

29
430



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ESTUDIO DE RIGIDIZACION DE UNA
ESTRUCTURA ESCOLAR

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
RICARDO PALACIOS MAGAÑA

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE

PAGINA

CAPITULO 1.

INTRODUCCION.....	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Generalidades.....	4
1.3. Objetivos y Alcances.....	5

CAPITULO 2.

REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL BAJO LAS NORMAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F. DE 1987.....	7
2.1. Descripción de la estructura original.....	7
2.2. Criterios de diseño de la estructura original...	15
2.3. Aspectos del reglamento de construcciones del D.D.F. de 1987.....	17
2.4. Revisión de la estructura considerando que los auros transversales de tabique están desligados de la estructura.....	22
2.4.1. Antecedentes.....	22
2.4.2. Cargas consideradas para el análisis.....	22
2.4.3. Propiedades geométricas y elásticas de las secciones.....	23
2.4.4. Análisis por cargas verticales.....	23
2.4.5. Análisis por cargas de sismo.....	24
2.4.6. Análisis de torsiones.....	28
2.4.7. Resultados del análisis.....	37
2.4.8. Revisión de la estructura.....	50

2.5. Revisión de la estructura considerando que los muros transversales de tabique, están ligados a la estructura.....	52
2.5.1. Generalidades.....	52
2.5.2. Análisis de la estructura.....	52
2.5.3. Revisión de la estructura.....	79
2.6. Observaciones.....	82

CAPITULO 3.

PROPOSICION DE ALTERNATIVAS PARA RIGIDIZAR A LA ESTRUCTURA.....	83
---	----

3.1. Concepto de risidización.....	83
3.2. Sistemas más frecuentemente utilizados para rigi- dización de estructuras.....	85
3.3. Alternativas propuestas para risidizar a la es- trutura.....	95
3.4. Risidización con muros de cortante.....	96
3.5. Risidización con contraventeo, utilizando cables de alta resistencia.....	97

CAPITULO 4.

RIGIDIZACION CON MUROS DE CORTANTE.....	99
---	----

4.1. Proposición de risidización.....	99
4.2. Idealización de la estructura.....	103
4.3. Análisis de la estructura.....	107
4.4. Revisión de la estructura y diseño de los muros de cortante.....	125
4.5. Revisión de la cimentación.....	137

CAPITULO 5.

RIGIDIZACION CON CONTRAVENTED UTILIZANDO CA-
BLES DE ALTA RESISTENCIA..... 147

5.1. Proposición de rigidización..... 147
5.2. Características de los cables de alta resisten-
cia..... 147
5.3. Idealización de la estructura..... 152
5.4. Análisis de la estructura..... 154
5.5. Revisión de la estructura..... 174
5.6. Diseño de los anclajes de los cables..... 178
5.7. Revisión de la cimentación..... 188

CAPITULO 6.

CONCLUSIONES..... 200

REFERENCIAS..... 208

**ESTUDIO DE RIGIDIZACION DE UNA
ESTRUCTURA ESCOLAR.**

CAPITULO 1.

INTRODUCCION.

1.1. Antecedentes.

El sismo del 19 de Septiembre de 1985, es considerado como el que mayores efectos ha producido en la Ciudad de México, debido al gran número de pérdidas humanas y daños a la infraestructura urbana, ocasionados principalmente en la "zona del lago", ya que cuenta con un suelo cuyas características provocan la amplificación de la intensidad de los movimientos sísmicos.

Debido a lo anterior, se han desarrollado estudios referentes al comportamiento sísmico de las estructuras, de los cuales podemos resaltar algunos aspectos importantes como son los siguientes: a) el comportamiento de los edificios ante sollicitaciones sísmicas, es más inelástico de lo que se suponía; b) los materiales constructivos respondieron en forma distinta a la considerada; c) se deberá analizar más detalladamente el comportamiento del sistema marco-muro de residuo, tanto de concreto como de mampostería y d) se deben de considerar hipótesis simplificadoras más realistas para el análisis del conjunto suelo-fundación-estructura (Ref.1).

El comportamiento de los edificios escolares, fué relativamente bueno ante los sismos de Septiembre de 1985, debido a que su período fundamental de vibración quedó muy por debajo del período de la excitación, lo cual se debe principalmente a que éstas estructuras son por lo general poca altura (uno a tres niveles).

Lo anterior se puede verificar en la tabla 1.1, la cual muestra el porcentaje de edificios con daños graves o colapsados con respecto al número de niveles, observándose el bajo porcentaje de daños para estructuras de pocos niveles.

NUMERO DE PISOS	PORCENTAJE DE CASOS DE COLAPSO o DAÑO GRAVE
1 - 2	0.9
3 - 5	1.3
6 - 8	8.4
9 - 12	13.6
> 12	10.5

TABLA 1.1. PORCENTAJE DE DERRUMBES o DAÑOS GRAVES (SEGUN REF. 2).

Sin embargo de acuerdo con un informe del Departamento del Distrito Federal (Ref.3), basado en los dictámenes realizados en los edificios, se tiene una relación del número de inmuebles dañados según su uso.

Los resultados se resumen en la gráfica de la figura 1.1, en la cual se observa que de los 5025 inmuebles dañados por los sismos, el 15.92 % corresponde a estructuras escolares, lo cual se justifica debido al gran número de éstos inmuebles ubicados en la zona.

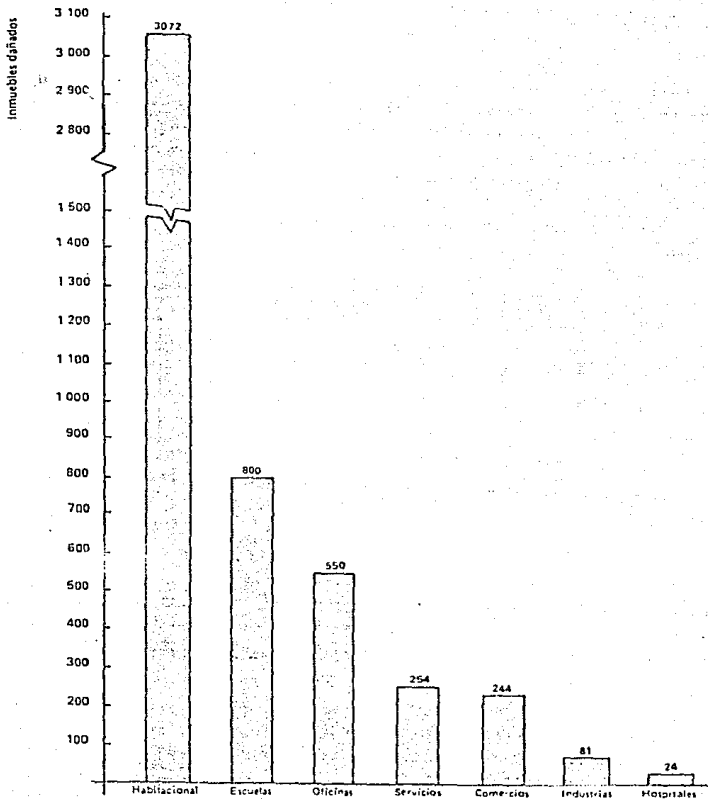


Fig. 1.1. Uso al que se destinaban los inmuebles dañados.

1.2. Generalidades.

Posteriormente al sismo se realizaron programas de reconstrucción, reparación y refuerzo de los inmuebles dañados por éste. Por otra parte, se están llevando a cabo programas específicos, cuyos objetivos son de reforzar a las estructuras con el fin de adecuarlas a las normas del Reglamento de Construcciones del D.F. de 1987. En la tabla 1.2, se muestra el número de edificios escolares que se han reforzado, con respecto al número de niveles con que cuentan.

NIVEL	NUMERO DE EDIFICIOS
1	2102
2	1456
3	218
4	54

TABLA.1.2. ESCUELAS REFORZADAS DESPUES DEL SISMO DE 1985.

En éste estudio se presenta la rigidización de una estructura escolar tipo, cuya ubicación comprende principalmente la 'zona del lado', la cual no tuvo daños de ninguna especie, presentando además, un comportamiento satisfactorio ante el sismo en cuestión.

En México, el organismo del Estado que se encarga de la construcción de escuelas es el C.A.P.F.C.E. (Comité Administrador del Programa Federal de Construcción de Escuelas), creado por decreto presidencial en 1944, con el propósito de construir y equipar las edificaciones escolares que el Sistema Nacional de Educación requiere para todos sus niveles de enseñanza.

Debido al gran número de escuelas que se construyen en toda la República, se cuenta con proyectos tipo de estructuras escolares y cuya aplicación ha tenido resultados satisfactorios. Dichos proyectos contemplan diferentes tipos de estructuraciones, como son los marcos de concreto reforzado, marcos de estructura metálica, así como estructuras a base de muros de carga de mampostería, principalmente. Los sistemas de piso más usados se forman con losas coladas en sitio, losas planas, así como losas formadas con elementos prefabricados (visueta y bovedilla).

Cabe mencionar, que el estudio de rigidización que se presenta en este trabajo, se realiza para una estructura de tres niveles, pero los planteamientos propuestos en los análisis son válidos para las estructuras del mismo tipo, de uno y dos niveles. Estos tipos de estructuras son los que más se construyen en México (más de 1,000).

1.3. Objetivos y Alcances.

Este trabajo pretende evaluar el comportamiento estructural de un edificio escolar tipo, así como estudiar su refuerzo con dos soluciones diferentes.

Los objetivos específicos del estudio son:

- 1) Revisar a la estructura original conforme a las nuevas normas, para evaluar su capacidad sísmo-resistente, de acuerdo a sus criterios de análisis y diseño.
- 2) Estudiar dos tipos de rigidización para la estructura analizada.

Por otra parte, en el Capítulo 2, se presenta la revisión de la estructura tomando en cuenta los siguientes criterios: primeramente se considera que los muros transversales de tabique existentes, están desligados de la estructura, por lo que no le proporcionan rigidez ante cargas de sismo. Posteriormente, si se toma en cuenta que estos muros están ligados a la estructura, lo cual se observó en un gran número de edificios escolares y por lo tanto colaboran con la estructura a tomar efectos de sismo.

Un panorama general de los principales sistemas para rigidizar estructuras ante acciones sísmicas, así como las alternativas escogidas, se estudian en el Capítulo 3.

Dentro del Capítulo 4, se realiza el análisis de la rigidización con muros de cortante, así como el diseño de éstos elementos.

Las características del contraventeo de la estructura con cables de alta resistencia, así como su análisis y diseño, se describe dentro del Capítulo 5.

Por último, en el Capítulo 6, se establecen las conclusiones y comentarios que se han derivado de la realización de este trabajo.

CAPITULO 2.

REVISION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL BAJO LAS NORMAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL D.D.F. DE 1987.

2.1. Descripción de la estructura original.

La estructura que se presenta para su estudio, forma parte de las estructuraciones escolares tipo del C.A.P.F.C.E., a la cual se le denomina U3-C y cuya ubicación comprende la zona del lago de Texcoco y parte del área metropolitana del D.F; así como del Estado de México, es decir, se encuentra dentro de la zona sísmica B de la República Mexicana (ver fig.2.1) y considerando únicamente suelo tipo III (zona III, ver fig 2.2); el cual está formado por potentes depósitos de arcilla altamente compresible (cuyo espesor en algunos casos es mayor de 50 m); separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla (Ref.4). En la foto 2.1, se presenta una estructura como la que se menciona en éste estudio.

Esta edificación cuenta con tres niveles y está compuesta por marcos ortogonales, con claros de 3.24 m en el sentido longitudinal, excepto uno de 4.00 m, en donde se alojan las escaleras para acceso a los niveles superiores, localizándose generalmente en la parte central del edificio. Las escaleras se apoyan en los muros de mampostería, por lo cual no se incluyen traveses adicionales en el entreje de escaleras de los marcos longitudinales, siendo éstos los denominados por los ejes A y B (ver figs. 2.3 a 2.5).

En el sentido transversal, los marcos de los ejes 1 a 13, cuentan con un sólo entreje de 8.00 m y un volado de 2.20 m en los primeros dos niveles para acceso a sus instalaciones, mientras que en el nivel azotea se tienen volados de 2.30 m en ambas fachadas (ver fig. 2.6).



FIG. 2.1. REGIONALIZACION SISMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.

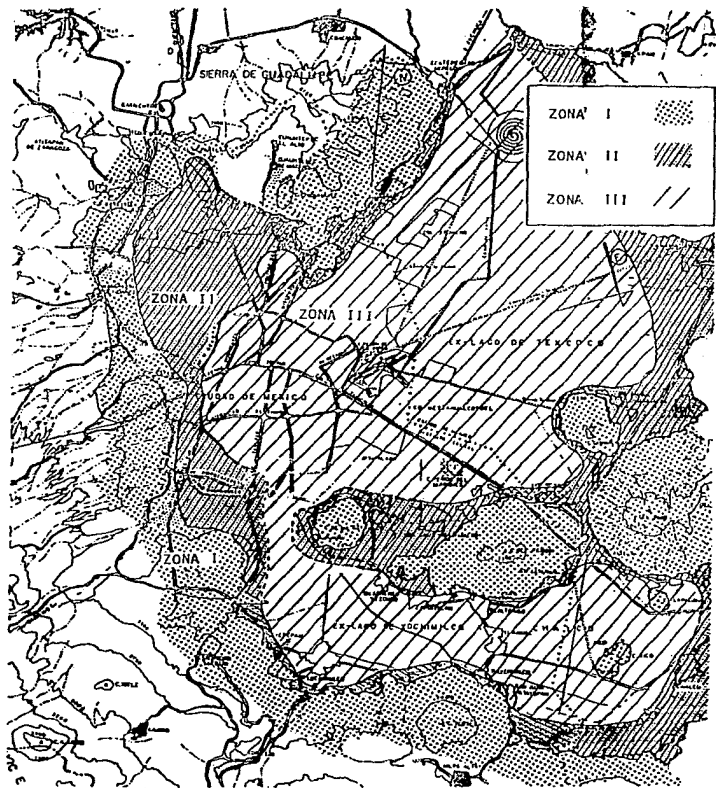


FIG. 2.2. ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO.

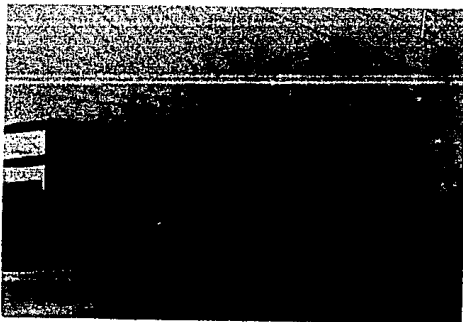


FOTO 2.1. ESTRUCTURA ESCOLAR
U3-C TIPO C.A.P.F.C.E.

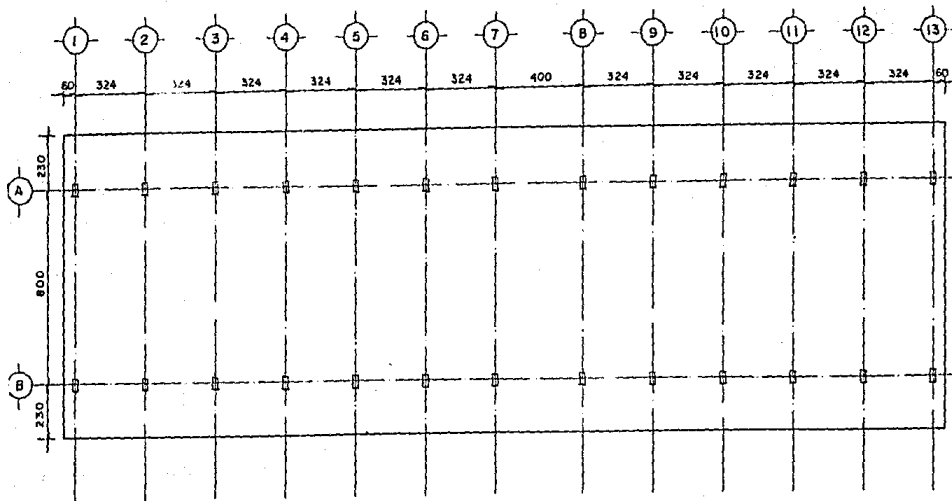


FIG. 2.3 PLANTA NIVEL AZOTEA.

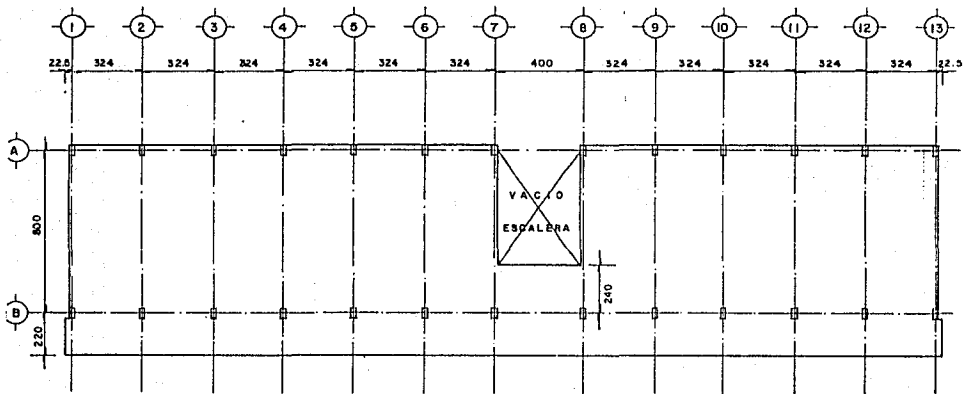


FIG. 2.4 PLANTA NIVEL ENTREPISO.

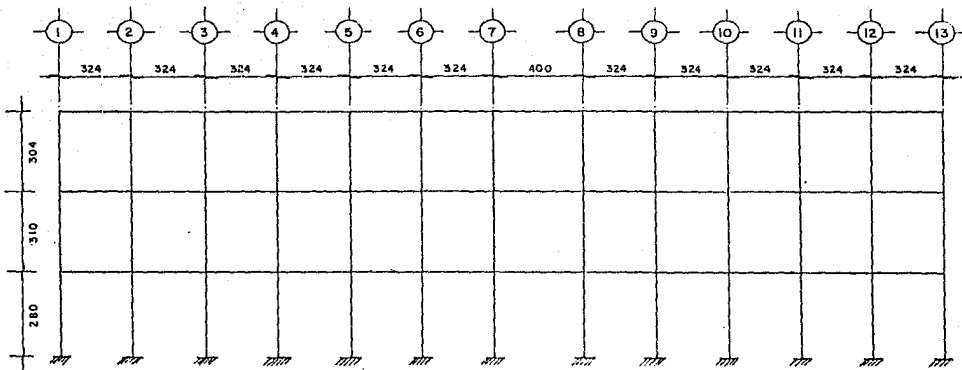


FIG. 2.6. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.

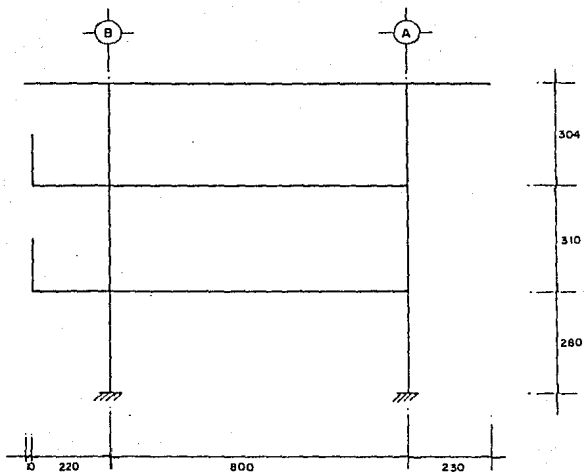


FIG. 2. 6. MARCO TRANSVERSAL EJES 1-13

El sistema estructural está formado por medio de losas coladas en sitio, traveses transversales, longitudinales y columnas rectangulares de concreto reforzado.

La cimentación es por superficie y está resuelta con el empleo de zapatas corridas dispuestas tanto en los ejes longitudinales como en algunos transversales. Adicionalmente, se dispone del número necesario de contratraveses transversales que ligan a las longitudinales, dejando libres como máximo a dos entrejes longitudinales.

En general, este tipo de estructura tiene su aplicación en todos los niveles educativos (excepto en los Jardines de niños), construyéndose tanto en zonas urbanas como semiurbanas. Además, este tipo de estructura se construye hasta de 13 entrejes.

2.2. Criterios de Diseño de la estructura original.

A continuación, se mencionan algunos de los principales criterios que se tomaron en cuenta para el diseño original de la estructura, con lo cual se pretende tener un marco de referencia para su revisión, que se presenta en este capítulo.

El diseño de la estructura original, se basó en las Normas Técnicas Complementarias del RCDF, publicadas el 15 de Abril de 1977. Para el análisis, se idealizó por medio de un sistema de marcos planos formados por barras con las propiedades de las secciones de la estructura, considerando unas cargas vivas para acciones de cargas gravitacionales y de sismo de 100 y 300 ks/m^2 , para los niveles de azotea y entrepiso, respectivamente. Para ambas condiciones de carga, se analizaron los marcos por el método de Kani, el cual es un

proceso iterativo, siendo el punto de partida del mismo las ecuaciones de pendiente-deformación.

Es importante mencionar, que en el análisis, se realizó la alternación de la carga viva, es decir, se consideraron las siguientes combinaciones de acciones:

- a) Aulas llenas, pasillos llenos
- b) Aulas llenas, pasillos vacíos
- c) Aulas vacías, pasillos llenos

observándose en general, que las dos primeras combinaciones proporcionaron los elementos mecánicos más desfavorables, en los marcos de la estructura.

Algunos de los parámetros de resistencia que se tomaron en el diseño de la estructura son:

$$\text{Concreto: } f'c = 200 \text{ kg/cm}^2.$$

$$E = 10,000 \sqrt{f'c}$$

$$\text{Acero: } fy = 4,200 \text{ kg/cm}^2.$$

Además, en el análisis de la estructura, no se tomó en cuenta el efecto de losa o de sección 'T' para el cálculo de los momentos de inercia de las trabes, sino que únicamente se consideró como sección rectangular. Las resistencias de entrepiso se calcularon empleando las fórmulas de Wilbur.

Para el análisis sísmico de la estructura, ésta fué clasificada dentro del grupo A ($F.A.=1.3$), es decir, pertenece a las construcciones cuyo funcionamiento sea especialmente importante a raíz de un sismo o que en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas, excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.

