que modifi -  
ca sustancialmente el peso del Edificio, ya que la diferen -  
cia en el peso de una losa maciza y una losa prefabricada -  
es poca.



PLANTA BAJA NPT.0.05



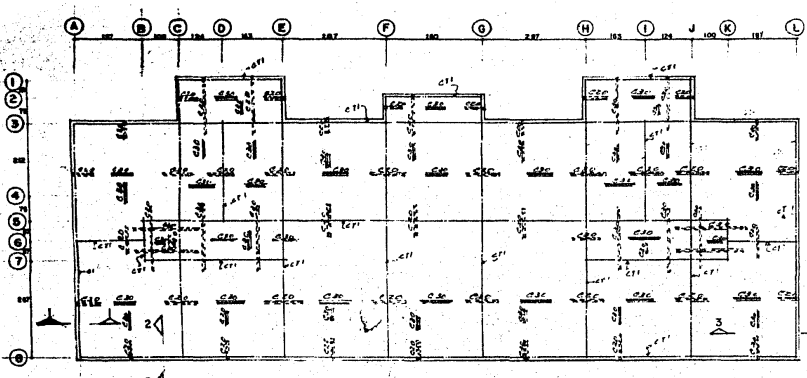
PLANTA TIPO NPT.+2.55,+4.95,+7.35 Y+9.75



CORTE LONGITUDINAL A-A

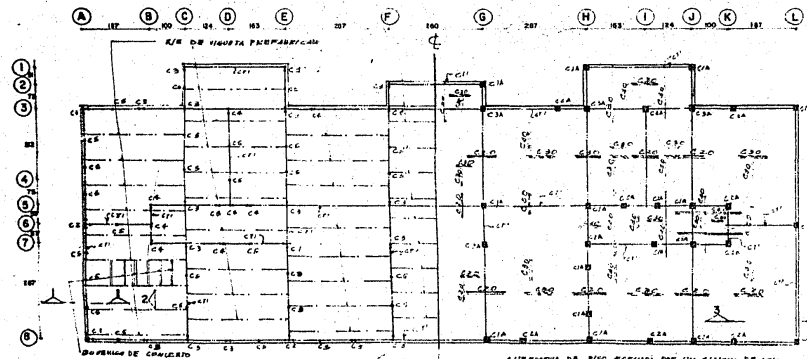
TESIS PROFESIONAL.			
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.			
JUAN ALONSO LOPEZ.			
PROYECTO ARQUITECTONICO			
ESPECIFICO DE DEPARTAMENTO S			
NIVELES 00 A 04			
0811-02	007 006	034 006	PLANO A-1





PLANTA NIVEL (I)

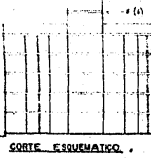
LESA HAZIA DE BOCA DE ESPEJO  
 LEVANTADO CON VARIAS BIC A UN SEP.  
 INDICARAL EN PLANTA



PLANTA NIVEL (II)

ALBANTERIO DE PISO PENSADO POR UN SISTEMA DE COLA  
 UNICA DE COBERTO DE PISO. UN BUNTO DE ALICATA  
 CON VARIAS FICIA A LAS BARRAS REINFORZAS EN PISO

ALICATADO DE PISO FORMADO POR UN SISTEMA  
 DE COLA A BASE DE YANETAL Y BARRAS REINFORZAS  
 CON UN ESPESOR TOTAL DE 2.5 CM. LAS BARRAS  
 SON DE UN TIPO DE ACERO DE 10 MM. DE DIAM.  
 LA SEMBRADA DE LAS VIGUERAS SERA DE 10 CM.  
 ENTRE ELLAS, SE HARAN CANTONERAS DE 10 CM.  
 DE ALTO. EL REFORZAMIENTO DEBEN DE SER  
 LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN DE SER  
 LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN DE SER  
 LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN DE SER