Además, se ubica como ya se ha mencionado en un suelo de alta compresibilidad (tipo III), en cuyo caso le correspondía un coeficiente sísmico de 0.24 (Grupo B, ver tabla 2.1).

ZONA	c
I (terreno firme)	0.16
II (terreno de transición)	0.20
III (terreno compresible)	0.24

TABLA 2.1. COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B, SEGUN RCDF-76.

PARA CONSTRUCCIONES DEL GRUPO A, ESTOS VALORES DEBERAN MULTIPLICARSE POR 1.3

Un aspecto importante referente al diseño original, es que no se consideró la colaboración de los muros transversales de tabique para absorber los efectos de sismo, propios de la zona en donde se ubica la estructura. Por lo anterior, se tomó un factor de ductilidad $Q=4$ en ambas direcciones, considerando que la resistencia en todos los niveles se proporcionaba por marcos no contraventeados y cuya capacidad para tomar acciones de sismo, era cuando menos el 25 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

Con los parámetros anteriores se tuvo que el cortante basal de diseño fué proporcional a 0.078, es decir:

$$V_b = c W_t, \text{ pero}$$

$$c = \frac{0.24 \times 1.3}{4} = 0.078$$

(x=y)

$$V_b = 0.078 W_t$$

(x=y)

Tomando en cuenta lo anterior, se realizaron tanto el análisis sísmico estático (debido a que la altura del edificio es menor de 60 m), así como el análisis de torsiones, con los cuales se obtuvieron las fuerzas sísmicas totales en los marcos, efectuándose con éstos resultados el análisis estructural de los marcos del edificio.

Por último, en lo referente al diseño de la cimentación, cabe mencionar que éste se realizó para diferentes capacidades de carga del suelo.

2.3. Aspectos del Reglamento de Construcciones del D.D.F. de 1987.

Como se ha mencionado, el criterio para el diseño de la estructura se basó en el RCDF-76, el cual introducía cambios importantes con respecto a los anteriores, tales como la modificación de la microzonificación en cuanto a tipos de subsuelo, amplió el diseño por esfuerzos últimos a más estructuras e introdujo el factor de 1.3 para estructuras del grupo A. Además, se especificaban relativamente altos coeficientes por cortante basal, que eran divididos por un factor de ductilidad de 1, 2, 4 o 6, los cuales dependen del tipo de estructuración.

Con motivo de los sismos que se registraron en Septiembre de 1985 y en función de los daños que provocaron a un gran número de estructuras, sobre todo a las que se ubican en la 'Zona del Lago', las autoridades del D.D.F., emitieron las 'Normas de Emergencia' del RCDF, en Octubre de ese mismo año y que modifican a las de 1977, las cuales ya tomaban en cuenta los tipos de daños que prevalecieron durante el sismo.

Posteriormente se publicó en 1987 el nuevo reglamento y sus normas técnicas complementarias, en donde se presentan cambios de gran importancia, que van desde la concepción arquitectónica de la estructura y que incide en la seguridad, con lo cual los autores del proyecto arquitectónico deberán ser más racionales, en cuanto a asimetrías y soluciones complejas se refiere, hasta recomendaciones generales de carácter constructivo.

Fundamentalmente, en materia de seguridad estructural de las construcciones, las modificaciones más notables son las siguientes: se incrementaron las cargas vivas, se redujeron los factores de resistencia de columnas y pilotes, así como los factores de ductilidad (ahora de comportamiento sísmico), se modificaron los espectros de

diseño (ver fig.2.7), los cuales toman en cuenta la incertidumbre en la valuación de los períodos, los efectos de temblores de distintos orígenes, la influencia del asentamiento y de los distintos tipos de suelo. Así también, hubo cambios en los requerimientos que toman en cuenta la calidad de los materiales y a sus constantes elásticas, entre otros.

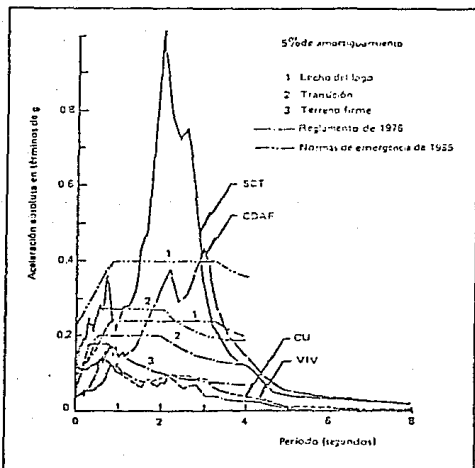


Fig. 2.7E Espectros de aceleración de diseño del Reglamento de 1976 y espectros reales de 1985 para amortiguamiento del 5%.

2.4. Revisión de la estructura considerando que los muros transversales de tabique, están desligados de la estructura.

2.4.1. Antecedentes.

Debido a que en el diseño original de la estructura, no fué considerada la colaboración de los muros transversales de tabique para absorber los efectos de sismo, se efectuará su revisión tomando en cuenta este criterio y de acuerdo a las normas vigentes.

2.4.2. Cargas consideradas para el análisis.

A continuación, se presentan las cargas muertas y vivas que se consideraron para el análisis de los niveles de azotea y entrepiso, respectivamente:

a) Nivel Azotea: $CM = 410 \text{ ks/m}^2$
 $CV = 100 \text{ ks/m}^2$ (Diseño por carga vertical)
 $CV = 70 \text{ ks/m}^2$ (Diseño por sismo)

b) Nivel Entrepiso: $CM = 434 \text{ ks/m}^2$
 $CV = 350 \text{ ks/m}^2$ (Diseño por carga vertical)
 $CV = 250 \text{ ks/m}^2$ (Diseño por sismo)

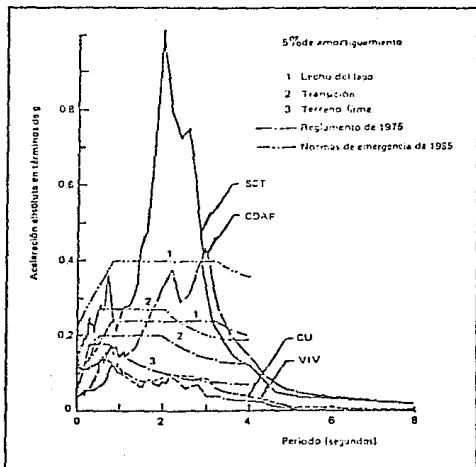


Fig. 2.7 Espectros de aceleración de diseño del Reglamento de 1975 y espectros reales de 1985 para amortiguamiento del 5%.

2.4.3. Propiedades geométricas y elásticas de las secciones.

En la siguiente tabla, se muestran las propiedades geométricas de las secciones de la estructura:

Elemento Estructural.		Sección (b x h)	A(m ²)	I _x (m ⁴)	I _y (m ⁴)
Columnas		30x45	0.135	0.002278	0.000125
Trabes Longitudinales.	Azotea	20x47	0.094	0.0017304	0.0003133
	Entrepiso	20x60	0.12	0.0036	0.00040
Trabes Transversales	Azotea	Variable 25x(45-55)	0.125	0.002604	0.000651
	Entrepiso	25x60	0.15	0.0045	0.0007812

TABLA 2.2. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS SECCIONES DE LA ESTRUCTURA.

De acuerdo con las normas (Ref.5), para concretos con $f'_c = 200$ kg/cm^2 (clase 2) el módulo de elasticidad es $E = 8,000\sqrt{f'_c}$.

2.4.4 Análisis por cargas verticales.

El análisis estructural de los marcos se realizó por medio del programa de computadora MARPLA (Marcos Planos), el cual forma parte del paquete CECAFI-ESTRUCTURAS y que los resuelve mediante el método de las rigideces.

En la determinación de las cargas verticales de los marcos, se consideraron las áreas tributarias que les corresponden, tomando en cuenta las cargas que se presentan en 2.4.2.

2.4.5. Análisis por cargas de sismo.

La determinación de las fuerzas cortantes que van a simular el efecto de un sismo, así como la obtención de la respuesta de la estructura, son los principales aspectos del análisis sísmico.

Los movimientos sísmicos del terreno, producen deformaciones de los edificios que en él se desplantan. Estas deformaciones, son función de la historia tiempo-desplazamiento del terreno y de las características de la estructura, distribución de masas y rigideces, amortiguamiento y relaciones carga-deformación de los miembros estructurales (Ref 6).

Para analizar la estructura se utilizó el método sísmico estático, debido a que su altura es menor de 60 m ($h=9.20$ m.), tal y como lo permite el reglamento.

La aplicación del método estático consta esencialmente de los siguientes pasos:

- a) Se representa la acción del sismo por fuerzas horizontales, que actúan en los centros de masas de los pesos en dos direcciones ortogonales.
- b) Estas fuerzas se distribuyen entre los sistemas resistentes a carga lateral que tiene el edificio (auros y/o marcos).

- c) Se efectúa el análisis estructural de cada sistema resistente ante las cargas laterales que le correspondan (Ref.7).

De acuerdo al reglamento (Ref.8), se pueden reducir las fuerzas cortantes, siempre y cuando se tome en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura.

Además, debido a que la estructura no cumple con las condiciones de regularidad, específicamente con la condición de que la relación de largo a ancho, es mayor de 2.5 ($39.64/8 = 4.95 > 2.5$), el valor reductivo C_f de las fuerzas sísmicas se multiplicará por 0.80.

En cuanto a los espectros para diseño sísmico, la ordenada a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad ($a = cg$), está dada por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} a &= (1+3T/T_a)c/4, & \text{si } T < T_a \\ a &= c, & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ a &= ac^r, & \text{si } T > T_b \end{aligned}$$

$$a = (T_b/T)^r$$

donde:

T : es el período natural de interés.

T_a y T_b : están expresados en segundos.

c : coeficiente sísmico.

r : es un exponente que depende de la zona donde se halla la estructura.

En la siguiente tabla, se presentan los valores de los parámetros anteriores.

Tabla 2.3 espectros de diseño para toda la república.

ZONA	SUELO	c	Ta	Tb	r
A	I	0.08	0.30	0.80	1/2
	II	0.17	0.33	2.00	2/3
	III	0.26	0.35	3.30	1.0
B	I	0.16	0.20	0.60	1/2
	II	0.32	0.30	1.50	2/3
	III	0.40	0.60	3.90	1.0
C	I	0.24	0.25	0.67	1/2
	II	0.42	0.35	1.60	2/3
	III	0.60	0.60	2.90	1.0
D	I	0.48	0.15	0.33	1/2
	II	0.72	0.30	1.40	2/3
	III	0.96	0.45	2.70	1.0

Para estructuras del grupo A, los coeficientes c deberán multiplicarse por 1.5

De la tabla anterior, se tiene que el coeficiente sísmico para nuestra estructura es de $C.S. = 0.40 \times 1.5 = 0.60$.

En lo referente al factor de comportamiento sísmico, se consideró un valor de $Q=3$, para ambas direcciones, debido a que la resistencia se proporciona exclusivamente por marcos, de acuerdo con las normas del resiamiento.

Por otra parte, se realizó también un análisis sísmico dinámico, con el fin de comparar las fuerzas cortantes y los desplazamientos laterales, con los del método estático (ver tabla 2.4). Los desplazamientos que se muestran en la tabla, están multiplicados por

ANALISIS SISMICO

DIRECCION X
 $T_x = 0.85 \text{ seg.}$ $a = 0.60$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	134.6	134.6	19.976	4.800	111.99	111.99	16.969	3.994
2	111.6	246.2	15.176	8.412	100.89	212.88	13.122	7.270
1	53.0	299.2	6.764	6.764	48.11	260.99	5.898	5.898

DIRECCION Y
 $T_y = 0.83 \text{ seg.}$ $a = 0.60$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	134.6	134.6	20.184	6.144	115.10	115.10	16.768	5.26
2	111.6	246.2	14.040	8.669	93.22	208.32	11.718	7.34
1	53.0	299.2	5.371	5.371	38.54	246.86	4.433	4.433

TABLA 2.4. ANALISIS SISMICOS ESTATICO Y DINAMICO

ANALISIS SISMICO

DIRECCION X
 $T_x = 0.85 \text{ seg.}$ $\alpha = 0.60$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	134.6	134.6	19.976	4.600	111.99	111.99	16.969	3.994
2	111.6	246.2	15.176	8.412	100.89	212.88	13.122	7.270
1	53.0	299.2	6.764	6.764	48.11	260.99	5.898	5.898

DIRECCION Y
 $T_y = 0.83 \text{ seg.}$ $\alpha = 0.60$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	134.6	134.6	20.184	6.144	115.10	115.10	16.768	5.26
2	111.6	246.2	14.040	8.669	93.22	208.32	11.718	7.34
1	53.0	299.2	5.371	5.371	38.54	246.86	4.433	4.433

TABLA 2.4. ANALISIS SISMICOS ESTATICO Y DINAMICO

el factor D , tal y como lo establece el reglamento. Además se observa, que tanto las fuerzas cortantes como los desplazamientos son mayores utilizando el análisis sísmico estático, el cual proporciona resultados conservadores para edificios de mediana altura. Obsérvese como los periodos naturales de vibración (estáticos) T_x y T_y , son mayores que $T_a=0.60$ seg, por lo cual las ordenadas espectrales son iguales a 0.60.

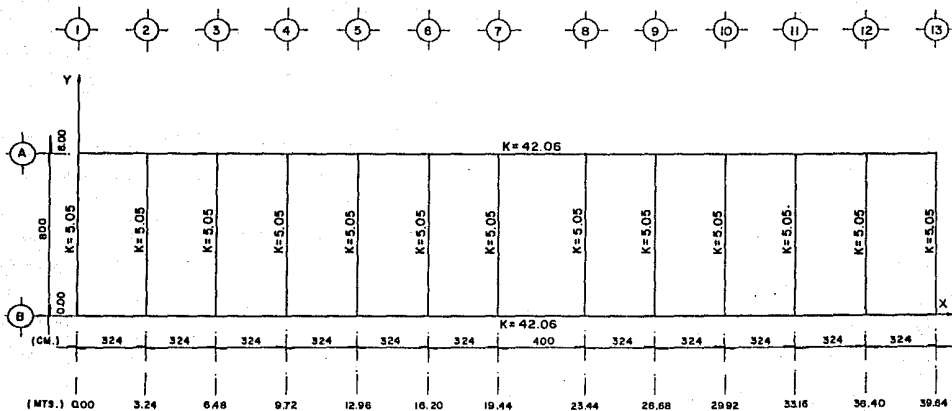
Para la realización de los análisis anteriores, se utilizaron unos programas de computadora, los cuales toman en consideración las disposiciones de las normas del RCD-87 (Ref. 9).

2.4.6. Análisis de Torsiones.

Una vez obtenidos los cortantes directos mediante el análisis estático, se realizó un análisis para calcular los cortantes producidos por efectos de torsión y así poder determinar el cortante de diseño, para cada marco del edificio.

Por lo anterior, se calcularon los centros de masa y de torsión de cada piso, así como las rigideces de los marcos, las cuales se pueden obtener mediante métodos aproximados o por las fórmulas de Wilbur, siempre y cuando se cumplan las hipótesis que plantea el método.

Para la obtención de las rigideces por los métodos aproximados, su determinación es por iteraciones, ya que dependen del sistema de fuerzas aplicado. Así, si aplicamos una serie de fuerzas horizontales a un marco, se pueden obtener los cortantes de cada entrepiso (V), así como los desplazamientos relativos (Δ) con lo cual se pueden obtener las rigideces ($K = V/\Delta$), las cuales se presentan en las figuras 2.8 a 2.10 y en donde se observa que en el sentido transversal, las rigideces son iguales para todos los marcos de un mismo nivel, debido

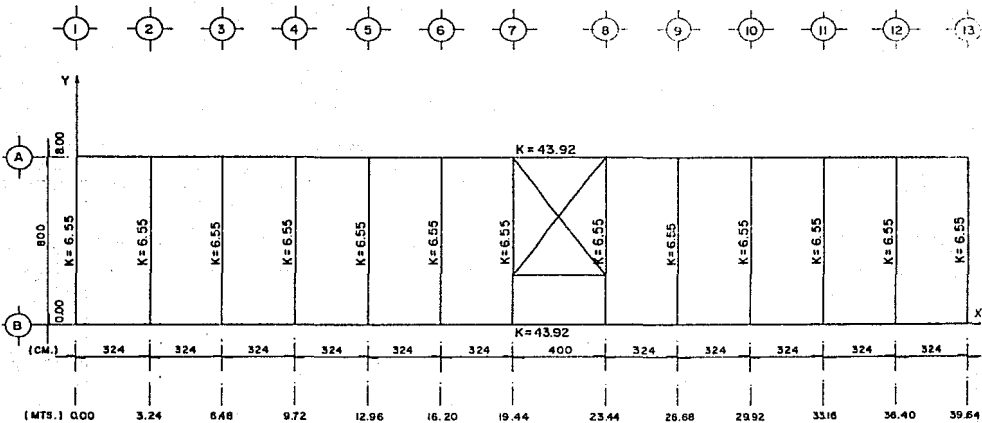


RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 84.12 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 65.65 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 340.52 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.82, 4.0)

FIG. 2.8. RIGIDEZES : NIVEL 3 AZOTEA



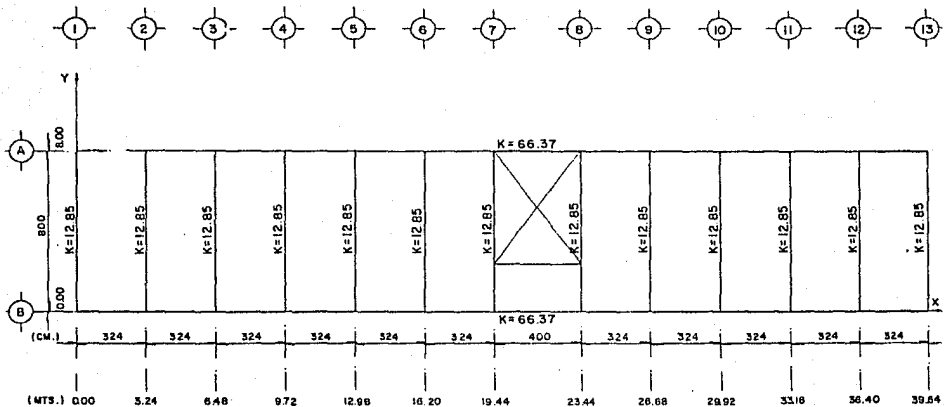
RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 87.84 \text{ ton/cm.}$

$\Sigma K_y = 85.15 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : $(19.725, 2.765)$

FIG. 2.9. RIGIDEZES : NIVEL 2 ENTREPISO



RIGIDEZES: $\Sigma K_x = 132.74 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 167.05 \text{ ton/cm.}$

PESO: $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA: $\{19.725, 2.765\}$

FIG. 2.10 RIGIDEZES: NIVEL I ENTREPISO

a que se está considerando que los muros transversales están deslizados de la estructura y por lo tanto, la resistencia se suministra exclusivamente por marcos, tal como se consideró en el diseño original de la estructura.

Con los datos anteriores, se realizó el análisis de torsiones, utilizando un programa (Ref. 9), basado en los criterios del reglamento y cuyos resultados se muestran en las tablas 2.5.a. a 2.5.d., en las cuales la notación es la siguiente:

VDX,VDY: Cortante directo del marco en la dirección considerada.

VTX,VTY: Cortante por torsión del marco en la dirección considerada.

VTOTX,VTOTY: Cortante total del marco en la dirección considerada.

VTXY: Cortante del marco en la dirección X, por efecto de la dirección Y.

VTYX: Cortante del marco en la dirección Y, por efecto de la dirección X.

VDISX,VDISY: Cortante de diseño del marco en la dirección considerada.

FDISX,FDISY: Fuerza de diseño del marco en la dirección considerada.

ANALISIS DE TORSIONES

DIRECCION X

NIVEL	MARCO EJE	VDX (ton.)	VTXX (ton.)	VTOTX (ton.)	VTXY (ton.)	VDISX (ton.)	FDIS X (ton.)
3	A	67.30	1.57	68.87	7.87	71.23	71.23
	B	67.30	1.57	68.87	7.87	71.23	71.23
2	A	123.10	1.01	124.11	11.80	127.64	56.41
	B	123.10	4.85	127.95	11.80	131.49	60.26
1	A	149.60	0.51	150.11	11.33	153.51	25.86
	B	149.60	5.16	154.76	11.33	158.16	26.66

TABLA 2.5.0.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
3	1	10.35	4.59	14.95	0.93	15.23	15.23
	2	10.35	3.84	14.19	0.78	14.43	14.43
	3	10.35	3.09	13.44	0.63	13.63	13.63
	4	10.35	2.34	12.69	0.48	12.83	12.83
	5	10.35	1.59	11.94	0.32	12.04	12.04
	6	10.35	0.83	11.19	0.17	11.24	11.24
	7	10.35	0.08	10.44	0.02	10.44	10.44
	8	10.35	0.86	11.22	0.17	11.27	11.27
	9	10.35	1.63	11.98	0.33	12.08	12.08
	10	10.35	2.39	12.75	0.48	12.89	12.89
	11	10.35	3.16	13.51	0.63	13.70	13.70
	12	10.35	3.93	14.28	0.78	14.51	14.51
	13	10.35	4.69	15.05	0.94	15.33	15.33

TABLA 2.5. b.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
2	1	18.94	8.70	27.64	3.58	28.72	13.49
	2	18.94	7.28	26.22	3.00	27.12	12.69
	3	18.94	5.85	24.79	2.41	25.52	11.88
	4	18.94	4.43	23.37	1.82	23.91	11.08
	5	18.94	3.00	21.94	1.24	22.31	10.28
	6	18.94	1.58	20.52	0.65	20.71	9.47
	7	18.94	0.15	19.09	0.06	19.11	8.67
	8	18.94	1.59	20.53	0.66	20.73	9.46
	9	18.94	3.00	21.94	1.25	22.32	10.24
	10	18.94	4.42	23.36	1.83	23.91	11.01
	11	18.94	5.83	24.77	2.42	25.49	11.79
	12	18.94	7.24	26.18	3.01	27.08	12.57
	13	18.94	8.65	27.59	3.59	28.67	13.34

TABLA 2.5.c:

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
I	1	23.02	10.86	33.87	4.94	35.35	6.63
	2	23.02	9.08	32.09	4.13	33.33	6.22
	3	23.02	7.30	30.32	3.32	31.31	5.80
	4	23.02	5.52	28.54	2.51	29.29	5.38
	5	23.02	3.75	26.76	1.70	27.27	4.96
	6	23.02	1.97	24.98	0.90	25.25	4.54
	7	23.02	0.19	23.21	0.09	23.23	4.12
	8	23.02	1.97	24.99	0.91	25.26	4.53
	9	23.02	3.72	26.74	1.72	27.26	4.94
	10	23.02	5.48	28.49	2.53	29.25	5.34
	11	23.02	7.23	30.24	3.34	31.24	5.75
	12	23.02	8.98	31.99	4.14	33.24	6.16
	13	23.02	10.73	33.75	4.95	35.23	6.56

TABLA 2.5.d.

2.4.7. Resultados del Análisis.

Una vez obtenidas las fuerzas de diseño de cada marco, en las direcciones de análisis, se realizó su análisis estructural por cargas de sismo.

En las figuras 2.11 a 2.22, se muestran los elementos mecánicos obtenidos, tanto para los marcos longitudinales, como para los transversales y por cargas verticales y de sismo, tomando en cuenta que las fuerzas que se presentan son acciones de nudo sobre barra.

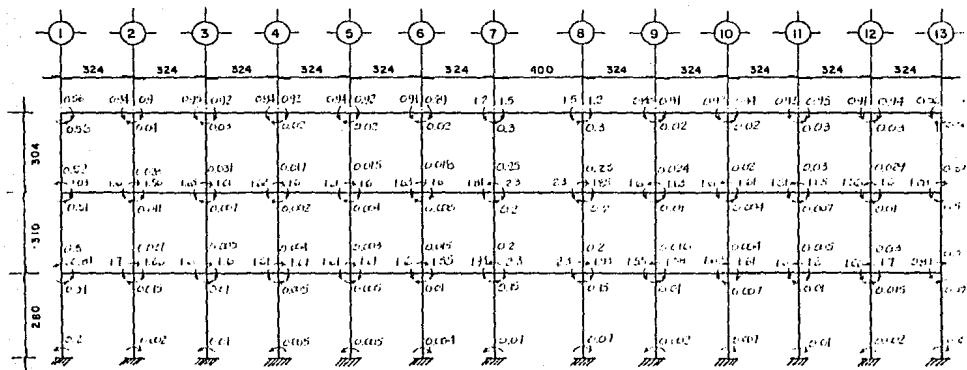


FIG. 2. II. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS VERTICALES.

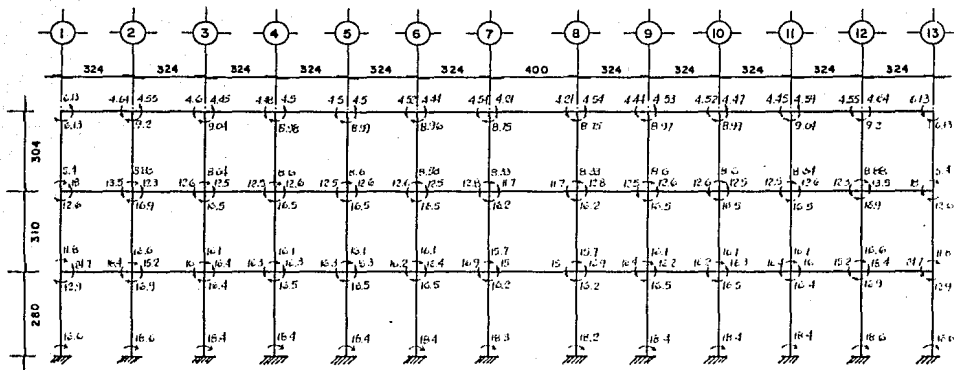


FIG. 2.12. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

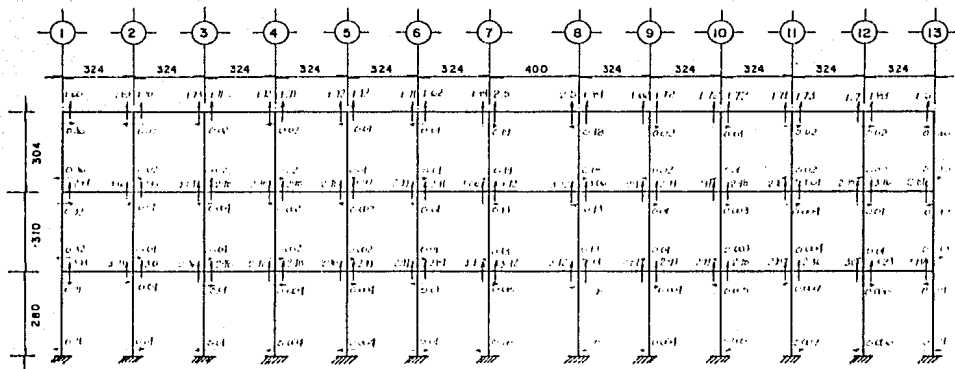


FIG. 2.13. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS VERTICALES.

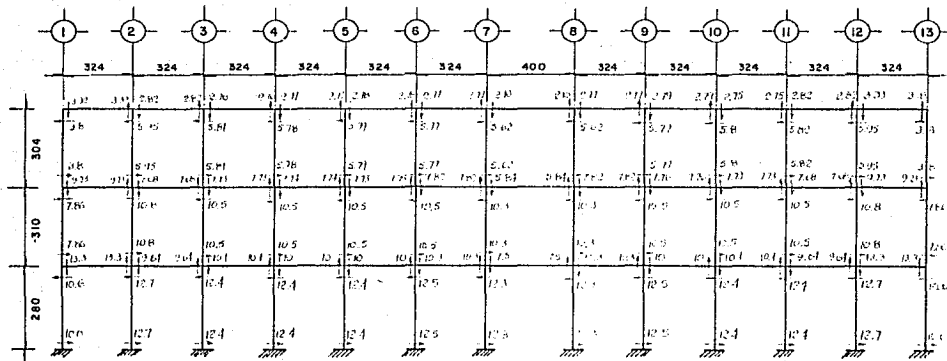


FIG. 2 14 MARCO LONGITUDINAL EJES AyB.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

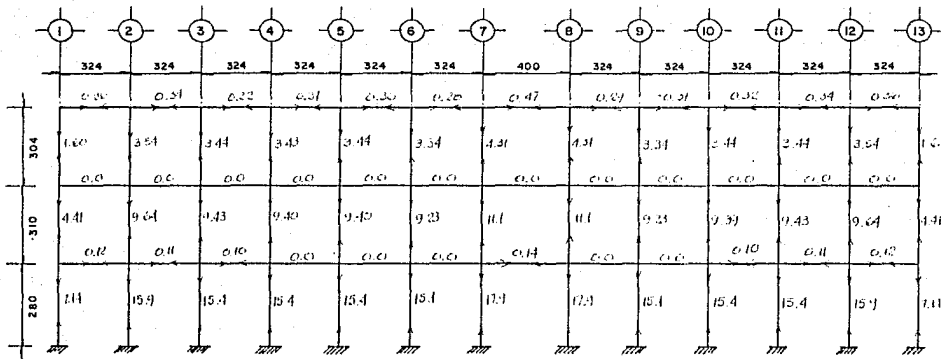


FIG. 2.15. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS AXIALES POR CARGAS VERTICALES.

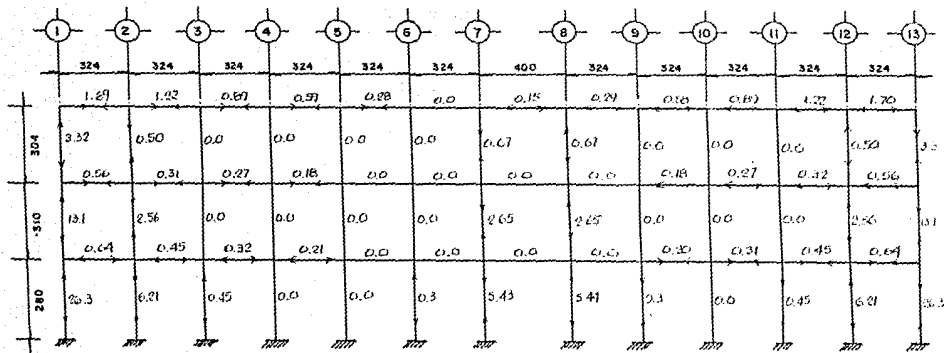


FIG. 2.16. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

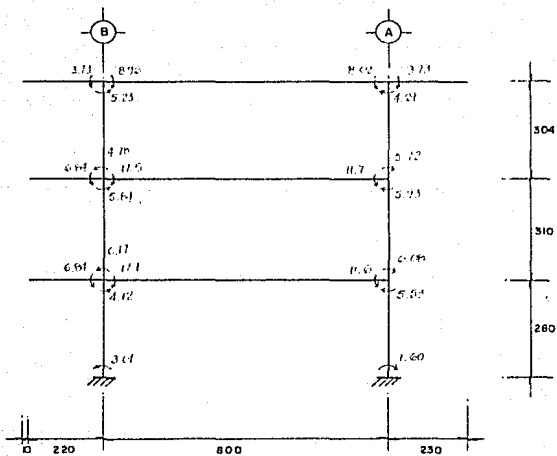


FIG. 2.17. MARCO TRANSVERSAL.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS VERTICALES.

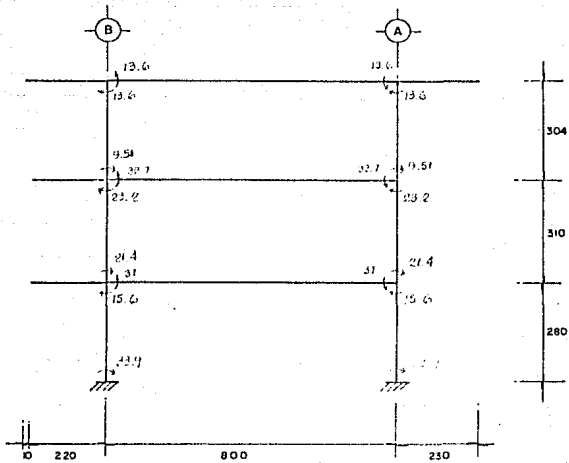


FIG. 2.18 MARCO TRANSVERSAL .
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

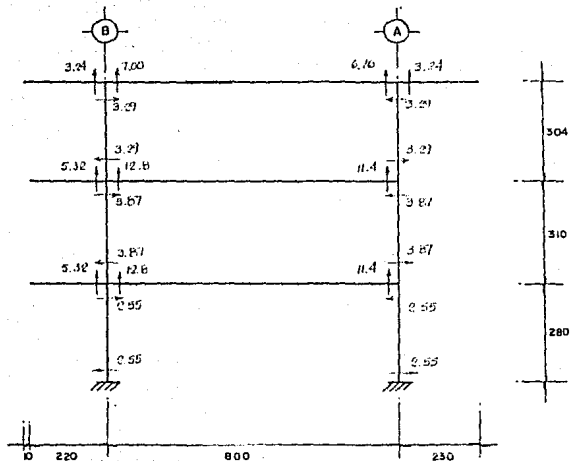


FIG.2.19 MARCO TRANSVERSAL.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS VERTICALES.

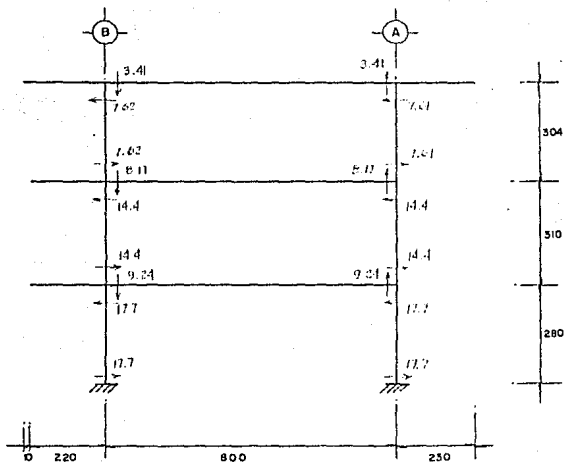


FIG. 2.20. MARCO TRANSVERSAL .
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

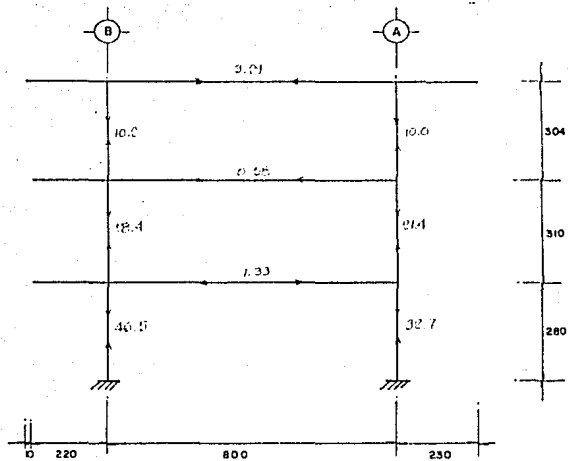


FIG.2.21. MARCO TRANSVERSAL .
FUERZAS AXIALES POR CARGAS VERTICALES .

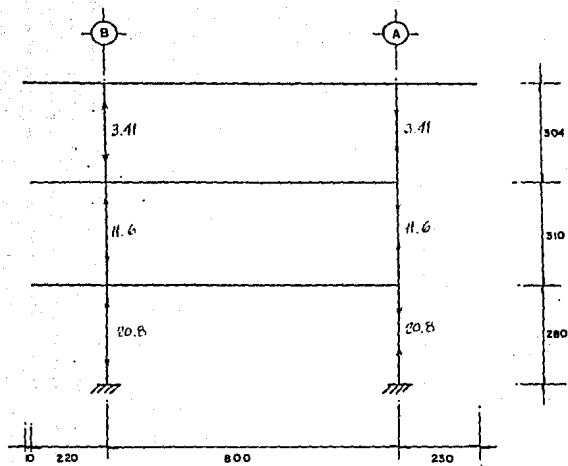


FIG. 2.22. MARCO TRANSVERSAL .
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

2.4.8. Revisión de la Estructura.

a) Desplazamientos laterales.

Para la revisión de los desplazamientos laterales, se debe cumplir que:

$$\delta = \frac{(\Delta_{i+1} - \Delta_i) D}{\text{entrep. } i} \leq 0.006$$

De acuerdo con lo anterior, se observó que los desplazamientos máximos se presentaron en el segundo entrepiso, con valores de 0.0289 y 0.0424, los cuales resultan ser 4.81 y 7.06 veces mayores al valor permisible para las direcciones X y Y, respectivamente y con lo cual no se cumple con los estados límite de servicio, que marca el reglamento.

b) Trabes.

Con los elementos mecánicos por carga vertical y por sismo, obtenidos del análisis, se revisaron las trabes localizadas en los extremos de los marcos, debido a que ahí fué donde se presentaron los máximos esfuerzos, notándose las siguientes observaciones:

En el nivel azotes, tanto la sección de las trabes así como el refuerzo existente por flexión y cortante, son adecuados para resistir las acciones que se presentan en ambas direcciones. Sin embargo, para las trabes del primer entrepiso, el acero requerido por flexión es mayor que el existente, con porcentajes del 56 y 42 % en los techos superiores, para las trabes longitudinales y transversales respectivamente. En cuanto al acero requerido por fuerza cortante, se vió que éste es adecuado, debido a que las separaciones de los

estribos existentes, son menores que las requeridas para esta revisión.

c) Columnas.

En lo referente a las columnas, se realizó la revisión de acuerdo a un programa, el cual utiliza el método de Bresler para su revisión por flexocompresión, de acuerdo a las disposiciones del reglamento actual (Ref.9).

De acuerdo con los elementos mecánicos mostrados en los sacos, se revisaron las columnas extremas, en las cuales se presentaron los esfuerzos máximos por cargas verticales y de sismo, obteniéndose un porcentaje de acero igual al 6.2 % $> p_{m\acute{a}x} = 6\%$, mientras que el porcentaje existente es del 2.38 %, por lo cual el armado es insuficiente para absorber las acciones estudiadas.

Al revisar la sección por fuerza cortante, se vió que ésta es adecuada debido a que el cortante resistente de la sección, proporcionado por el concreto y los estribos, es mayor que la fuerza cortante que se presenta en ella.

2.5. Revisión de la Estructura considerando que los muros transversales de tabique, están ligados a la estructura.

2.5.1. Generalidades.

Como ya se ha mencionado, en el diseño de la estructura original, no se consideraron a los muros de tabique en el comportamiento sísmico de ésta. Sin embargo, se han observado un gran número de escuelas, en las cuales se ha visto que éstos muros, están ligados a la estructura, de tal forma que sí le proporcionan rigidez y con la cual colaboran con la estructura para absorber los efectos de sismo.

Tomando en cuenta el criterio anterior, se revisará la estructura de acuerdo con las normas actuales.

En la figura 2.23, se observan como se producen las deformaciones de los entrepisos, para los dos casos que se estudian en la revisión de la estructura.

2.5.2. Análisis de la estructura.

Para la idealización de la estructura, se consideraron marcos planos en las dos direcciones, excepto en los marcos transversales con muros de tabique (de rigidez), en los cuales se utiliza el método de la diagonal equivalente para su idealización (Ref.7). A continuación, se describe éste método de manera general.

Por medio de estudios, se ha determinado el comportamiento entre el tablero del muro y el marco, los cuales trabajan como una sola unidad y en la cual, son importantes las deformaciones por flexión y por cortante.

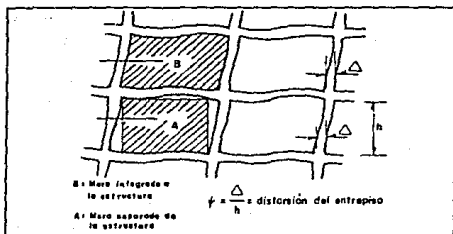


FIG. 2. 23 DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA MUROS INTEGRADOS Y NO INTEGRADOS CON LA ESTRUCTURA (SEGUN REF. 10).

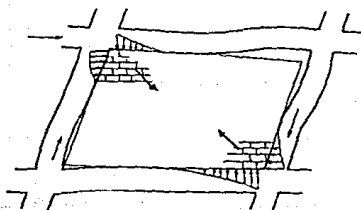


FIG. 2. 24 MURO DE MAMPONERÍA CONFINADO POR UN MARCO (REF. 7)

Además se ha podido observar, que con sólo cargas laterales relativamente pequeñas, el tablero y el marco se separan en esquinas o.uestas, provocando que el tablero se apoye sobre el marco, tal y como se muestra en la figura 2.24. Por lo anterior, tenemos que se producen fuerzas de compresión diagonal en el muro, las cuales pueden llegar a ocasionar fallas en las esquinas en contacto con el marco (fig 2.25.a). Se puede observar, que en el sentido de la diagonal de tensión se producen esfuerzos que en ocasiones inducen asrietamiento diagonal sobre el muro (fig 2.25.b).

Es válido idealizar cada tablero de muro como una diagonal equivalente en compresión, tanto para el cálculo de la rigidez lateral, como para el de los elementos mecánicos (ver fig 2.26). Por medio de estudios, se ha podido proponer, que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor t y módulo de elasticidad E_m del muro, siendo su área transversal la siguiente:

$$A = w_0 t$$

donde:

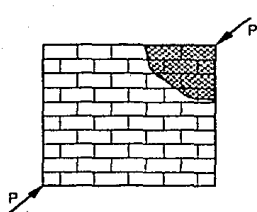
w_0 : es el ancho de la diagonal equivalente dado por:

$$w_0 = (0.35 + 0.022 \lambda) h$$

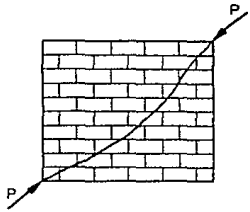
siendo:

h : altura del tablero entre ejes.

λ : parámetro adimensional, basado en las rigideces de tablero y marco y se calcula como:

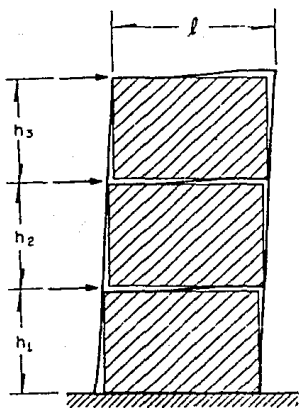


a) Falla en compresión

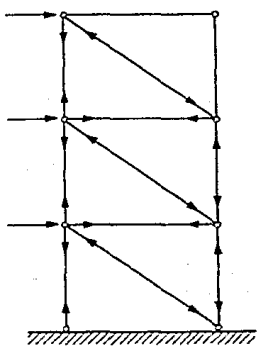


b) Falla por tensión diagonal

FIG. 2.25. MODOS DE FALLA DE MUROS CON MARCO CONFINANTE (SEGUN REF. 11).



Marco — diafragma



Estructura equivalente

FIG.2.26. Idealización del conjunto marco-diafragma.

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{E_m A_m}$$

para:

$$0.9 \leq \lambda \leq 11$$

en la expresión anterior tenemos que:

E_c : Módulo de elasticidad del concreto.

$$E_c = 8,000 \sqrt{f'_c}$$

$$\text{para } f'_c = 200 \text{ ks/cm}^2:$$

$$E_c = 113,137.085 \text{ ks/cm}^2$$

A_c : Área de concreto.

G_m : Módulo de cortante de la mampostería

$$G_m = 0.30 E_m$$

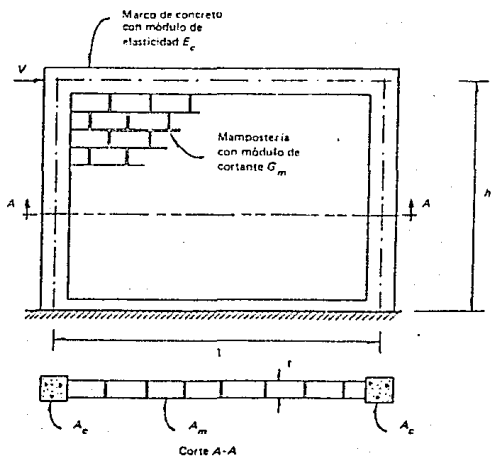
E_m : Módulo de elasticidad de la mampostería, cuyo valor para cargas de corta duración y mampostería de tabique de barro es:

$$E_m = 600 f_m$$

f_m : Esfuerzo a compresión de la mampostería igual a 15 ks/cm^2 , para tabique de barro recocido (Ref. 12).