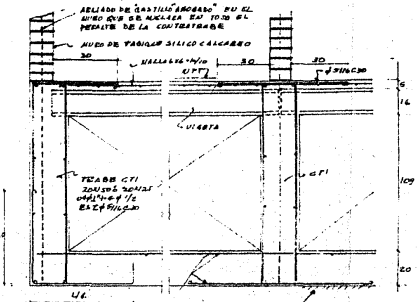
**SIMBOLOGIA**

(A) EJE DE TRABE DE CIMENTACION

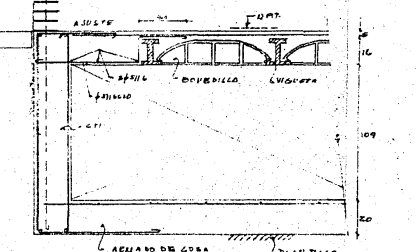
(B) EJE DE VIGUETA PERFORADA

(C) LITITE DE LOSA

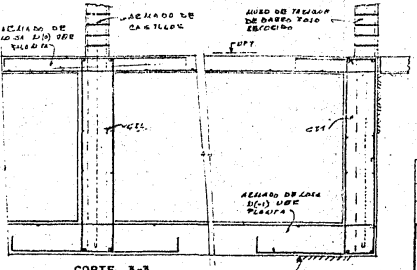
(D) VARIAS DEL CEMENTO DEBEN SER  
 UNICA VARIAS DEL CEMENTO DEBEN  
 SER UNICA VARIAS DEL CEMENTO DEBEN  
 SER UNICA VARIAS DEL CEMENTO DEBEN



CORTE 1-1



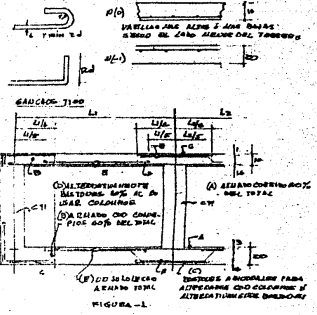
CORTE 2-2



CORTE 3-3

**NOTAS GENERALES**

1. LAS CIMENTACIONES DEBEN SER DE CONCRETO  
 CONCRETO FORTADO 2000 KG/CM<sup>2</sup>  
 Y DEBEN SER REFORZADAS CON BARRAS  
 REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.
2. LAS VIGUERAS DEBEN SER REFORZADAS  
 CON BARRAS REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.  
 Y DEBEN SER REFORZADAS CON BARRAS  
 REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.
3. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
4. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
5. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
6. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
7. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
8. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
9. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
10. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.



CORTE 4-4

**NOTAS DE TRABES**

1. LAS CIMENTACIONES DEBEN SER DE CONCRETO  
 CONCRETO FORTADO 2000 KG/CM<sup>2</sup>  
 Y DEBEN SER REFORZADAS CON BARRAS  
 REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.
2. LAS VIGUERAS DEBEN SER REFORZADAS  
 CON BARRAS REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.  
 Y DEBEN SER REFORZADAS CON BARRAS  
 REINFORZAS DE 10 MM. DE DIAM.
3. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
4. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
5. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
6. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
7. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
8. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
9. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.
10. LAS BARRAS REINFORZAS DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM. Y DEBEN SER  
 REFORZADAS CON BARRAS REINFORZAS  
 DE 10 MM. DE DIAM.

<b>TESIS PROFESIONAL</b>			
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO.			
<b>JUAN ALONSO LOPEZ</b>			
PROYECTO DE RECONSTRUCCION Y REFORZAMIENTO DE BARRAS REINFORZAS EN NIVEL 1-1 Y 10-10			
ABRIL 08	MAR 08	SEP 08	PLANO 1-1



## C A P I T U L O   V I

### C O N C L U S I O N E S

En el capítulo II de esta tesis se hizo el estudio con muros de tabique sílico calcareo con huecos verticales de 11.50 cm. de ancho y con un sistema de losa a base de viguetas y bovedillas prefabricadas, además se dan los resultados en tablas que se obtuvieron de un estudio con el mismo tipo de muro y losa maciza.

Se tiene en la revisión por cargas verticales en planta baja para el muro (M1) los siguientes resultados.