A_m : Área del tablero de muro (ver fig 2.27).

Además, se debe cumplir con una relación de aspecto ζ , cuyos valores se recomienda que estén entre 0.75 y 2.5, los cuales cubren la mayoría de los casos prácticos.



Definiciones

$$\zeta = \frac{l}{h} = \text{relación de aspecto}$$

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m}$$

Figura 2.27 Definiciones empleadas para determinar la rigidez lateral de muros de mampostería confinados por marcos de concreto.

Debido a lo anterior, se han calculado las propiedades geométricas de los muros de tabique tomando en consideración el criterio antes expuesto y cuyos resultados se muestran en la tabla 2.6.

h(m)	λ	W ₀ (m)	A(m ²)
3.04	5.35	1.42	0.1988
3.10	5.35	1.45	0.2030
2.80	5.35	1.31	0.1834

TABLA 2.6. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LAS DIAGONALES EQUIVALENTES.

En la figura 2.28, se muestra la distribución en planta de los muros de tabique, que se considera proporcionan rigidez a la estructura, la cual es la misma para todos los niveles de la estructura y cuya idealización se presenta en la figura 2.29.

En cuanto al análisis de la estructura por cargas verticales y de sismo, éstos se realizaron con el mismo procedimiento que en la revisión anterior, considerando para los análisis sísmico estático y dinámico, un factor de comportamiento sísmico $Q=3$ en el sentido longitudinal, mientras que en el sentido transversal se tomó un $Q=2$, debido a que tenemos marcos con muros de tabique que proporcionan resistencia ante cargas de sismo. Los resultados se muestran en la tabla 2.7 y en donde observamos que los resultados son iguales en la

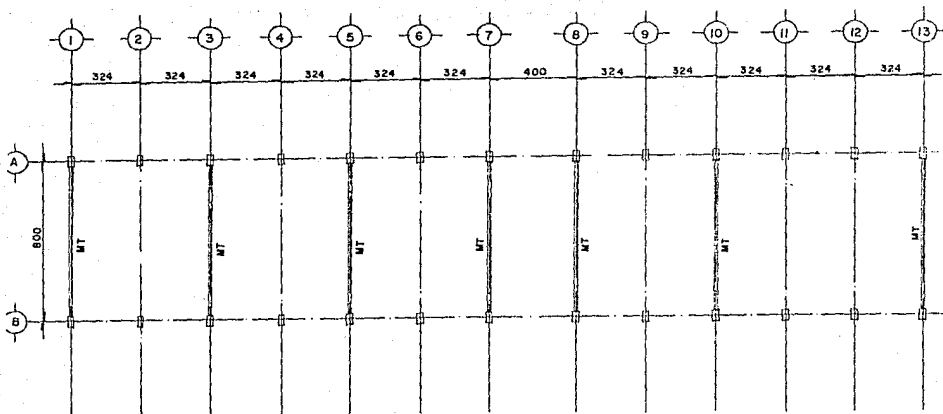


FIG. 2.28. DISTRIBUCION EN PLANTA DE LOS MUROS DE TABIQUE CONSIDERANDO QUE PROPORCIONAN RIGIDEZ A LA ESTRUCTURA .

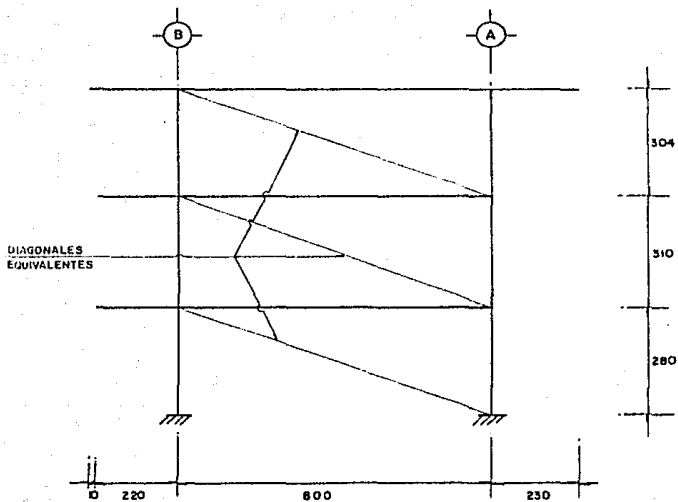


FIG. 2. 29. IDEALIZACION DE UN MARCO TRANSVERSAL CON MURO DE TABIQUE MT DE RIGIDEZ.

ANALISIS SISMICO

DIRECCION X
 $T_x = 0.85 \text{ seg}$, $\alpha = 0.60$

ESTATICO					DINAMICO			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	134.6	134.6	19.969	4.799	111.99	111.99	16.969	3.994
2	111.6	246.2	15.170	8.408	100.89	212.88	13.122	7.270
1	53.0	299.2	6.762	6.762	48.11	260.99	5.898	5.898

DIRECCION Y
 $T_y = 0.56 \text{ seg}$, $\alpha = 0.57$

ESTATICO					DINAMICO			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	198.8	198.8	8.765	2.254	164.72	164.72	7.425	1.868
2	164.9	363.7	6.51	3.603	148.27	312.99	5.604	3.101
1	78.3	441.9	2.907	2.907	69.42	382.41	2.516	2.516

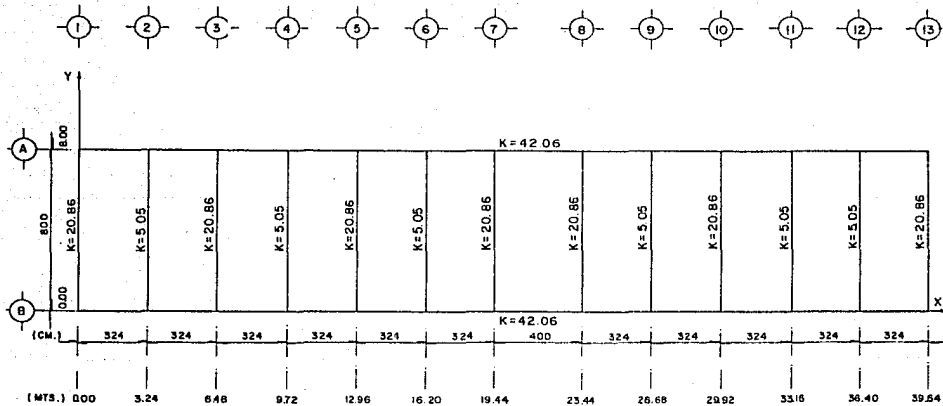
TABLA 2.7. ANALISIS SISMICOS ESTATICO Y DINAMICO.

dirección X, con respecto a la revisión anterior. Sin embargo, para la dirección Y y con respecto a la revisión anterior, vemos que las fuerzas cortantes son mayores debido a que se consideró un factor $R=2$, mientras que los desplazamientos son menores. También se observa como $T_y < T_x$, con lo cual disminuye la ordenada espectral a 0.57, debido a que se cuenta con mayor rigidez, proporcionada por los muros de tabique.

En las figuras 2.30 a la 2.32, se presentan las rigideces de entrepiso consideradas para el análisis de torsiones de la estructura, notándose el incremento de rigidez para los marcos transversales con muros de tabique, con respecto a los marcos analizados inicialmente.

Posteriormente, se realizó el análisis de torsiones, cuyos resultados se resumen en las tablas 2.8.a a 2.8.d.

Una vez realizados los análisis por cargas verticales y de sismo, se tiene un resumen de los elementos mecánicos en los marcos (ver figs. 2.33 a 2.41) y con los cuales podemos efectuar la revisión de la estructura.

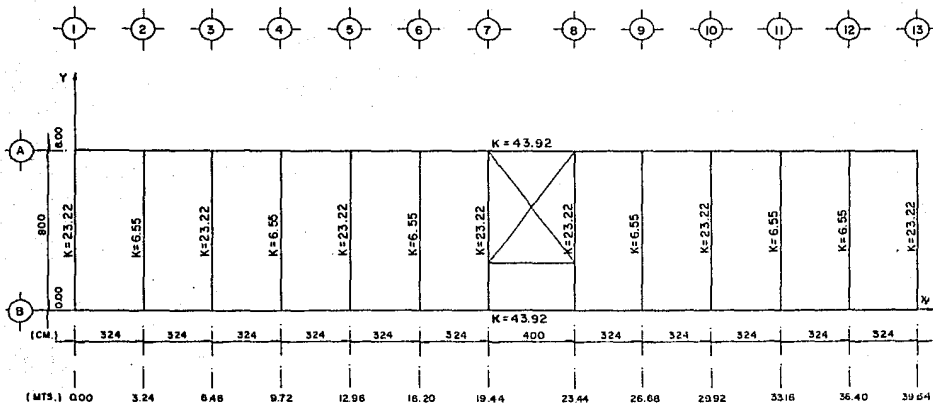


RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 84.12 \text{ ton}$
 $\Sigma K_y = 176.32$

PESO : $W = 340.52 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.62 , 4.0)

FIG. 2.30. RIGIDEZES : NIVEL 3 AZOTEA

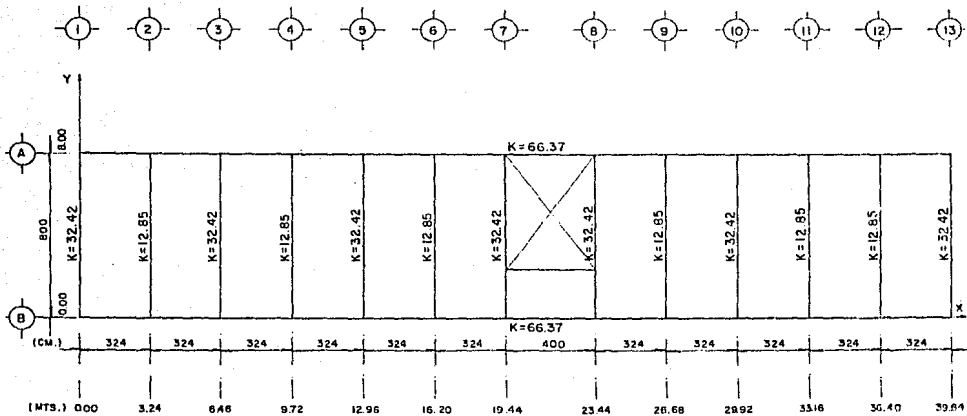


RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 87.84 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 201.84 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.725, 2.765)

FIG. 2. 3). RIGIDEZES : NIVEL 2 ENTREPISO



RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 132.74 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 304.04 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : $(19.725, 2.765)$

FIG. 2.32. RIGIDEZES : NIVEL 1 ENTREPISO

ANALISIS DE TORSIONES

DIRECCION X

NIVEL	MARCO EJE	VDX (ton.)	VTXX (ton.)	VTOTX (ton.)	VTXY (ton.)	VDISX (ton.)	FDIS X (ton.)
3	A	67.30	0.62	67.92	5.60	69.60	69.60
	B	67.30	0.62	67.92	5.60	69.60	69.60
2	A	123.10	0.44	123.54	9.15	126.28	56.68
	B	123.10	2.13	125.23	9.15	127.97	58.37
1	A	149.60	0.29	149.89	10.73	153.10	26.82
	B	149.60	2.89	152.49	10.73	155.71	27.74

TABLA 2.8.d

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
3	1	23.52	9.08	32.60	1.47	33.04	33.04
	2	5.69	1.83	7.52	0.30	7.61	7.61
	3	23.52	6.02	29.53	0.98	29.83	29.83
	4	5.69	1.09	6.78	0.18	6.83	6.83
	5	23.52	2.95	26.47	0.48	26.61	26.61
	6	5.69	0.34	6.04	0.06	6.05	6.05
	7	23.52	0.17	23.69	0.02	23.70	23.70
	8	23.52	2.95	26.47	0.33	26.57	26.57
	9	5.69	1.26	6.95	0.14	7.00	7.00
	10	23.52	7.45	30.97	0.82	31.22	31.22
	11	5.69	2.35	8.04	0.26	8.12	8.12
	12	5.69	2.89	8.59	0.32	8.68	8.68
	13	23.52	14.21	37.73	1.57	38.20	38.20

TABLA 2.8 b.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
2	1	41.84	16.72	58.56	541	60.19	27.15
	2	11.80	3.92	15.73	1.27	16.11	8.50
	3	41.84	11.09	52.93	3.59	54.01	24.18
	4	11.80	2.33	14.14	0.76	14.36	7.63
	5	41.84	5.46	47.30	1.77	47.83	21.22
	6	11.80	0.75	12.55	0.24	12.62	6.57
	7	41.84	0.24	42.08	0.06	42.10	18.40
	8	41.84	5.08	46.92	1.18	47.27	20.70
	9	11.80	2.54	14.34	0.59	14.52	7.52
	10	41.84	12.91	54.75	3.01	55.65	24.43
	11	11.80	4.75	16.55	1.10	16.88	8.76
	12	11.80	5.85	17.65	1.36	18.06	9.38
	13	41.84	24.66	66.50	5.74	68.22	30.02

48

TABLA 2.8.c.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
	1	47.13	19.75	66.88	6.83	68.93	8.74
	2	18.68	6.52	25.20	2.26	25.87	9.77
	3	47.13	13.14	60.27	4.55	61.63	7.62
	4	18.68	3.90	22.58	1.35	22.98	8.62
	5	47.13	6.53	53.66	2.26	54.34	6.51
	6	18.68	1.28	19.96	0.44	20.09	7.47
	7	47.13	0.10	47.23	0.03	47.24	5.14
	8	47.13	5.34	52.47	1.44	52.91	5.64
	9	18.68	3.80	22.48	1.02	22.79	8.27
	10	47.13	13.83	60.96	3.73	62.08	6.43
	11	18.68	7.17	25.85	1.93	26.43	9.55
	12	18.68	8.85	27.53	2.38	28.24	10.18
	13	47.13	26.57	73.70	7.16	75.85	7.63

TABLA 2.8. d.

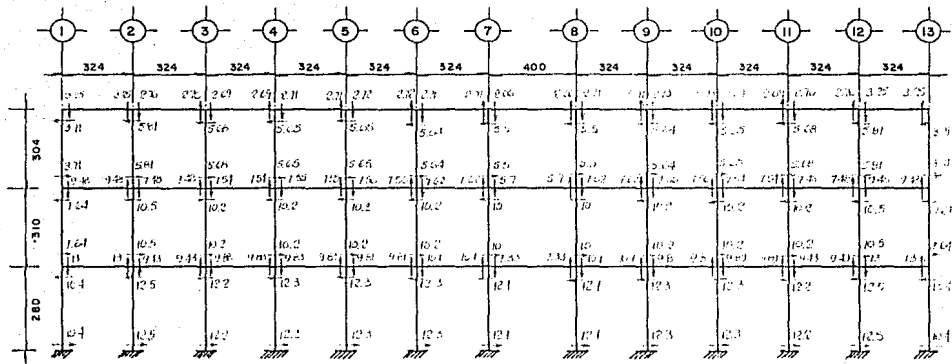


FIG. 2.34 MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO

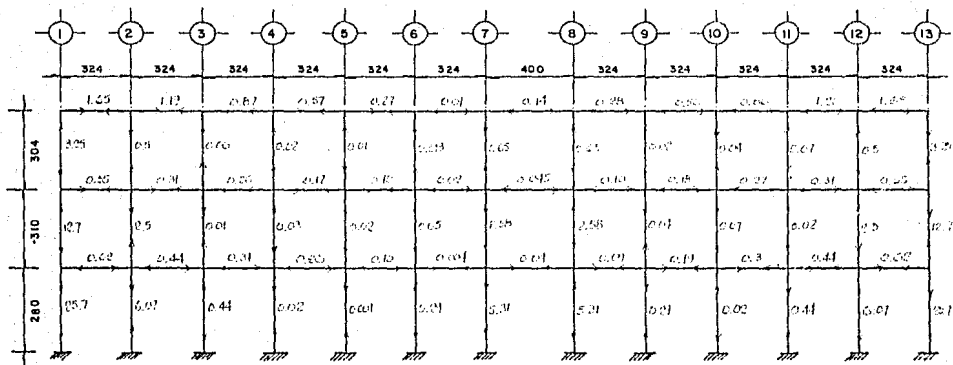


FIG. 2.35 MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

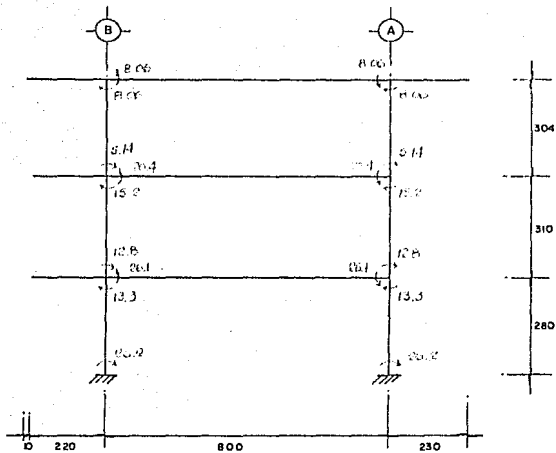


FIG. 2.36 MARCO TRANSVERSAL SIN MT DE RIGIDEZ.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO

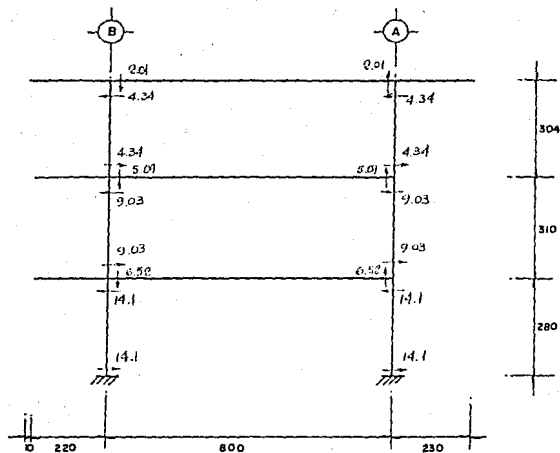
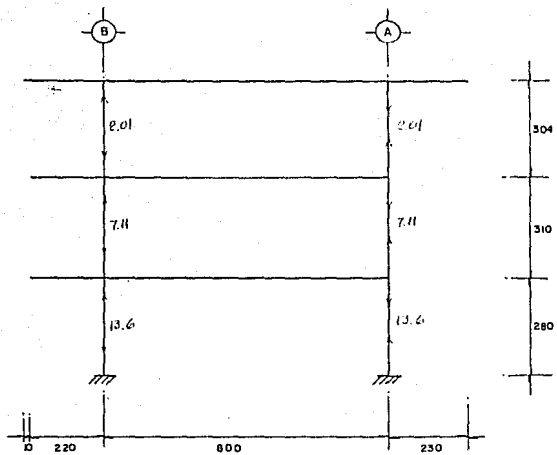


FIG. 2.37 MARCO TRANSVERSAL SIN MT DE RIGIDEZ
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.



75

FIG.2.3B MARCO TRANSVERSAL SIN MT DE RIGIDEZ
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

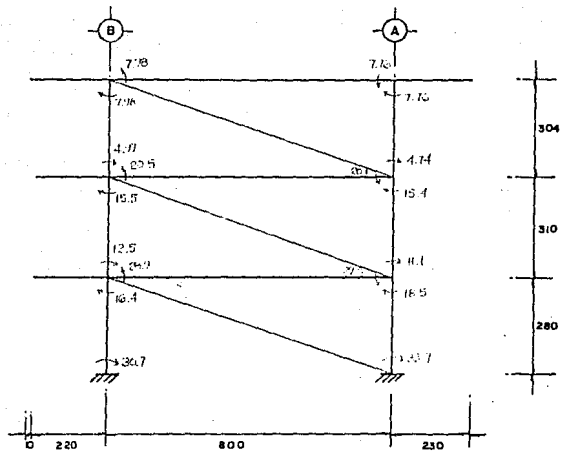


FIG. 2.39. MARCO TRANSVERSAL CON MT DE RIGIDEZ.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

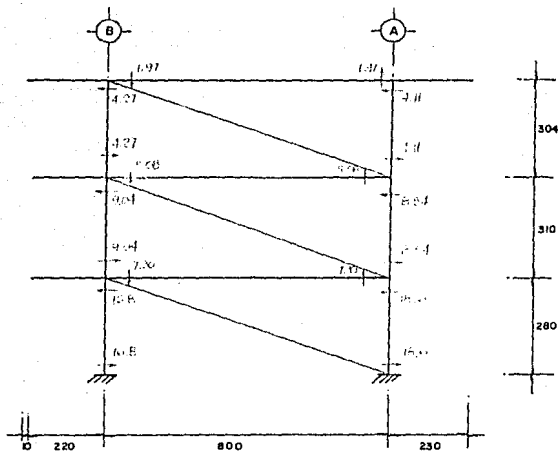


FIG. 2.40. MARCO TRANSVERSAL CON MT DE RIGIDEZ .
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

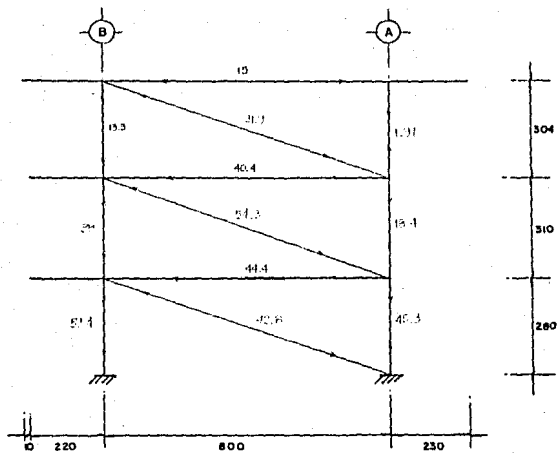


FIG. 2.41. MARCO TRANSVERSAL CON MT DE RIGIDEZ
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

2.5.3. Revisión de la Estructura.

a) Desplazamientos laterales.

De acuerdo con los resultados del análisis estructural, se observó que los desplazamientos producidos por las fuerzas sísmicas son mayores a los permisibles, sobre todo en el segundo entrepiso y cuyos valores son 0.028 y 0.015, siendo 4.66 y 2.5 veces mayores a éstos, en las direcciones X y Y, respectivamente.

Se puede observar como bajan los desplazamientos en 30 % aproximadamente en la dirección Y, cuando se considera la rigidez de los muros de tabique; sin embargo siguen siendo mayores a los permisibles.

b) Trabes.

Tomando en cuenta los resultados obtenidos del análisis y revisando las trabes extremas, por ser las que presentan los máximos esfuerzos, se observa lo siguiente:

Para el nivel azotea, el refuerzo existente tanto por flexión como por cortante, es adecuado en ambos sentidos. En el nivel entrepiso, el refuerzo por flexión requerido es mayor al existente, con porcentajes del 45 y 22 % en los lechos superiores, para las trabes longitudinales y transversales, respectivamente.

Además, se nota como se reducen los porcentajes de acero requerido con respecto a la revisión anterior, lo cual se debe a que los muros transversales colaboran a absorber efectos sísmicos.

En lo referente al refuerzo por fuerza cortante, se vio que este es adecuado debido a que las separaciones de los estribos existentes, son menores a las requeridas en ambas direcciones.

c) Columnas.

Tomando en cuenta los elementos mecánicos obtenidos en el análisis, se realizó la revisión de las columnas, obteniéndose un porcentaje de acero igual al 4.75 %, valor mayor que el porcentaje existente (2.38 %).

Se observa que aunque los elementos mecánicos de los marcos sin muros de tabique son menores con respecto a la revisión anterior, el área de acero existente no es suficiente para absorber las combinaciones de cargas que se presentan en las columnas. Además, en los marcos con muros de tabique, las columnas reciben un incremento de carga axial considerable, por efecto de la diagonal equivalente.

Por otra parte, el refuerzo por cortante es adecuado puesto que la separación existente de los estribos, es menor que la requerida.

d) Revisión de los muros transversales de tabique.

Del análisis se tiene que la fuerza máxima de compresión en las diagonales equivalentes, se presenta en el muro del segundo entrepiso, con un valor igual a 34.3 ton.

Así tenemos que se debe cumplir que:

$$\sigma_{act} \leq \sigma_{perm}$$

$$\text{donde: } \sigma_{act} = \frac{P}{A} = \frac{34.3}{0.2030} = 267.49 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{act} = 26.75 \text{ kg/cm}^2$$

de las normas (ref.12), el esfuerzo a compresión
de la mampostería es de $f_m = 15 \text{ kg/cm}^2$

$$\therefore \sigma_{act} > \sigma_{Perm}$$

Se observa que el esfuerzo actuante de compresión en la diagonal equivalente es mayor que el esfuerzo permisible, por lo cual se requiere reforzar a éstos muros.

2.6. Observaciones

Se ha visto en las revisiones efectuadas anteriormente, que la estructura no cumple con los requisitos de seguridad y servicio que imponen las nuevas normas, ya que se observa que tanto los desplazamientos laterales, como los esfuerzos en los elementos estructurales, son mayores a los valores permisibles.

Debido a lo anterior, se ve necesario reforzar a la estructura por medio de algún sistema de rigidización, el cual nos ayude a tener un mejor comportamiento ante cargas de sismo y que nos permita disminuir sustancialmente, los valores de los desplazamientos y los esfuerzos, con lo cual la estructura cumple con los índices de seguridad y servicio que marca el reglamento.

Cabe mencionar, que este tipo de estructuras tuvo un comportamiento adecuado ante los sismos de Septiembre de 1985, sin presentar fallas de ninguna especie. Una posible causa, por la cual éstas estructuras no llegaron a presentar fallas, es la gran rigidez y resistencia al esfuerzo cortante que proporcionaron los muros de tabique transversales a la estructura.

CAPITULO 3.

PROPOSICION DE ALTERNATIVAS PARA RIGIDIZAR A LA ESTRUCTURA.

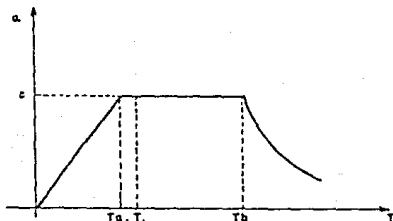
3.1. Concepto de Rigidización.

Rigidizar una estructura existente es, fundamentalmente, incrementar su capacidad sismo-resistente original, por medio de una serie de modificaciones y mejoras a su estructuración y cuyo fin es tener un mejor comportamiento ante futuros sismos. La forma de corregir la estructuración consiste, en la inclusión de nuevos elementos que aumenten y balanceen de manera uniforme su rigidez y resistencia tanto en su plano, como en su planta (Ref.13).

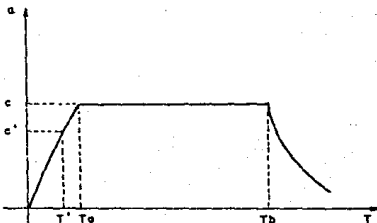
Es importante tener en cuenta en la rigidización de edificios, que las soluciones propuestas vean de acuerdo con su funcionalidad, tratando siempre de buscar que las modificaciones a la estructura, sean lo menor posible, con lo cual nos evitamos reducir la resistencia de elementos estructurales importantes.

En lo que se refiere a las estructuraciones escolares, tal como la que se presenta en éste estudio, el criterio que define su rigidización es hacerlas cumplir con las normas del Reglamento de 1987, tomando en cuenta que dicha rigidización se efectúa, como ya se ha mencionado, en estructuras que tuvieron un buen comportamiento ante los sismos de 1985 y por consiguiente no sufrieron daños de ninguna especie.

Un aspecto interesante que se presenta con la rigidización de las estructuras escolares, es el referente a la disminución de sus periodos naturales de vibración, los cuales en algunas ocasiones inciden en la reducción de sus ordenadas espectrales (ver fig 3.1).



a.) ESPECTRO DE DISEÑO EN DONDE SE MUESTRA EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA SIN RIGIDIZAR.



b.) ESPECTRO DE DISEÑO EN DONDE SE MUESTRA EL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DE LA ESTRUCTURA RIGIDIZADA.

FIG. 3.1. COMPARACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE LA ESTRUCTURA ANTES Y DESPUES DE RIGIDIZAR.

De la figura 3.1.a, se observa que el período fundamental de vibración de la estructura (T), está cercano al valor del período característico del espectro de diseño (T_d); lo cual se justifica, ya que generalmente las construcciones escolares son de poca altura, por lo que sus períodos también son relativamente pequeños.

Con la rigidización de la estructura (fig. 3.1.b), se hace notar como disminuye el período (T') y su ordenada espectral (C'), con lo cual quedan fuera del rango de aceleraciones máximas del espectro de diseño.

En toda rigidización es importante revisar la redistribución de esfuerzos, tanto en la estructura como en la cimentación, en la cual se producen altas concentraciones de éstos y que pueden llevar a la necesidad de modificarla o bien, construir una cimentación adecuada para ello. Además, se debe revisar que las conexiones de los nuevos elementos garanticen continuidad con la estructura original, para que se tenga un trabajo de conjunto, tal y como se supone en el análisis.

3.2. Sistemas más frecuentemente utilizados para rigidización de estructuras.

Existen diferentes sistemas que se han utilizado en México, con el fin de reforzar y/o rigidizar estructuras, los cuales deben ser compatibles con la función de la estructura original. Entre los más comunes tenemos a los siguientes:

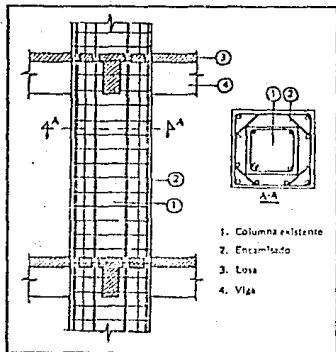
- a) Rigidización de los marcos originales, por incremento de la sección original.
- b) Muros de cortante o rigidez.
- c) Confinamiento de muros de mampostería.
- d) Contraventeo con elementos de acero estructural.
- e) Contraventeo con cables de alta resistencia.
- f) Contrafuertes.
- g) Marcos adicionales de concreto reforzado.

A continuación, se presenta una descripción general de los sistemas antes mencionados.

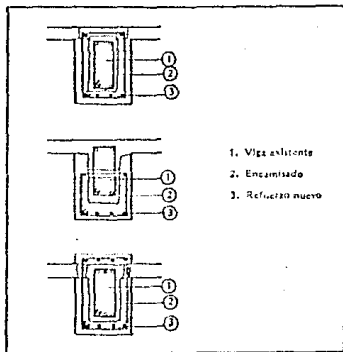
- a) Rigidización de los marcos originales, por incremento de la sección original.

Este procedimiento se ha utilizado en un gran número de estructuras que se dañaron durante el sismo y consiste en aumentar sustancialmente las dimensiones de sus elementos estructurales, mediante el empleo de un recubrimiento de concreto reforzado o de perfiles de estructura metálica, como pueden ser soleras o ángulos (ver fig. 3.2).

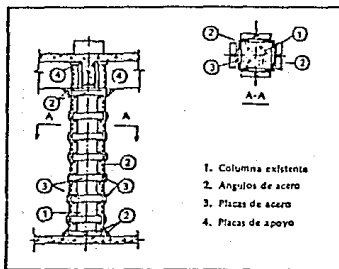
Es recomendable rigidizar todos los marcos, ya que al reforzar sólo algunos, éstos tienden a sufrir fallas y daños (Ref.13).



Encamizado continuo de columnas con concreto reforzado.



Alternativas de encamizado de vigas con concreto reforzado.



Encamizado metálico de columnas.

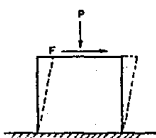
FIG. 3.2. REFUERZO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES (VIGAS Y COLUMNAS).

b) Muros de cortante o rigidez.

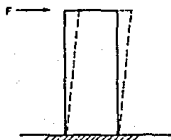
Los muros de cortante o rigidez son muros verticales en voladizo, diseñados para recibir fuerzas laterales y transmitir las al suelo. Las fuerzas que predominan son los cortantes, aunque un muro esbelto tendrá flexiones importantes.

La adición de muros de cortante o de rigidez para el refuerzo de estructuras es uno de los métodos más efectivos, ya que reduce sus asimetrías e incrementa considerablemente su capacidad sismo-resistente. Por el contrario, cabe tomar en consideración que se producen grandes concentraciones de carga en la cimentación.

Los muros de cortante se han empleado con buenos resultados, en edificios de poca y mediana altura, en donde funcionan como paneles de cortante con o sin efectos de carga axial (ver fig.3.3). En edificios altos, los muros de cortante actúan principalmente como voladizos a flexión (Ref. 14).



Tablero de Cortante.



Estructura de Muros Altos.

Fig.3.3. DEFORMACION DE MUROS.

El comportamiento de la mayoría de los muros de cortante se complica debido a la interacción del cortante, la compresión y la flexión. Es importante tomar en consideración, el correcto funcionamiento de los mecanismos de anclaje entre muros y marcos, para verificar que se tenga un adecuado comportamiento ante cargas laterales.

En la siguiente foto, podemos observar una estructura escolar, rigidizada a base de muros de cortante.



FOTO 3.1. RIGIDIZACION DE UNA ESTRUCTURA ESCOLAR,
CON MUROS DE CORTANTE.

c) Confinamiento de muros de mampostería.

Este sistema ha tenido gran aplicación en la rigidización de estructuras escolares, sobre todo en el sentido transversal de éstas, recomendándose que la localización de los muros sea lo más simétricamente posible, para evitar excentricidades que producen efectos de torsión considerables.

En el caso de contar con muros de tabique rojo recocido, la rigidización se lleva a cabo confinándolos debidamente a la estructura, por medio de dadas y castillos (ver fig. 3.4).

MUROS TRANSVERSALES



FIG. 3.4. CONFINAMIENTO DE MUROS DE MAMPOSTERIA A LA ESTRUCTURA EXISTENTE

d) Contraventeo con elementos de acero estructural.

Esta solución se ha adaptado a un gran número de estructuras tanto de acero (ver foto 3.2) como de concreto y tiene la gran ventaja de aumentar la rigidez de la estructura, sin incrementar significativamente su peso, lo cual evita adicionar considerablemente su masa así como las fuerzas laterales que actúan sobre ella, disminuyendo así el potencial refuerzo de la cimentación debido a cargas gravitacionales (Ref. 13).

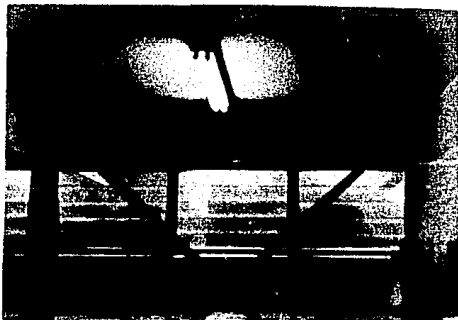


FOTO 3.2. RIGIDIZACION DE UNA ESTRUCTURA ESCOLAR, UTILIZANDO CONTRAVENTEOS CON ELEMENTOS DE ACERO ESTRUCTURAL.

Un problema que se presenta en esta solución, es que su conexión con estructuras de concreto es difícil, sobre todo para lograr una adecuada adherencia con el concreto existente.

e) Contraventeo con cables de alta resistencia.

Este sistema se ha introducido recientemente en la rigidización longitudinal de estructuras escolares de concreto reforzado y consiste en un contraventeo con cables de acero de alta resistencia tal y como se observa en la siguiente fotografía.



FOTO 3.3. RIGIDIZACION DE UNA ESTRUCTURA ESCOLAR,
UTILIZANDO CONTRAVENTEADO CON CABLES DE ALTA
RESISTENCIA .

Tiene la misma ventaja que la solución anterior, referente al incremento notable de rigidez, pero sin incrementar la masa de la estructura.

En lo que se refiere a las conexiones con la estructura, éstas requieren un detallado especial y una supervisión estricta para que se realicen de acuerdo al proyecto y trabajen tal y como se supone en el análisis.

f) Contrafuertes.

Este procedimiento se realiza generalmente cuando se dispone de espacio suficiente en el exterior del edificio y cuando su elevación es pequeña. Estos elementos se diseñan de manera que resistan por sí mismos las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura.

Una ventaja de ésta solución, es que su construcción no interfiere con la utilización de la estructura (ver fig. 3.5).

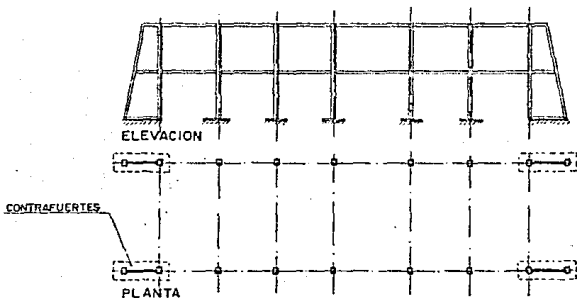


FIG. 3.5. RIGIDIZACION MEDIANTE CONTRAFUERTE.

Este sistema ya ha tenido aplicación reciente en la rigidización de escuelas, sobre todo en las de uno y dos niveles, tanto para marcos de concreto reforzado, como de estructura metálica.

d) Marcos adicionales de concreto reforzado.

Esta solución se conoce también como 'macromarcos' y cuyos claros de cruías y entrepisos son múltiples de los correspondientes a la estructura original (Ref.15).

Son utilizados cuando las necesidades de circulación, iluminación o la concentración de grandes cargas en la cimentación limitan el uso de muros de cortante (ver fig. 3.6).

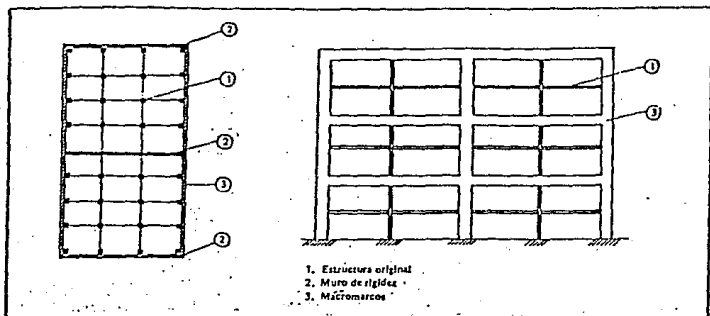


FIG. 3.6. RIGIDIZACION CON MACROMARCOS

En general no aumenta grandemente la rigidez, en comparación con otros sistemas, aunque proporciona una mayor resistencia y ductilidad. Se tiene que analizar que la inclusión de dichos marcos, no afecte a los ya existentes y los haga menos débiles ante fuerzas sísmicas.

3.3. Alternativas propuestas para rigidizar a la estructura.

Para la estructura analizada se han realizado estudios de diferentes alternativas para su refuerzo, las cuales toman en consideración aspectos técnicos, económicos y de funcionalidad, siendo los muros de cortante de concreto reforzado y el contraventeo con cables de alta resistencia, los que han tenido gran aplicación en este tipo de estructuras, para su refuerzo en el sentido longitudinal, mientras que transversalmente se realiza el confinamiento de los muros de mampostería existentes.

Con lo anterior se logra aumentar considerablemente, la rigidez global del edificio y reducir por abajo de los límites permitidos, los desplazamientos de la estructura, obteniendo así un mejor comportamiento ante cargas laterales.

En lo que se refiere a los muros de rigidez, éstos han dado resultados satisfactorios en la rigidización de edificios, mientras que el contraventeo con cables de alta resistencia, es un sistema novedoso que se ha estudiado para éste tipo de edificios, de tal suerte, que ha permitido su aplicación a éstos, con buenos resultados.

3.4. Rigidización con muros de cortante.

Debido a las revisiones que se efectuaron de la estructura en el capítulo anterior y en las cuales se observa un incremento considerable de esfuerzos para los elementos estructurales, además de que los desplazamientos que se producen son mayores que los permisibles, se ha propuesto rigidizar a la estructura con muros de cortante de concreto reforzado en el sentido longitudinal y utilizar los muros de tabique para el sentido transversal.

Con lo anterior se busca aumentar tanto su rigidez, como su resistencia y reducir significativamente los desplazamientos laterales.

La adición de muros de cortante en el sentido longitudinal, se lleva a cabo ligándolos con la estructura existente, abriendo 'dentellones' y colocando conectores (ver Cap.4), formados por varillas de acero de refuerzo de 3/8", en trabes y columnas para provocar el ensamble necesario con el muro. Su refuerzo por flexión, se coloca en una ampliación de sus extremos, de tal forma que sea continuo desde la cimentación hasta la azotea, pasando a ambos lados de las trabes, por lo que únicamente se hacen pequeñas perforaciones en las losas, para el paso de dicho refuerzo. En la cimentación, el refuerzo se ancla a la contratrabe, mientras que en la azotea queda ligado a la losa existente. Adicionalmente, se cuenta con una parrilla de acero de refuerzo para absorber los efectos de cortante, así como refuerzo diagonal para tomar en cuenta los efectos de temperatura (ver foto 3.4).

Por otra parte, transversalmente se confinan los muros de tabique existentes con la estructura, construyendo dos castillos extremos y uno central, así como una cadena de remate superior, los que se construyen contra la estructura existente y el muro, utilizándose también 'dentellones' y conectores (ver Cap. 4), con lo que se garantiza el confinamiento deseado.

3.5. Rigidización con contraventeo, utilizando cables de alta resistencia.

Esta alternativa de rigidización tiene su Justificación, tomando en cuenta que la estructura requiere un incremento de resistencia de aproximadamente 3.85 (0.300 + 0.078) veces su resistencia original y 1.33 (8 al millar + 6 al millar) veces su rigidez, es decir, la rigidización del edificio deberá contar con elementos que con poca rigidez lateral, contribuyan en forma considerable a la resistencia global de la estructura (Ref. 16).

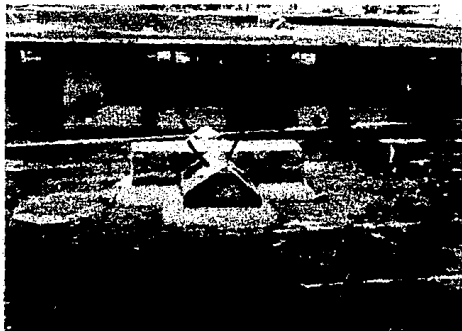
Debido a lo anterior, los elementos que cumplen con éstos requisitos, son los cables de alta resistencia, propuestos para la rigidización longitudinal del edificio, mientras que en el sentido transversal se aprovechan los muros de tabique existentes, los cuales se confinan a la estructura, de la misma manera que la solución anterior.

Este sistema de contraventeo, emplea una serie de tirantes a base de cables de presfuerzo, formados por torones que se anclan en su extremo inferior, en un dado adicional que se construye rodeando al dado original y anclándolo a las contratrabes que llegan a ése punto. En su extremo superior los tirantes se anclan a otro dado, que se construye en el nivel de azotea (ver foto 3.5).



FOTO 3.4.
ARMADO DE UN MURO
DE CORTANTE .

FOTO 3.5.
DADO QUE SE CONS-
TRUYE EN EL NIVEL
AZOTEA, PARA ANCLA-
DE LOS CABLES DE -
ALTA RESISTENCIA



CAPITULO 4.

ESTUDIO DE RIGIDIZACION CON MUROS DE CORTANTE.

4.1. Proposición de rigidización.

La rigidización con muros de cortante que se ha propuesto para la estructura analizada, consiste básicamente en adicionar dos muros de concreto reforzado en cada uno de los ejes longitudinales, tratando de ubicarlos lo más simétricamente posible con respecto al centro del edificio y teniendo en cuenta que cada muro tendrá una longitud igual, a la del entreje considerado (ver fotos 4.1 y 4.2).

Transversalmente, se hará uso de los muros de tabique existentes, confinándolos adecuadamente con la estructura existente, de tal forma que puedan proporcionarle rigidez transversal a la estructura, para absorber los efectos que se presenten por futuros sismos.

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño de estructuras de mampostería (Ref.12), hablan de los sistemas estructurales a base de muros de éste material, clasificándolos en las siguientes categorías:

- 1.- Muros diafragma.
- 2.- Muros confinados.
- 3.- Muros con refuerzo interior.
- 4.- Muros sin refuerzo.

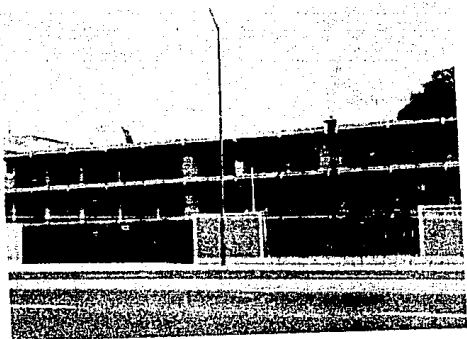


FOTO 4.1.
ESTRUCTURA U3-C
TIPO C.A.P.F.C.E.,
RIGIDIZADA CON
MUROS DE CORTANTE.