Con viguetas y bovedillas.

Carga vertical actuante de diseño PA = 27.30 ton.

Carga vertical resistente PR = 56.90 ton.

Con losa maciza.

Carga vertical actuante de diseño PA = 23.70 ton.

Carga vertical resistente PR = 54.60 ton.

Se observa lo siguiente:

La carga (PA), resulta diferente ya que con el sistema de losa a base de viguetas y bovedillas estas se apoyan -- solo en dos muros, por lo que en algunos muros estarán más cargados que los demás, como sucedió con el muro (M1) (véase el apoyo de viguetas y bovedillas en plano estructural E2)

En el caso del sistema de piso a base de losa maciza, esta se reparte en cualquier tablero en sus muros perimetrales.

La carga (PR) resulta muy semejante al usar los dos tipos de losa, ya que el factor (FE) que es el único que se modifica en la expresión para encontrar (PR) resultan muy semejantes de 0.75 a 0.77 y esta diferencia se debe a que -

en el proceso para encontrar (FE) se involucra el peso propio de losa y estas son diferentes. Por lo que desde el punto de vista estructural es muy poca la diferencia entre los dos sistemas de losa con el mismo tipo de muro, se usará una u otra dependiendo de las ventajas en el proceso constructivo o en el aspecto de costos.

En el capítulo III de esta tesis se hizo el estudio con muros de tabique de barro y un sistema de losa a base de viguetas y bovedillas prefabricadas.

Se compararán los resultados por carga vertical de un sistema de losa a base viguetas y bovedillas con muros de tabique sílico calcareo y muros de tabique de barro rojo recocido.

Se tienen los siguientes resultados en planta baja para el muro (M1)

Con tabique sílico calcareo con huecos verticales:

PA = 27.30 ton.

PR = 56.90 ton.

Con tabique de barro macizo rojo recocido

PA = 30.40 ton.

PR = 38.10 ton.

En que la diferencia entre (PA) es debida a que el peso propio del muro de tabique de barro es mayor al sílico calcareo.

La diferencia en (PR) resulta mayor para el muro sílico calcareo ya que en la expresión que se dio para encontrar (PR)

$PR = (FR) (FE) (f \cdot m) AZ$

El factor FR es el mismo para los dos tipos de muros.

El factor FE resulta muy parecido.

El factor (f·m) es el que define la diferencia en (PR) ya que para el estudio que se hizo con el tabique sí-

lico calcareo se dio un valor de 20 kg/cm<sup>2</sup>, el cual se incrementó en un 50%, para tomar en cuenta el efecto del refuerzo interior del muro, y para el muro de tabique de barro se dio un valor de 15 kg/cm<sup>2</sup> según se especifico, en la descripción de muros que se hizo en el capítulo III de esta tesis.

Por lo que se observa tiene menor resistencia debido al tipo de material que se usa el tabique de barro rojo recocido.

En el estudio que se hizo bajo el efecto de fuerzas horizontales en muros de tabique sílico calcareo con losa prefabricada a base de viguetas y bovedillas y losa maciza, se tienen los siguientes resultados en planta baja para el muro (M1)

Con viguetas y bovedillas.

Vu = 8.60 ton. VR = 9.20 ton.

Con losa maciza.

Vu = 8.30 ton VR = 8.50 ton.

Los valores de (Vu) y (VR) son muy semejantes y la diferencia en ellos se debe a la diferencia en el peso propio de las losas. Si ahora se comparan los resultados que se obtuvieron en la revisión por cargas horizontales de un mismo sistema de losa prefabricada a base de viguetas y bovedillas con muros de tabique sílico calcareo con huecos verticales y muros de tabique de barro macizo rojo recocido en planta baja para el muro (M1) y que son con tabique sílico calcareo con huecos verticales:

Vu = 8.60 ton. Rigidez K1 = 6773  $\frac{\text{ton.}}{\text{m}}$

VR = 9.20 ton

Tabique de barro macizo rojo recocido.

Vu = 7.80 ton. Rigidez K1 = 4614 ton/m

VR = 8.00 ton.

En los que se observa que la rigidez del tabique sílico calcareo resulta mayor al tabique de barro, ya que en la ex presión para obtener la rigidez del muro.

$$R = \frac{1}{H \left( \frac{H^2}{3 EI} + \frac{1}{At G} \right)}$$

En la que ya se dio en párrafos anteriores lo que significacada uno de sus términos y se tiene que H es la misma para los dos tipos de muro. E = 600 f\*m en que f\*m es diferente ya que son distintos tipos de tabique.

At es diferente ya que la sección de cada tabique es distinta.

$$G = 0.3 E$$

Por lo que se observa, que lo que define la diferencia en la rigidez es f\*m.

Vu es diferente porque el peso propio de cada muro es distinto.

El (VR) es diferente para los dos tipos de muro ya que en la expresión para VR = FR (0.5 v\* Ai + 0.3P)

En que v\* para el muro de tabique sílico calcareo se tomó igual a 3.50 kg/cm<sup>2</sup>, pero se incrementó un 50% para tomar en cuenta el efecto de que el muro es reforzado interiormente.

Para el muro de tabique de barro se tomó un valor de 3 kg/cm<sup>2</sup>, según se especifico en la descripción de muros que se hizo en el capítulo III de esta tesis.

Por lo que se observa que lo que define la diferencia entre los dos tipos de muros es que uno tiene refuerzo interior.

También se observa que en el análisis sísmico se usaron diferentes factores de ductilidad que fueron  $Q = 1.50$  para el tabique sílico calcareo y  $Q = 2$ , para el tabique de barro lo que significa que el tabique sílico calcareo es más frágil bajo el efecto de fuerzas laterales.

Además se observa de tablas, que en algunos muros, las cargas actuantes, son ligeramente mayores que las cargas resistentes, por lo que se puede cambiar el tipo de material que se esté usando por uno de mejor calidad. Cambiar el espesor del muro.

En la revisión que se hizo por volteo, en las expresiones que se utilizaron

$$PR = FR' (FE \quad f^*m \quad A\tau + 2 \quad As \quad fy)$$

$$MR = Mo + 0.3 \quad Pud \quad \text{si} \quad Pu \leq \frac{PR}{3}$$

$$MR = (1.50 \quad Mo + 0.15 \quad PRd) \quad \left( 1 = \frac{PU}{PR} \right) \quad \text{si} \quad Pu \geq \frac{PR}{3}$$

$$Mo = FR \quad As \quad fyd'$$

En las que se observa que el factor que va a definir la diferencia entre los dos tipos de muros es  $f^*m$ .

Observando las tablas que se obtuvieron con diferentes áreas de acero, se ve que cuando en un muro no pasa por volteo se debe de aumentar su área de acero, cambiar el tipo de material del muro, que se esté usando.

Por lo que resumiendo lo que se vio en párrafos anteriores se puede concluir que el uso de muros de tabique hueco es más conveniente al tabique de barro ya que en su proceso de fabricación se puede llevar un control de calidad adecuado lo que permite tener un mayor valor de  $f^*m$  y  $v^*$  y además el poder reforzar el muro interiormente, permite incrementar estos valores, pero se hace necesaria una supervisión adecuada en obra para poder obtener realmente los

resultados que se obtuvieron en el análisis y diseño estructural del Edificio.

En el capítulo (IV) de esta tesis se hizo un estudio comparativo entre diversos sistemas de losa, en el cual se analizaron las características principales de una losa maciza de concreto colado en sitio y una losa prefabricada a base de viguetas y bovedillas y se observó lo siguiente, que es más conveniente usar una losa prefabricada. Tomando en cuenta las ventajas principales que tiene sobre una losa maciza y que se pueden resumir en ahorro de tiempo de construcción ya que un aspecto importante es el poder prescindir del uso de cimbra para colar losa y así poder abatir el costo total del Edificio junto con el aspecto de colocación de instalaciones.