FOTO 4.2.
MUROS DE CORTANTE DE
CONCRETO REFORZADO.



Esta clasificación es necesaria para poder elegir adecuadamente la expresión para el cálculo de la capacidad a fuerza cortante, así como algunos parámetros como son el factor de reducción, coeficiente sísmico, esfuerzo cortante resistente, entre otros. Se describirá brevemente cada uno de éstos sistemas estructurales:

1.- Muros diafragma: son muros divisorios (no estructurales), que proporcionan rigidez a la estructura y se encuentran rodeados en todo su perímetro por columnas y vigas; no son sometidos a cargas verticales grandes.

2.- Muros confinados: son los que están reforzados con castillos y dalas; su función estructural es la de soportar cargas verticales y horizontales. El confinamiento sólo proporciona ductilidad, ya que el incremento de la resistencia debido a esto es despreciable.

3.- Muros con refuerzo interior: son los que están reforzados con mallas o barras de acero, vertical u horizontalmente para proporcionar ductilidad y tratar de impedir el agrietamiento por tensión diagonal.

4.- Muros no reforzados: son aquellos que no tienen el refuerzo necesario para ser incluidos en alguna de las tres categorías anteriores.

En la figura 4.1., se muestra la distribución en planta, tanto de los muros longitudinales de concreto reforzado, como de los muros transversales de tabique, la cual es la misma para todos los niveles del edificio. Se puede observar que se guarda simetría en la ubicación de los muros, en ambas direcciones, con lo cual se pretende reducir los efectos producidos por torsiones del edificio.

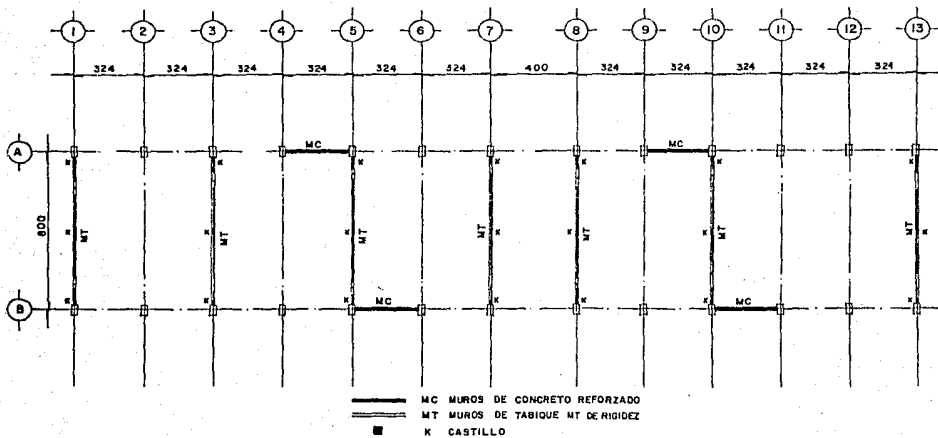


FIG. 4. I. PROPOSICION DE RIGIDIZACION CON MUROS DE CONCRETO LONGITUDINALES Y MUROS TRANSVERSALES DE TABIQUE ROJO RECOCIDO.

4.2. Idealización de la estructura.

En esta parte, se presentan los criterios que se consideraron para la idealización de la estructura rigidizada en ambas direcciones.

Para el sentido longitudinal, tenemos ahora un sistema resistente a cargas laterales formado por la combinación del marco original y los muros adicionales de concreto reforzado, en donde éstos se idealizan en base al método de la columna ancha (Ref. 7). A continuación, se describe el método de manera general.

Se le denomina columna ancha a un miembro así idealizado, para distinguirlo de las columnas normales, en que solo son importantes las deformaciones por flexión. En el caso de los sistemas a base de muros o muro-marco, las deformaciones por flexión y cortante, son las que rigen su comportamiento ante cargas laterales.

Al realizar el análisis de un muro como columna ancha, se consideran sus propiedades geométricas y elásticas, concentradas en su eje centroidal, suponiendo que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros, son infinitamente rígidas a flexión. Lo anterior se ilustra en la figura 4.2 y tiene la ventaja de que los sistemas con muros, se idealizan igual que los marcos.

Transversalmente podemos diferenciar dos tipos de marcos: primero, aquellos en donde no se localizan muros de tabique y por lo tanto no colaboran en forma considerable a tomar cargas de sismo, mientras que los marcos con muros de tabique, sí le proporcionan rigidez ante éstas acciones. En el primer caso, se idealizan como marcos planos, mientras que los marcos con muros de tabique debido a que se confinan con la estructura, se idealizan empleando el método de la diagonal equivalente, tal y como se vio en 2.5.2 (ver fig. 4.3).

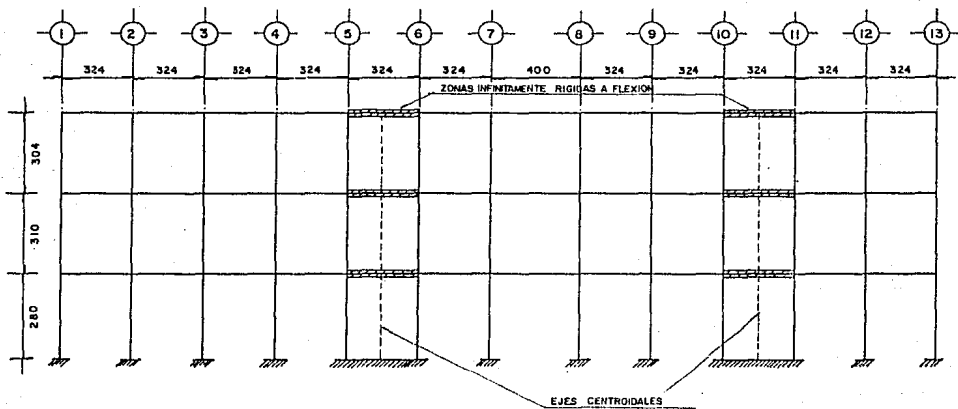


FIG. 4.2. MARCO LONGITUDINAL CON MURO DE CONCRETO,
 IDEALIZADO POR MEDIO DEL METODO DE LA
 COLUMNA ANCHA .

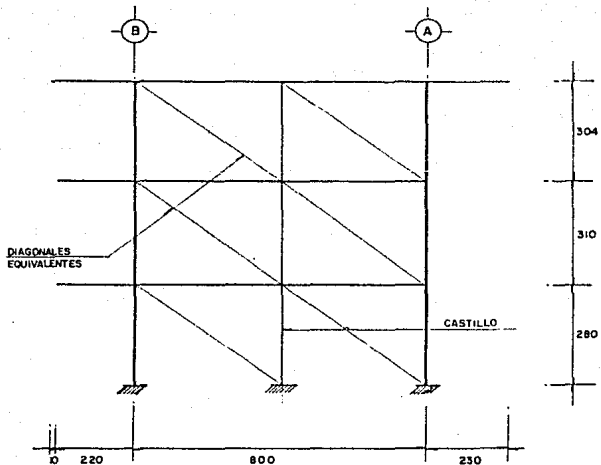


FIG. 4.3. MARCO TRANSVERSAL CON MURO DE TABIQUE CONFINADO.

Por otra parte, en lo referente a las propiedades geométricas de los muros de risidez tenemos las siguientes para los muros de concreto reforzado:

$$A = 0.4860 \text{ m}^2.$$

$$I = 0.4251 \text{ m}^4.$$

Además, se considerará para las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros, los siguientes valores: $A = 40.0 \text{ m}^2$ e $I = 100 \text{ m}^4$, los cuales son infinitamente grandes, en comparación con las propiedades geométricas del muro.

Es importante mencionar, que los muros de concreto reforzado, se construirán utilizando concreto con una resistencia a la compresión igual a $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (clase 1), por lo que su módulo de elasticidad será de $E = 14,000\sqrt{f'_c} = 14,000\sqrt{250} = 2.21 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

En lo referente a las propiedades de los muros transversales de tabique, éstas se obtuvieron utilizando el método de la diagonal equivalente, las cuales son:

$$\lambda = 5.73$$

$$w_o = 1.43 \text{ m.}$$

$$A = 0.20 \text{ m}^2.$$

4.3. Análisis de la Estructura.

Para los análisis sísmicos estático y dinámico, se utilizó un factor de comportamiento sísmico $Q=3$, para el sentido longitudinal, mientras que para el sentido transversal, se utilizó un $Q=2$, debido a que la resistencia a fuerzas laterales, es suministrada por marcos con muros de mampostería (Ref. 8). Los resultados se presentan en la tabla 4.1 y en donde se observa que los períodos T_x y T_y son menores al valor de $T_a=0.60$ seg, con lo cual se obtuvieron aceleraciones menores a 0.60 y por consiguiente también fuerzas cortantes menores a las obtenidas en las revisiones efectuadas en el capítulo 2.

En las figuras 4.4 a 4.6, se presentan las rigideces de entretejo de los diferentes niveles de la estructura y en donde se observa, que en el sentido longitudinal los valores de las rigideces son del orden de 3.9, 7.3 y 11.6 veces mayores, para el 3er, 2do y 1er niveles, respectivamente, con respecto al marco original (sin rigidizar). Por otro lado, para el sentido transversal los marcos con muros de tabique confinado, presentan un aumento de rigidez de aproximadamente 1.66 veces con respecto a las rigideces de los marcos de la segunda revisión, lo cual se debe principalmente, a que se cuenta ahora con dos diagonales equivalentes en cada nivel de éstos marcos.

Con los datos anteriores, se llevó a cabo el análisis de torsiones de la misma manera, que en las revisiones de la estructura, mostrándose los resultados finales en las tablas 4.2.a. a la 4.2.d.

Por último, de acuerdo con las idealizaciones propuestas de la estructura, se realizó el análisis estructural por cargas de signo, puesto que el análisis de cargas verticales se puede obtener de las revisiones efectuadas anteriormente. Un resumen de los elementos mecánicos obtenidos, se presentan en las figuras 4.7 a 4.15.

ANALISIS SISMICO

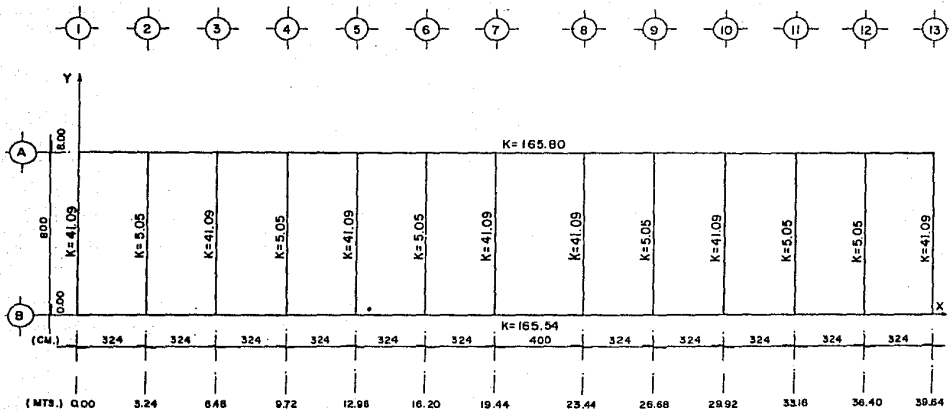
DIRECCION X
 $T_x = 0.3125 \text{ seg}$, $\alpha = 0.3844$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	129.60	129.60	2.849	1.173	114.06	114.06	2.301	1.033
2	108.80	238.40	1.676	1.114	76.82	190.88	1.310	0.892
1	51.60	290.0	0.562	0.562	29.34	220.22	0.427	0.427

DIRECCION Y
 $T_y = 0.4320 \text{ seg}$, $\alpha = 0.4740$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	189.70	189.70	4.760	1.193	156.56	156.56	4.053	0.985
2	159.30	349.00	3.567	1.900	144.49	301.05	3.092	1.639
1	75.60	424.60	1.667	1.667	70.81	371.86	1.460	1.460

TABLA 4.1. ANALISIS SISMICOS ESTATICO Y DINAMICO.

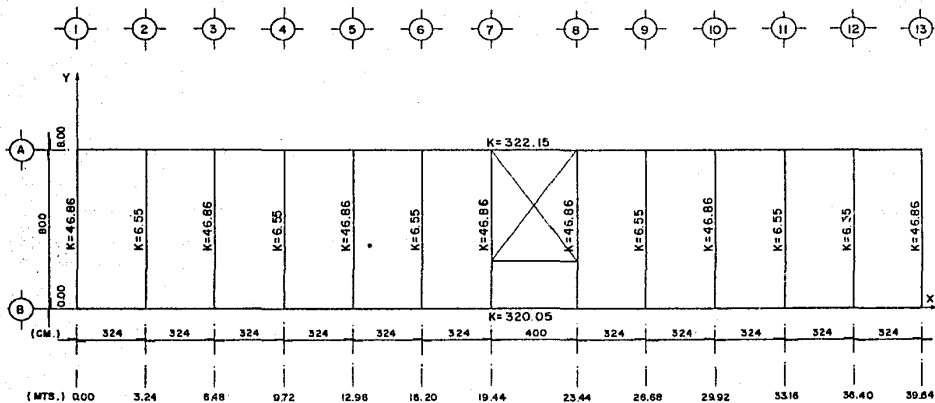


RÍGIDEZES: $\Sigma K_x = 331.34 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 317.93 \text{ ton/cm.}$

PESO: $W = 347.61 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.82, 4.0)

FIG. 4.4. RIGIDEZES: NIVEL 3 AZOTEA

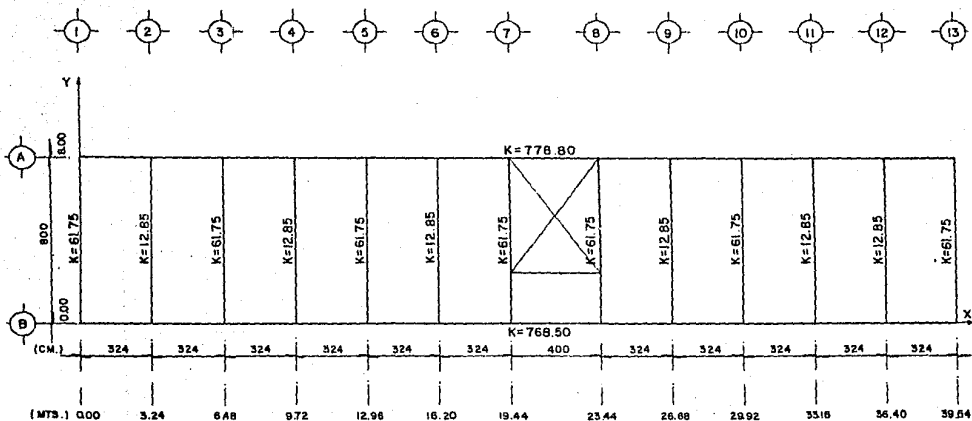


RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 642.20 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 367.32 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 442.42 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.725, 2.765)

FIG. 4.5. RIGIDEZES : NIVEL 2 ENTREPISO



RIGIDECES : $\Sigma K_x = 1547.30 \text{ ton/cm.}$
 $\Sigma K_y = 509.35 \text{ ton/cm.}$

PESO : $W = 442.42 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.725, 2.765)

FIG. 4.6. RIGIDECES : NIVEL 1 ENTREPISO

ANALISIS DE TORSIONES

DIRECCION X

NIVEL	MARCO EJE	VDX (ton.)	VTXX (ton.)	VTOTX (ton.)	VTXY (ton.)	VDISX (ton.)	FDIS X (ton.)
3	A	64.80	1.23	66.03	11.56	69.50	69.50
	B	64.80	1.23	66.03	11.56	69.50	69.50
2	A	119.20	1.52	120.72	32.81	130.56	61.06
	B	119.20	7.32	126.52	32.81	136.36	66.86
1	A	145.00	1.51	146.51	60.57	164.68	34.12
	B	145.00	15.44	160.44	60.57	178.61	42.25

TABLA 4.2.a.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VDY (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
3	1	24.52	8.45	32.97	1.15	33.40	33.40
	2	3.01	0.86	3.87	0.15	3.92	3.92
	3	24.52	5.57	30.09	0.96	30.38	30.38
	4	3.01	0.51	3.52	0.09	3.55	3.65
	5	24.52	2.70	27.21	0.46	27.35	27.35
	6	3.01	0.15	3.17	0.03	3.18	3.18
	7	24.52	0.29	24.81	0.03	24.82	24.82
	8	24.52	3.16	27.68	0.34	27.78	27.78
	9	3.01	0.67	3.69	0.07	3.71	3.71
	10	24.52	7.81	32.32	0.83	32.57	32.57
	11	3.01	1.24	4.26	0.13	4.30	4.30
	12	3.01	1.53	4.54	0.16	4.59	4.59
	13	24.52	14.78	39.29	1.57	39.76	39.76

TABLA 4.2. b.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
2	1	44.52	14.75	59.28	5.11	60.81	27.41
	2	6.22	1.71	7.93	0.59	8.11	4.19
	3	44.52	9.74	54.26	3.37	55.27	24.89
	4	6.22	1.01	7.23	0.35	7.34	3.79
	5	44.52	4.72	49.24	1.63	49.74	22.38
	6	6.22	0.31	6.53	0.11	6.56	3.39
	7	44.52	0.46	44.98	0.10	45.01	20.19
	8	44.52	5.26	49.78	1.17	50.13	22.36
	9	6.22	1.28	7.50	0.29	7.59	3.88
	10	44.52	13.04	57.56	2.91	58.44	25.86
	11	6.22	2.37	8.59	0.53	8.75	4.45
	12	6.22	2.91	9.13	0.65	9.33	4.74
	13	44.52	24.71	69.23	5.51	70.89	31.12

TABLA 4.2.c.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VDY (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
I	1	51.48	15.96	67.44	5.94	69.22	8.41
	2	10.71	2.76	13.47	1.03	13.78	5.67
	3	51.48	10.56	62.04	3.93	63.22	7.95
	4	10.71	1.64	12.35	0.61	12.53	5.19
	5	51.48	5.16	56.64	1.92	57.21	7.48
	6	10.71	0.51	11.22	0.19	11.28	4.72
	7	51.48	0.35	51.83	0.09	51.85	6.84
	8	51.48	5.22	56.69	1.33	57.09	6.96
	9	10.71	1.91	12.62	0.49	12.76	5.18
	10	51.48	13.10	64.58	3.34	65.58	7.14
	11	10.71	3.55	14.26	0.90	14.53	5.78
	12	10.71	4.37	15.08	1.11	15.41	6.06
	13	51.48	24.93	76.40	6.36	78.31	7.42

TABLA 4.2.d.

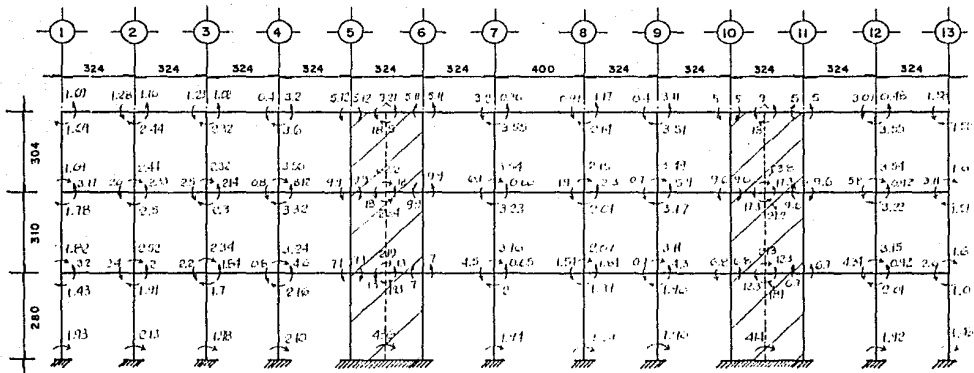


FIG. 4.7. MARCO LONGITUDINAL.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

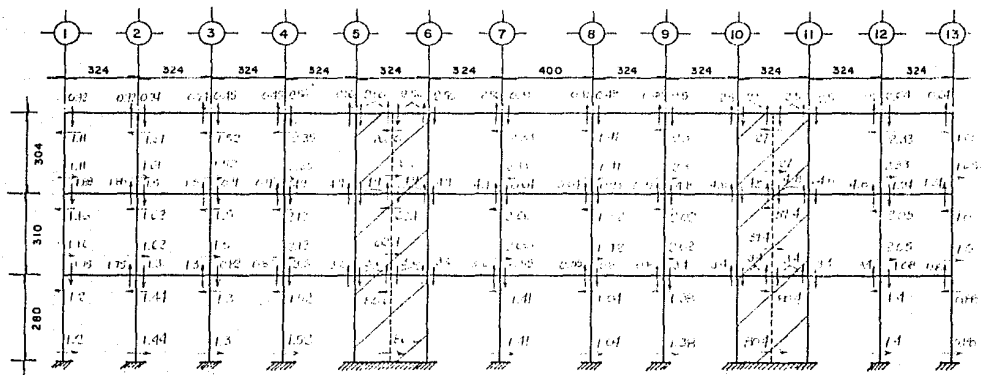


FIG. 4.8. MARCO LONGITUDINAL.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