En el capítulo V de esta tesis se hizo el estudio de la cimentación del Edificio, y en el cual se observa que el tipo de cimentación a usar depende fundamentalmente al tipo de terreno en el cual se vaya a construir el Edificio, ya que en la presión que se le da al terreno es muy poca la diferencia que se dé, al usar diferente tipo de muro, que es el que modifica sustancialmente el peso del Edificio ya que la diferencia en el peso de una losa maciza y una losa prefabricada es poca.



A continuación se hará un análisis de costos aproximados de obra:

Para lo cual se hará el análisis por nivel y para diferentes conceptos.

ANÁLISIS DEL SISTEMA DE PISO FORMADO A BASE DE VIGUETAS Y BOVEDILLAS.

Concepto	Unidad.	Cantidad.	P.Unit.	Importe
Material de viguetas y bovedillas.	M2	149.00	350.00	52,150.00
Mano de obra de colocación de viguetas y bovedillas.	M2	149.00	110.00	16,390.00
Concreto de capa de compresión.	M3	4.20	3280.00	13,776.00
Mano de obra de colocación de capa de compresión.	M3	4.20	540.00	2,268.00
Herramienta y equipo para concreto.	M3	4.20	75.00	315.00
Acero de capa de compresión.	Ton.	0.20	20000.00	4,000.00
Mano de obra de colocación de acero en capa de compresión.	Ton.	0.20	7100.00	<u>1,420.00</u>
			Suma	\$20,319.00
Más costo de dalas y trabes.				<u>43,073.00</u>
				\$13,339.00

Costo total por nivel del Sistema de losa a base de viguetas y bovedillas. \$133,392.00

ANALISIS DE COSTOS DEL SISTEMA DE LOSA MACIZA DE CONCRETO.

CONCEPTO	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	IMPORTE
Material de acero	Ton.	0.61	20,000.00	12,200.00
Mano de obra de colocación de acero.	Ton.	0.61	7,100.00	4,331.00
Material de concreto	M3	14.90	3,280.00	48,872.00
Mano de obra de colocación de concreto.	M3	14.90	540.00	8,046.00
Herramienta y equipos para colocación de concreto.	M3	14.90	75.00	1,118.00
Materiales de cimbra para concreto.	M2	149.00	180.00	26,820.00
Mano de obra de colocación de cimbra.	M2	149.00	130.00	<u>19,370.00</u>
			Suma	120,657.00
Dadas D1 y Trabes.				
Acero	Ton.	0.40	20,000.00	8,000.00
Mano de obra de colocación de acero.	Ton.	0.40	7,100.00	2,840.00
Material de concreto	M3	3.50	3,280.00	11,480.00
Mano de obra de colocación de concreto.	M3	3.50	540.00	1,890.00
Herramientas y equipos para colocación de concreto.	M3	3.50	75.00	263.00
Material de cimbra	M2	60.00	180.00	10,800.00
Mano de obra de cimbra.	M2	60.00	130.00	<u>7,800.00</u>
			Suma	43,073.00

Costo total del Sistema de losa por nivel formado a base de una losa - de concreto macizo. \$ 163,730.00

ANALISIS DE COSTOS POR NIVEL USANDO TABIQUE SILICO COLOCARLO  
CON HUECOS VERTICALES Y CASTILLOS "AHOGADOS" EN LOS HUECOS.

CONCEPTO	UNID.	CANT.	PRECIO UNIT.	IMPORTE,
Materiales de tabique	M2	177.00	560.00	99,120.00
Mano de obra de colocación de tabique.	M2	177.00	290.00	51,330.00
Material de castillos- "ahogados"	M	258.00	60.00	15,480.00
Mano de obra de colocación de castillos -- "ahogados"	M	258.00	65.00	<u>16,770.00</u>
Costo total por nivel			Suma	\$182,700.00

ANALISIS DE COSTOS POR NIVEL USANDO TABIQUE DE BARRO ROJO  
RECOCIDO.

Material de tabique de barro.	M2	177.00	235.00	41,595.00
Mano de obra de colocación de tabique.	M2	177.00	147.00	26,019.00
Material de castillo.	M	184.00	257.00	47,288.00
Mano de obra de colocación de castillos.	M	184.00	175.00	32,200.00
Material de aplanado - de cemento y cal.	M2	354.00	57.00	20,178.00
Mano de obra de aplanado.	M2	354.00	92.00	<u>32,568.00</u>
Costo total por nivel			Suma	\$199,848.00

Obtención de precios totales de Edificios con varias alternativas de usos de tipos de losas y muros sin tomar en cuenta instalaciones solo aplanado en muros de tabique de barro.

A-1) Losa prefabricada a base de viguetas y bovedillas con tabique silico calcareo.

Precio total =  $(133392.00 + 182700.00) \times 5 = \$1,580,460.00$

A-2) Losa prefabricada a base de viguetas y bovedillas con tabique de barro rojo recocido con aplanados.

Precio total =  $(133,392.00 + 199,848.00) \times 5 = \$1,666,200.00$

B-1) Losa maciza de concreto con tabique silico calcareo.

Precio total =  $(163,730.00 + 182,700.00) \times 5 = \$1,732,150.00$

B-2) Losa maciza de concreto con tabique de barro rojo recocido.

Precio total =  $(163730.00 + 199,848.00) \times 5 = \$1,817,890.00$

## R E S U M E N

Resumiendo de lo visto anteriormente, desde el punto de vista estructural, constructivo y de costos es más conveniente usar para este tipo de Edificios de interes social.

El tipo de muros con tabique hueco y un sistema de losa a base de viguetas y bovedillas prefabricadas, ya que en su proceso constructivo se lleva un control de calidad adecuado lo que permite tener un mayor grado de confiabilidad en sus propiedades mecánicas con respecto a un muro de tabique de barro y losa maciza de concreto, además de poder realizar pruebas de los materiales en laboratorio.

Por lo que respecta a instalaciones estas se pueden resolver fácilmente con elementos prefabricados y finalmente en lo que se refiere al aspecto de recubrimientos tanto interiores como exteriores estos se pueden eliminar en un muro de tabiques huecos o de concreto y por lo tanto abatir el costo y tiempo de construcción del Edificio y por lo tanto que resulte más económico que un Edificio con muro de tabique de barro y losa maciza colada en sitio.

Finalmente se agrega que debe fomentarse más el uso de Edificios de muros de mampostería, ya que en la revisión que se hizo de el, se observa que su carga es optima para proyectos de Edificios de mediana altura con sus limitaciones perfectamente definidas.

B I B L I O G R A F I A

- 1.- TRATADO GRAL. DE CONSTRUCCION I  
Por: CARLOS ESSELBORN.  
VERSION DE LA 8/a. EDICION ALEMANA.  
Por: Dr.B. BASSEGODA MUSTE.  
EDICIONES.  
G. GILI S.A. Año 1952.
- 2.- REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F.
- 3.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS (VOL. 403) DEL REGLAMEN  
TO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F."DISEÑO Y CONSTRUCCION-  
DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA.  
UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO  
JULIO 1977.
- 4.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS (VOL. 401) DEL REGLAMEN-  
TO DE CONSTRUCCIONES PARA EL D.F. "DISEÑO Y CONSTRUCCION  
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO". JULIO 1977.
- 5.- COMPORTAMIENTO SISMICO DE MUROS DE MAMPOSTERIA (VOL.352)  
2/a. EDICION ABRIL 1952  
UNAM.
- 6.- PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA (VOL. 288)  
JULIO 1977.  
UNAM.
- 7.- MANUAL DE DISEÑO POR SISMO (VOL. 406)  
JULIO 1977.  
UNAM.

8.- MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES ESTRUCTURAS

C.1.3 " (DISEÑO POR SISMO)".

COMISION FEDERAL DE ELECTRICIDAD.

INSTITUTO DE INVESTIGACIONES ELECTRICAS.

MEXICO 1981.

9.- NOTAS SOBRE REVISION Y COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURAS DE  
MAMPOSTERIA.

AUTOR: OSCAR HERNANDEZ BASILIO.

UNAM, 1980.