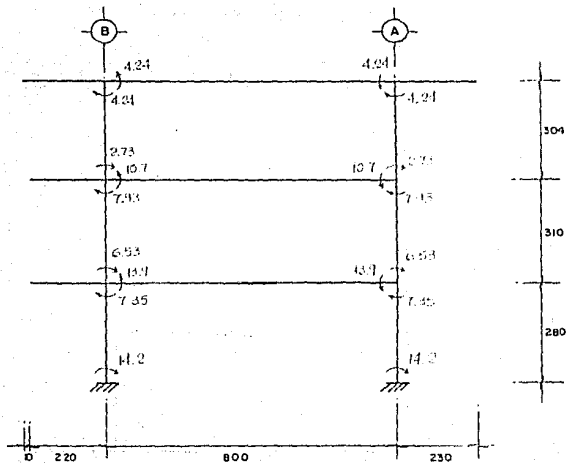


FIG. 4.10 MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

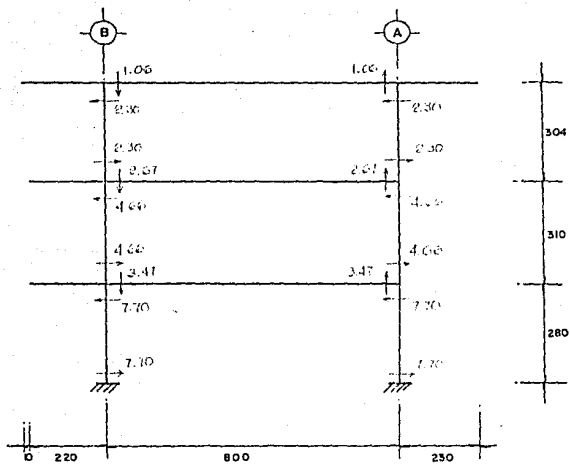


FIG. 4 II. MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

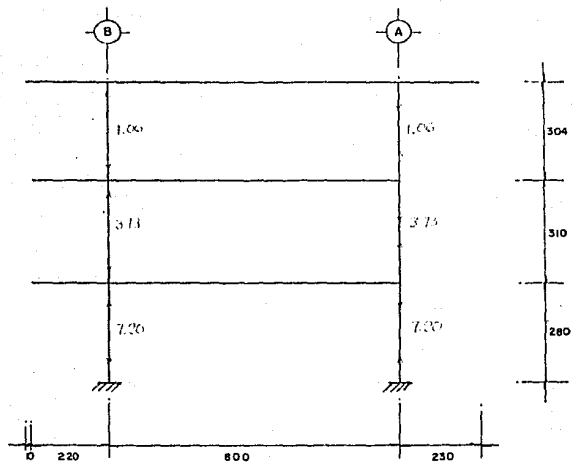


FIG.4.12. MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
 FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

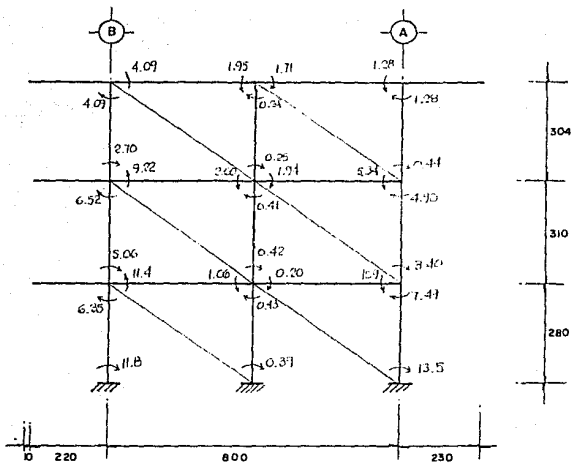


FIG. 4.13 MARCO TRANSVERSAL.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

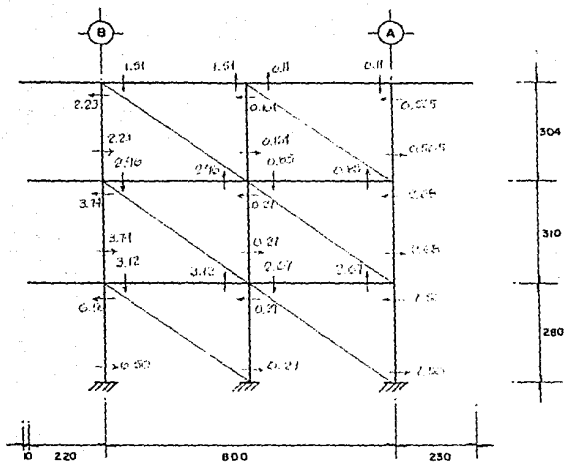


FIG. 4.14. MARCO TRANSVERSAL.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

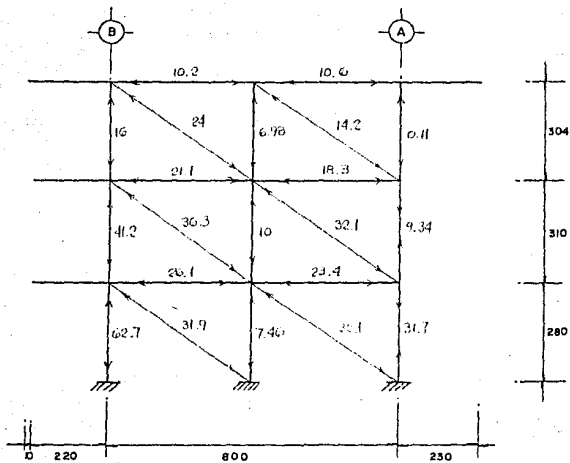


FIG. 4.15. MARCO TRANSVERSAL .
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

4.4. Revisión de la estructura y diseño de los muros de cortante.

a) Desplazamientos laterales.

Revisando los desplazamientos de la estructura por efecto de cargas de sismo, se tiene que para la dirección X, el máximo se presenta en el segundo entrepiso con un valor de 2.2 al millar y cuyo valor es menor al valor permisible de 0.006. Lo anterior se debe principalmente a la gran rigidez con que se cuenta en el sentido longitudinal, proporcionada por los muros de concreto reforzado.

Por otro lado, en el sentido transversal el efecto de confinar a los muros de tabique existentes con la estructura, nos ha proporcionado una mayor rigidez obteniendo un desplazamiento máximo para el segundo entrepiso igual a 0.0052 (menor a 0.006) y cuyo valor es aproximadamente 65 % menor que el obtenido con respecto a la segunda revisión efectuada en el capítulo 2.

b) Trabes.

De los elementos mecánicos obtenidos en el análisis, se observa que las secciones críticas por cargas de sismo en los marcos longitudinales, se localizan en las trabes adyacentes a los muros de cortante. Por lo anterior, ahí se revisaron las secciones de las trabes y se observó que tanto para el nivel azotea como en el entrepiso, el refuerzo por flexión y cortante existente es mayor que el requerido.

Por otra parte, para las trabes transversales se vio que cumplen adecuadamente con los requerimientos por flexión y cortante, en todos los niveles.

c) Columnas.

Revisando las columnas en donde se obtienen los máximos esfuerzos, se ha obtenido un porcentaje de acero requerido igual al 2.28 % y cuyo valor es menor al porcentaje de acero existente ($\rho=2.38\%$); por lo cual se ve que el refuerzo existente de la columna por flexión con la rigidización propuesta, es adecuado.

En lo referente a la revisión por cortante, se vió que la sección proporciona una gran capacidad para resistirlo, obteniéndose además que la separación existente de los estribos, es menor que la requerida.

d) Revisión de los muros transversales de tabique.

De los elementos mecánicos tenemos que en el segundo entrepiso, se localiza la máxima fuerza de compresión en el muro de tabique con un valor igual a 36.3 ton.

Así tenemos que:

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} = \frac{36.3}{0.20} = 181.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{act} = 18.15 \text{ ks/cm}^2$$

Pero el esfuerzo a compresión de la mampostería es $f_m^* = 15 \text{ ks/cm}^2$. Además, las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de mampostería, permiten incrementar en 4 ks/cm^2 este esfuerzo, siempre y cuando el muro este confiado, tal y como el caso que tenemos.

Por lo anterior, el esfuerzo a compresión de la mampostería será:

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

Así:

$$f_m \text{ fact. } *$$

Por otra parte, la carga axial máxima que se presenta en los castillos es de 10 ton, siendo éste valor menor que la carga resistente igual a 36 ton.

Por lo anterior, se observa que los muros de tabi que son adecuados para absorber los efectos de sismo.

e) Diseño de los muros longitudinales de concreto reforzado.

Para los muros de rigidez longitudinales, se tienen los siguientes elementos mecánicos:

$$\text{a) Por cargas verticales} \begin{cases} M = 0.135 \text{ ton-m} \\ V = 0.046 \text{ ton} \\ F = 30 \text{ ton} \end{cases}$$

$$\text{b) Por cargas de sismo} \begin{cases} M = 436 \text{ ton-m} \\ V = 86.6 \text{ ton} \\ F = 0.048 \text{ ton} \end{cases}$$

1) Combinaciones de acciones:

$$\text{a) Por carga vertical} \begin{cases} M_u = 1.5 \times 0.135 = 0.203 \text{ ton-m} \\ V_u = 1.5 \times 0.046 = 0.069 \text{ ton} \\ P_u = 1.5 \times 30 = 45 \text{ ton} (*) \end{cases}$$

$$\text{b) C. V. + Sismo} \begin{cases} M_u = 1.1 \times (0.135 + 436) = 479.75 \text{ ton-m} (*) \\ V_u = 1.1 \times (0.046 + 86.6) = 95.31 \text{ ton} (*) \\ P_u = 1.1 \times (30 + 0.048) = 33.05 \text{ ton} \end{cases}$$

(*) Acciones últimas de diseño.

2) Datos geométricos del muro:

Longitud (L) = 3.24 m.

Espesor (t) = 0.15 m.

Altura total del muro (H) = 9.20 m.

Altura no restringida lateralmente (h) = 2.50 m.

3) Diseño del muro:

El muro se diseñará para cargas laterales, siempre y cuando las cargas verticales no sean de consideración, lo cual se cumple si:

$$P_u \leq 0.20 F_R t L f'_c$$

donde:

$$F_R = 0.85 \text{ (carga axial)}$$

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

sustituyendo:

$$45,000 \leq 0.2 \times 0.85 \times 15 \times 324 \times 250$$

$$45,000 \leq 206,550 \text{ kg}$$

por lo que el diseño del muro se hará únicamente para cargas laterales.

Por otro lado se debe cumplir que:

$$L/t \leq 70$$

$$\therefore 324/15 = 21.6 < 70$$

Además:

$$t \geq 13 \text{ cm}$$

$$\text{y } t \geq 0.06 h = 0.06 \times 250 = 15 \text{ cm}$$

\therefore el espesor mínimo será de 15 cm.

a) Diseño por flexión del muro:

De acuerdo con las normas (ref.5), tenemos que:

$$H/L = 9.20/3.24 = 2.84 > 1.0$$

por lo que:

$$z = 0.8 L = 0.8 \times 3.24 = 2.60 \text{ m}$$

Así tenemos que:

$$M_R = F_R A_s f_y z = \quad F_R = 0.90$$

de donde:

$$A_s = \frac{M_R}{F_R A_s f_y} = \frac{479.75 \times 10^5}{0.9 \times 4200 \times 260}$$

$$\therefore A_s = 48.96 \text{ cm}^2$$

Si consideramos el área de la columna existente, la cual es igual a 32.16 cm^2 , tenemos que cubrir un área aproximada de 16.8 cm^2 . Además, para que lo anterior se justifique se debe garantizar que la columna y el refuerzo por flexión del muro, colocado en sus extremos trabajen como un solo elemento, lo cual se logra colocando conectores y abriendo 'dentellones' en la columna existente (ver detalles constructivos al final del capítulo).

Los conectores se diseñan para que resistan el cortante por fricción, que induce el momento de volteo en el plano formado por la unión de la columna y el refuerzo extremo del muro, mientras que los 'dentellones', provocan el confinamiento adecuado con la estructura existente.

Proporcionando en los extremos del muro un armado con 8 varillas del número 6, tendremos que el área de acero total, será igual a $32.16 + 16.8 = 54.96 \text{ cm}^2$.

$$\text{Además: } P = \frac{A_s}{t \times d}$$

$$\text{donde: } d = 0.925 L = 0.925 \times 324 = 299.7 \text{ cm}$$

$$\text{para cuando } H / L > 1.2$$

sustituyendo:

$$p = \frac{54.96}{15 \times 299.7} = 0.0122 > 0.008$$

b) Revisión para ver si se requieren elementos extremos:

Para que no se requieran elementos extremos se debe cumplir que:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} < 0.20 f'_c$$

Así:

$$\sigma = \frac{45 \times 10^3}{15 \times 324} + \frac{(479.75 \times 10^5) \times 6}{15 \times (324)^2}$$

$$\sigma = 9.26 + 182.8 = 192.06 > 0.2 \times 250 = 50 \text{ kd/cm}^2$$

∴ Se requieren elementos extremos, en los cuales se colocará el refuerzo por flexión del muro.

c) Diseño de los elementos extremos:

Para el diseño de éstos elementos, se supondrá que trabajan como columna corta.

Se tiene que:

$$P_R = F_R (f''_c A_c + f_y A_s)$$

$$F_R = 0.85$$

$$f^*_c = 0.80 f'_c = 0.8 \times 250 = 200 < 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''_c = 0.85 \times f^*_c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ kg/cm}^2$$

Proponiendo una sección de 25 x 45, en los elementos extremos, tenemos que:

$$A_c = 25 \times 45 = 1125 \text{ cm}^2$$

sustituyendo datos tenemos que:

$$P_R = 0.85 \times (170 \times 1125 + 4200 \times 54.96)$$

$$P_R = 358.8 \text{ ton}$$

y la carga última en los elementos extremos será de:

$$P_u = 167.33 < 358.8 \text{ ton}$$

por lo que la sección del elemento extremo es adecuada.

En éstos elementos extremos se colocará refuerzo transversal, para evitar el pandeo con separación no mayor que:

$$s \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{850 \text{ db más delgada}}{f_y} = \frac{850}{4200} \times 1.9 = 25 \text{ cm} \\ 48 \text{ d estribo} = 48 \times 0.79 = 38 \text{ cm} \\ \quad \quad \quad \#2.5 \\ b/2 = 25/2 = 12.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

∴ Se tomará $s_{\#2.5} = 12.5 \text{ cm}$.

d) Refuerzo en el muro por cortante:

Como $H/L = 2.84 > 2.0$, entonces:

$$V_{CR} = 0.50 F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \text{para } p > 0.01$$

$$F_R = 0.80 \quad \text{y} \quad d = 0.8 L$$

sustituyendo:

$$V_{CR} = 0.5 \times 0.8 \times 15 \times 0.8 \times 324 \times \sqrt{200}$$

$$\therefore V_{CR} = 22 \text{ ton}$$

La cuantía de refuerzo horizontal está dada por:

$$\rho_h = \frac{V_u - V_{CR}}{F_R f_y d t}$$

sustituyendo:

$$\rho_h = \frac{(95.31 - 22) \times 10^3}{0.8 \times 4200 \times 260 \times 15}$$

$$\rho_h = 0.0056 > \rho_{\min} = 0.0025$$

La cuantía de refuerzo vertical:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.50 (2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.0025 + 0.50 (2.5 - 2.84) (0.0056 - 0.0025)$$

$$\rho_v = 0.00197 < \rho_{\min}$$

$$\therefore \rho_v = \rho_{\min}$$

Las separaciones están dadas por:

$$s_h = \frac{A_v h}{\rho_h t}$$

y

$$s_v = \frac{A_v v}{\rho_v t}$$

Utilizando varillas del no. 3, tenemos que:

$$s_h = \frac{0.71 \times 2}{\#3 \times 0.0056 \times 15} = 16.9 \text{ cm}$$

$$s_v = \frac{0.71 \times 2}{\#3 \times 0.0025 \times 15} = 37.9 > s_{\max} = 35 \text{ cm}$$

Se considerará que la $s_v = s_h$, por lo cual se colocarán 2 varillas con vars. No. 3 a cada 15 cms. de separación en el muro, como refuerzo por cortante.

Además se debe cumplir que:

$$V_u \leq 2 F_R L t \sqrt{r' c}$$

$$95.31 \leq 2 \times 0.8 \times 324 \times 15 \times \sqrt{200}$$

$$\therefore 95.31 < 109.97 \text{ ton.}$$

por lo anterior, la sección del muro es adecuada para absorber el cortante que se presenta en él (ver detalles constructivos al final del capítulo).

4.5. Revisión de la cimentación.

En lo referente a la revisión de la cimentación, únicamente se realizará la revisión de la capacidad de carga del terreno y cuyo valor se consideró igual a $q_t = 5 \text{ ton/m}^2$.

Cabe mencionar, que de ninguna manera esta revisión es definitiva, ya que es necesario efectuar un estudio mucho más profundo de la distribución de esfuerzos en el sistema suelo-cimentación, sobre todo en la zona de los muros de cortante. Por lo anterior, la revisión efectuada es para tener una idea muy general de los esfuerzos transmitidos por la estructura al suelo, mediante la cimentación.

Del análisis de la estructura, se obtuvieron los siguientes elementos mecánicos (acciones últimas) en la cimentación:

$$P_u = 565 \text{ ton}$$

$$M_u = 867 \text{ ton-m}$$

Ade más, las dimensiones de las zapatas de cimentación son las siguientes:

$$b = 2.60 \text{ m}$$

$$L = 40.0 \text{ m}$$

Revisando para la acción de cargas verticales, se tiene que:

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{565}{2.6 \times 40}$$

$$\therefore \sigma = 5.43 \approx 5 \text{ ton/m}^2$$

Por otro lado, en lo referente a la combinación de cargas verticales y de sismo, las N.T.C. para diseño y construcción de cimentaciones (Ref.23), permiten tomar para éste tipo de combinaciones de carga (las cuales dan lugar a resultantes excentricas), una longitud efectiva, dada por:

$$L' = L - 2e$$

Así tenemos que:

$$e = M/P = 867 / 565$$

$$e = 1.53 \text{ m}$$

$$L' = 40 - 2 \times 1.53$$

$$L' = 36.93 \text{ m}$$

Los esfuerzos para ésta combinación, se valuarán, en términos de la fórmula de la es cuadría, es decir:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

Sustituyendo:

$$\sigma = \frac{565}{2.6 \times 36.93} \pm \frac{867 \times 6}{2.6 \times (36.93)^2}$$

$$\sigma = 5.43 \pm 1.46$$

$$\sigma_1 = 6.89 = 3 \times 1.33 = 6.65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 3.96 > 0$$

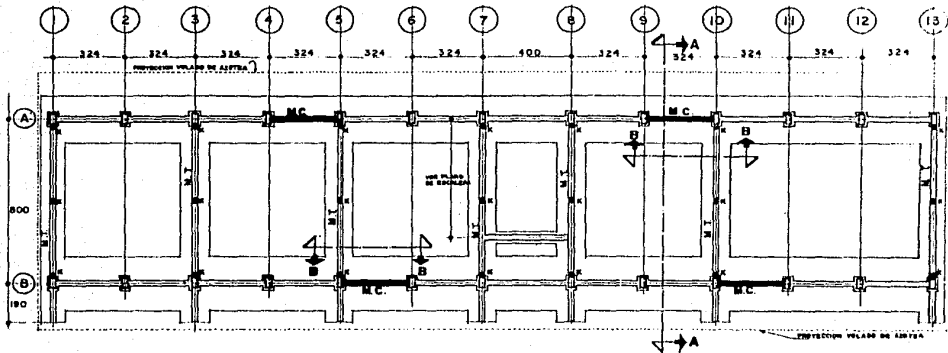
De lo anterior se observa, que el esfuerzo del terreno se multiplicó por 1.33, ya que se permite incrementarlo para combinaciones de carga accidentales (sismo).

Con la revisión efectuada, se puede ver que los esfuerzos actuantes, tanto por combinaciones de cargas verticales, así como de cargas verticales más sismo son aproximadamente iguales a la capacidad del suelo.

Por lo anterior, se observa que la rigidización propuesta en ambos sentidos es adecuada, ya que se reducen en gran medida tanto los desplazamientos como los esfuerzos, de tal manera que permiten tener un comportamiento satisfactorio ante acciones de sismo.

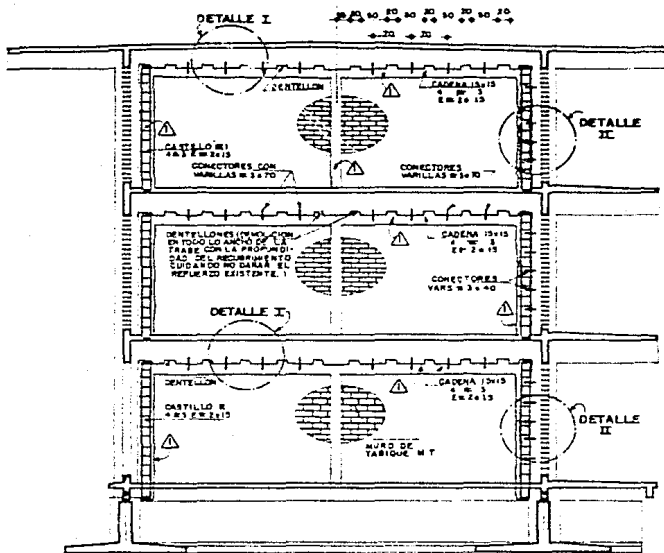
En las siguientes hojas se presentan los detalles de la solución propuesta para la rigidización estudiada en este capítulo.

RIGIDIZACION CON
MUROS DE CORTANTE.



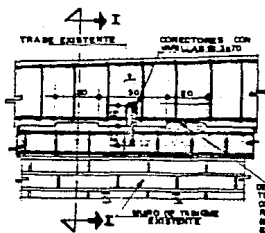
PLANTA (RIGIDIZACION)

M.C.-MURO DE CONCRETO
M.Y.-MURO DE TABIQUE

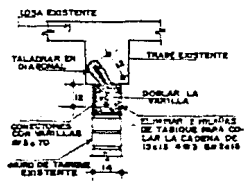


CONFINAMIENTO DE MUROS EXISTENTES TRANSVERSALES DE TABIQUE CON LA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO.

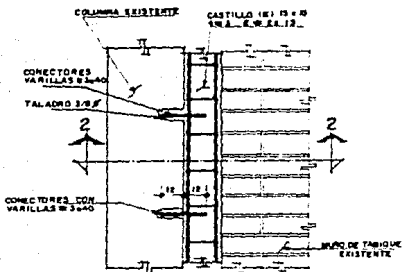
C O R T E - A - A -



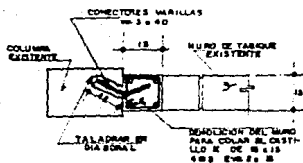
DETALLE I



C O R T E - I - I -



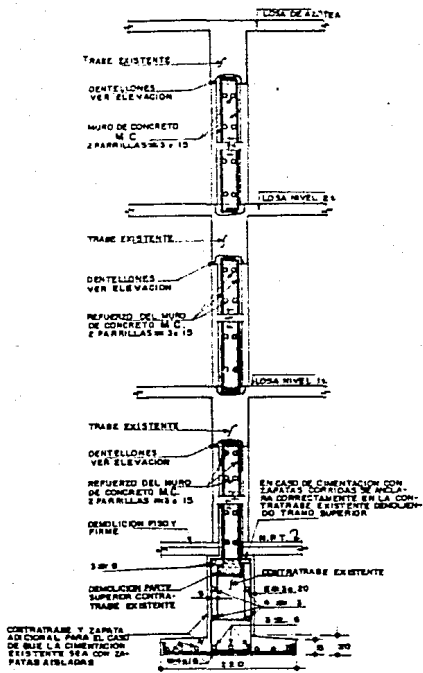
DETALLE -II-



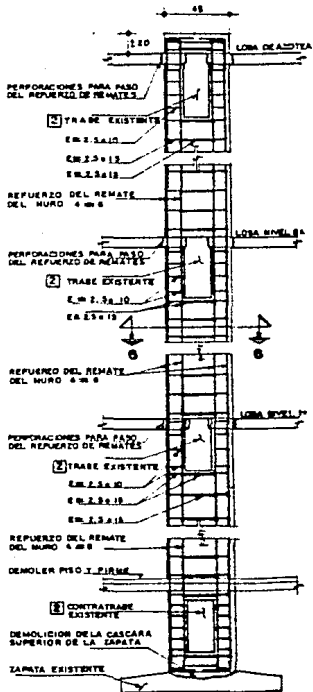
CORTE -2-2-



SI SE OBSERVA QUE LOS MUROS TRANSVERSALES NO PRESENTAN DAÑOS Y ESTAN DEBIDAMENTE CONFINADOS CON CASTILLOS Y CADENAS EN FORMA SIMILAR A LO AQUI INDICADO, NO SERA NECESARIO EFECTUAR ESTA REPARACION.

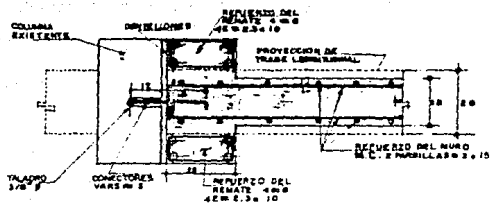


CORTE - 3 - 3 -

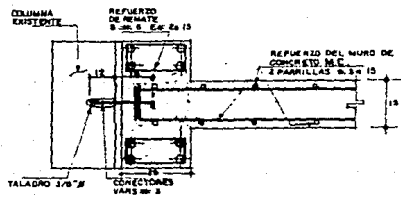


CORTE - 4 - 4 -

- 2 PICAR TODA LA SUPERFICIE DE LAS CARAS LATERALES DE LAS TRABES Y SATURAR CON AGUA A BASE DE RIEGO CADA 6 HRS. DURANTE 24 HRS ANTES DEL COLADO.



C O R T E - 5 5 -



C O R T E - 6 6 -

CAPITULO 5.

ESTUDIO DE RIGIDIZACION CON CONTRAVENTEADO UTILIZANDO CABLES.

5.1. Proposición de rigidización.

La rigidización de la estructura consiste fundamentalmente, en la instalación de contraventeo metálico a base de cables de alta resistencia, en los dos ejes longitudinales (ver foto 5.1). Se colocará un contraventeo cada dos entrejes, exceptuando tanto el último entreje, así como el de escaleras. En el sentido transversal, se lleva a cabo el confinamiento con la estructura, de los muros de tabique existentes de la misma forma, en que se realizó para la rigidización anterior (ver fig.5.1).

5.2. Características de los cables de alta resistencia.

El contraventeo propuesto para esta alternativa de rigidización, emplea un sistema de cables de presfuerzo, formados por torones de acero de alta resistencia a la tensión, laminado en caliente y estirado en frío (ver foto 5.2). A continuación, se definen algunos términos (ref.17) que son usuales para el acero, empleados en las obras de concreto presforzado:

a) Cables: grupo de tendones.

b) Tendón: elemento estirado que se usa para transmitir

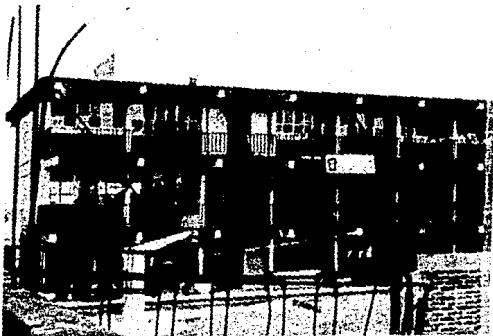
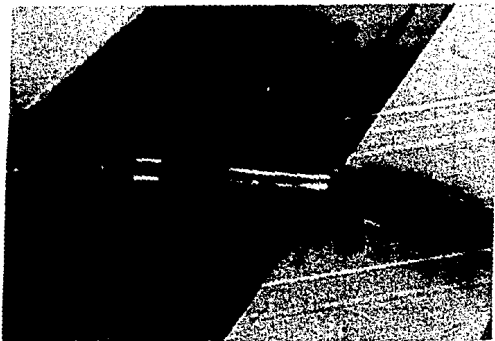


FOTO 5.1.
ESTRUCTURA U3-C
TIPO C.A.P.F.C.E.,
RIGIDIZADA CON
CABLES DE ALTA
RESISTENCIA.

FOTO 5.2.
CABLES DE ALTA
RESISTENCIA, FOR-
MADOS POR TORONES



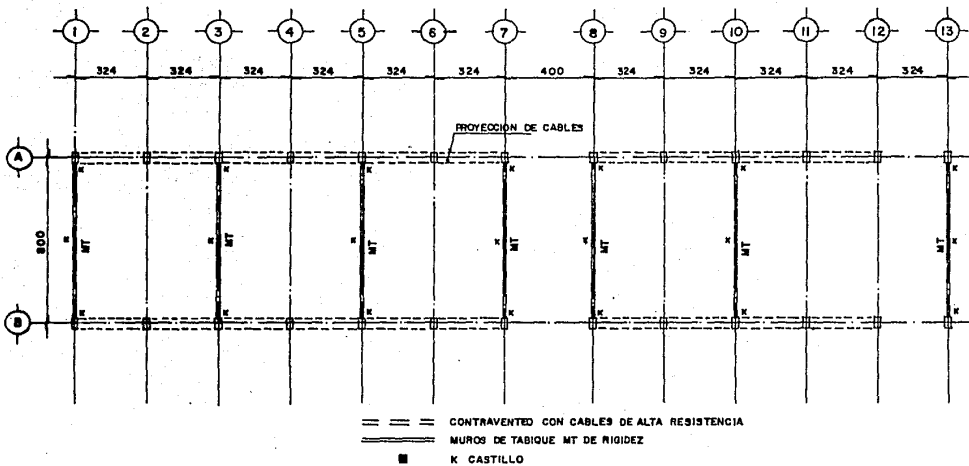


FIG. 5.1. PROPOSICION DE RIGIDIZACION CON CONTRAVENIENTO METALICO UTILIZANDO CABLES DE ALTA RESISTENCIA EN EL SENTIDO LONGITUDINAL Y MUROS TRANSVERSALES DE TABIQUE ROJO RECOCIDO.

presfuerzo en un elemento de concreto. Los tendones pueden consistir de alambres individuales estirados en frío, varillas o torones.

c) Torón: grupo de alambres torcidos en forma de helice alrededor de un eje longitudinal común, el cual se forma mediante un alambre recto. Existen dos tipos básicos de torones para presfuerzo, con 7 o 19 alambres (ver figura 5.2).

Su elección depende principalmente del grado de flexibilidad y resistencia requeridas. El más usual es el de 7 alambres, el cual es más fácil de fabricar, presentándose en diferentes diámetros, tal como se muestra en la siguiente tabla:

Elemento	ϕ (mm)	A(mm ²)	Peso(kg/ml)
Torón (7 alambres)	7.94 (5/16")	37.2	0.295
	9.52 (3/8")	51.6	0.406
	12.70 (1/2")	92.9	0.735

Tabla 5.1. Propiedades de los torones de 7 alambres.

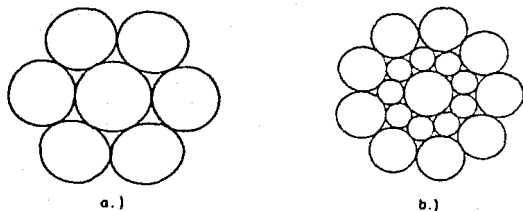


FIG. 5.2. TIPOS DE TORONES : a.) CON 7 ALAMBRES , b.) CON 19 ALAMBRES .

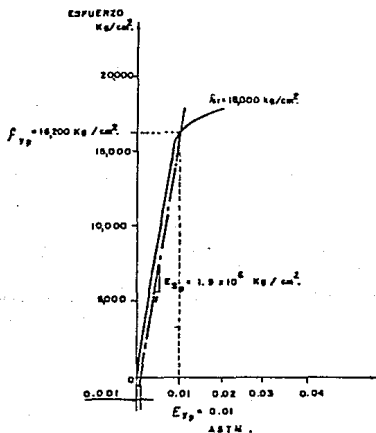


FIG. 5.3. GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION PARA ACERO DE ALTA RESISTENCIA (TORONES).

Entre las características más importantes, del contraventeo con cables de acero de alta resistencia, es la referente a que produce un rango grande de comportamiento elástico-lineal, ya que su esfuerzo de ruptura es del orden $f_{sr} = 18,000 \text{ kg/cm}^2$ (ver fig. 5.3), además incrementa en gran forma la resistencia de la estructura, ante fuerzas de sismo.

Para el caso aquí tratado, los cables tienen un módulo de elasticidad igual a $E = 1.9 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

5.3. Idealización de la estructura rigidizada.

Para la idealización de la estructura, tenemos que para el sentido longitudinal, los marcos se forman adicionalmente de unas barras inclinadas que representan a los cables (ver fig. 5.4), los cuales trabajan fundamentalmente a tensión ante cargas de sismo. Para fines de el comportamiento marco es similar al de una armadura, pero con la diferencia de que se presentan momentos, cortantes y axiales, en las demás barras del marco original.

En lo referente a las propiedades geométricas de los cables, tenemos que:

Cada tirante, estará formado con dos cables de 4 torones de 1/2" de diámetro cada uno.

A su vez, cada torón se forma de 7 alambres de aproximadamente 5 mm. de diámetro, cada uno.

Así tendremos que:

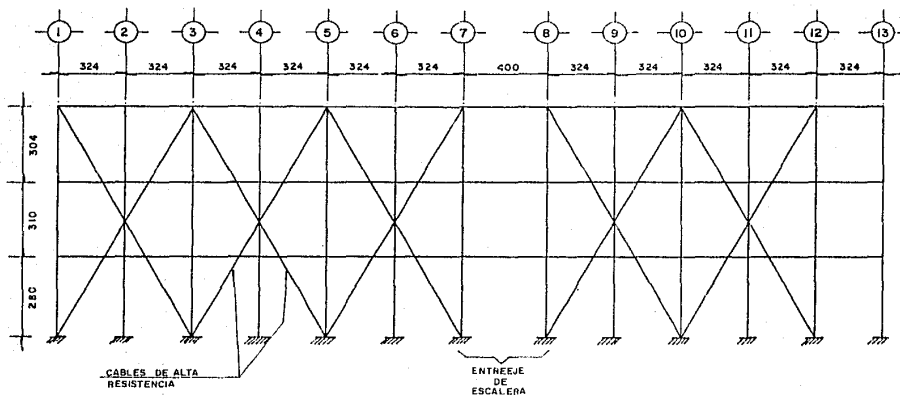


FIG. 5.4. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
RIGIDIZACION CON CABLES DE ALTA
RESISTENCIA

$$A \text{ tirante} = A \text{ cable} \times 2$$

$$A \text{ cable} = A \text{ torón} \times 4$$

$$A \text{ torón} = \frac{\pi \times (0.5)^2}{4} \times 7 = 1.37 \text{ cm}^2.$$

sustituyendo tenemos que:

$$A \text{ tirante} = 1.37 \times 4 \times 2 = 11 \text{ cm}^2.$$

La inercia de los cables, es infinitamente pequeña debido a que éstos no toman momentos flexionantes, sino que trabajan únicamente por cargas axiales.

Transversalmente, los marcos con muros de rigidez se idealizaron por medio de la diagonal equivalente, tal como se vio en la rigidización con muros de cortante.

5.4. Análisis de la estructura.

Para el análisis sísmico de la estructura, se consideró un factor de comportamiento sísmico $\Omega=2$ en ambas direcciones, ya que ahora, en el sentido longitudinal se cuenta con un contraventeo que proporciona resistencia ante cargas laterales, tal y como lo establecen las normas de diseño por sismo, con lo cual se obtienen los resultados mostrados en la tabla 5.2 y en donde observamos para la dirección X, que el

ANALISIS SISMICO

DIRECCION X
 $T_x = 0.8023 \text{ seg.}$, $\alpha = 0.6$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	201.80	201.80	15.610	0.776	118.16	118.16	10.987	0.454
2	167.50	369.30	14.834	8.185	141.91	260.07	10.535	5.764
1	79.50	448.80	6.649	6.649	64.68	324.74	4.812	4.812

DIRECCION Y
 $T_y = 0.4264 \text{ seg.}$, $\alpha = 0.47$

E S T A T I C O					D I N A M I C O			
NIVEL	FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO		FUERZA (ton.)	CORTANTE (ton.)	DESPLAZAMIENTO	
			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)			TOTAL (cm.)	RELAT.(cm.)
3	184.80	184.80	4.616	1.162	122.14	122.14	3.144	0.768
2	153.30	338.10	3.454	1.841	111.16	233.30	2.395	1.270
1	72.80	410.8	1.613	1.613	54.45	287.75	1.130	

TABLA 5.2. ANALISIS SISMICOS ESTATICO Y DINAMICO.

valor del periodo T_x , es mayor que $T_a=0.60$ seg y por lo cual no se redujeron las fuerzas sísmicas en esta dirección.

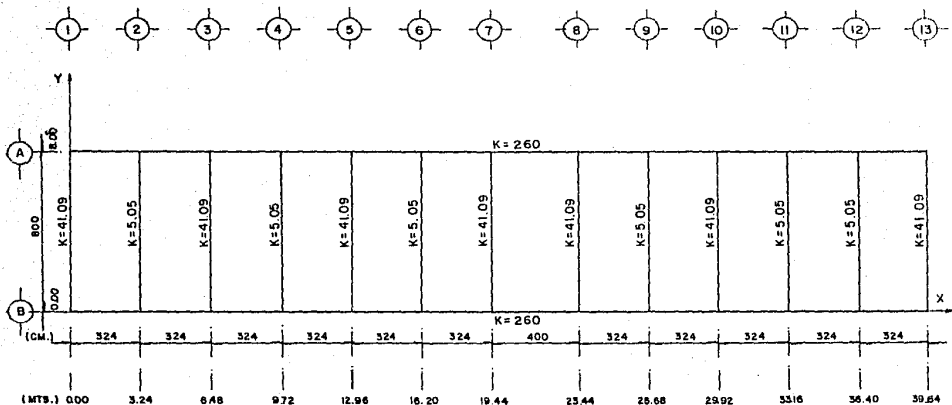
En las figuras 5.5 a 5.7, se muestran las rigideces de entrepiso y en donde observamos para el sentido longitudinal, una mayor rigidez para el nivel superior con respecto a los inferiores, lo cual se debe principalmente, a que los cables están anclados únicamente, del nivel planta baja al nivel azotea y con lo cual sólo restringen al nivel superior contra desplazamientos laterales, proporcionando así mayor rigidez en él.

Cabe mencionar un aspecto interesante que se presentó en el cálculo de las rigideces, referente a que los valores de éstas cambian significativamente en el tercer nivel, dependiendo del sentido en que se apliquen las fuerzas laterales sobre los marcos (varían aproximadamente en un 40 %). Lo anterior se debe fundamentalmente, a que la distribución de cables no es totalmente simétrica, además de contar con un entrepiso extremo sin contraventear.

En los dos niveles inferiores, las rigideces son iguales en ambos sentidos, debido a que sus desplazamientos tienen prácticamente los mismos valores, lo cual se debe a que los cables no se anclan en esos niveles.

Por otra parte, al tener dos valores de rigideces para el nivel superior, en rigor se tendrían que realizar dos análisis diferentes, ya que con la mayor rigidez se obtienen elementos mecánicos más desfavorables, mientras que con una menor rigidez los desplazamientos serán menores.

Sin embargo, para fines de este estudio, únicamente se considerará la primera alternativa, para simplificar el análisis.

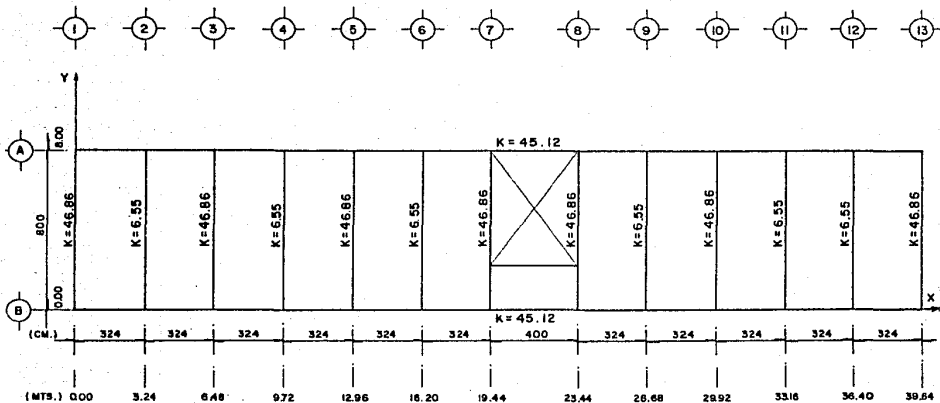


RIGIDEZES : $I_{Kx} = 520 \text{ ton./cm.}$
 $I_{Ky} = 317.93 \text{ ton./cm.}$

PESO : $W = 340.52 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : (19.82, 4.0)

FIG. 5.5. RIGIDEZES : NIVEL 3 AZOTEA .



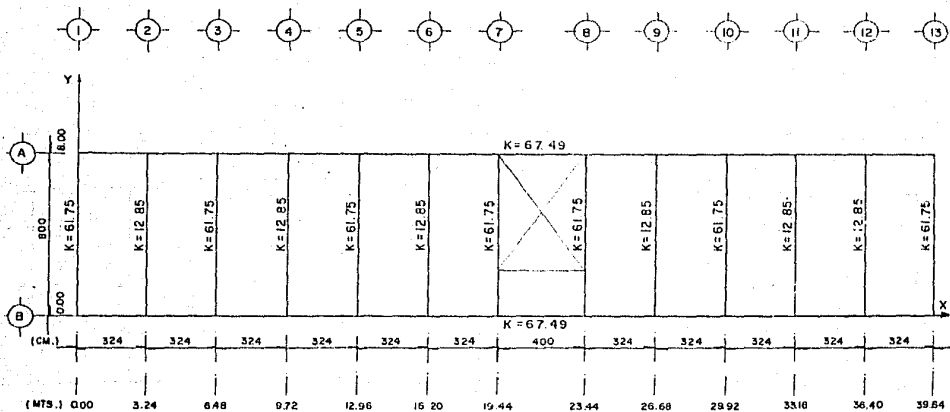
RIGIDEZES : $\Sigma K_x = 90.24 \text{ ton./cm.}$
 $\Sigma K_y = 367.32 \text{ ton./cm.}$

PESO : $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : $(19.725 , 2.765)$

851

FIG. 5.6. RIGIDEZES : NIVEL 2 ENTREPISO.



RIGIDECES : $\Sigma K_x = 134.98 \text{ ton./cm.}$
 $\Sigma K_y = 509.35 \text{ ton./cm.}$

PESO : $W = 428.10 \text{ ton.}$

CENTRO DE MASA : $(19.725 , 2.765)$

FIG. 5.7. RIGIDECES: NIVEL I ENTREPISO

Por lo anterior y de acuerdo a las normas (ref. 3) no se cumple la condición de regularidad, en el sentido de que la rigidez de ningún entrepiso debe exceder en más de 100 % a la del entrepiso inmediato inferior, lo cual se toma reduciendo en 20 % el factor Q' .

Una vez obtenidas las rigideces, se realizó el análisis de torsiones y cuyos resultados se presentan en las tablas 5.3.a. a la 5.3.d.

Con los datos anteriores, se realizó el análisis estructural por cargas de sismo de la estructura, puesto que el análisis por cargas verticales se puede obtener de las revisiones efectuadas anteriormente, presentándose un resumen de los elementos mecánicos en las figuras 5.8, a 5.16.

ANALISIS DE TORSIONES

DIRECCION X

NIVEL	MARCO EJE	VDX (ton.)	VTXX (ton.)	VTOTX (ton.)	VTXY (ton.)	VDISX (ton.)	FDIS X (ton.)
3	A	100.90	2.85	103.75	16.77	108.78	108.78
	B	100.90	2.85	103.75	16.77	108.78	108.78
2	A	184.65	0.38	185.03	5.14	186.57	77.79
	B	184.65	1.83	186.48	5.14	188.02	79.24
1	A	224.40	0.26	224.66	6.54	226.63	40.05
	B	224.40	2.66	227.06	6.54	229.02	41.00

TABLA. 5.3.a.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT-YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
3	1	23.88	7.81	31.69	2.14	32.33	32.33
	2	2.94	0.80	3.73	0.22	3.80	3.80
	3	23.88	5.15	29.03	1.41	29.46	29.46
	4	2.94	0.47	3.40	0.13	3.44	3.44
	5	23.88	2.49	26.38	0.68	26.58	26.58
	6	2.94	0.14	3.08	0.04	3.09	3.09
	7	23.88	0.27	24.15	0.05	24.17	24.17
	8	23.88	2.92	26.80	0.05	26.95	26.95
	9	2.94	0.62	3.56	0.11	3.59	3.59
	10	23.88	7.21	31.10	1.23	31.47	31.47
	11	2.94	1.15	4.09	0.20	4.14	4.14
	12	2.94	1.41	4.35	0.24	4.42	4.42
	13	23.88	13.66	37.54	2.32	38.24	38.24

TABLA 5.3.b.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VDY (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT-YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
2	1	43.13	16.39	59.53	9.04	62.24	29.90
	2	6.03	1.90	7.93	1.05	8.25	4.45
	3	43.13	10.82	53.95	5.97	55.74	26.29
	4	6.03	1.12	7.15	0.62	7.34	3.89
	5	43.13	5.25	48.38	2.89	49.25	22.67
	6	6.03	0.34	6.37	0.19	6.43	3.34
	7	43.13	0.51	43.64	0.18	43.69	19.53
	8	43.13	5.84	48.98	2.08	49.60	22.65
	9	6.03	1.42	7.45	0.51	7.60	4.01
	10	43.13	14.49	57.62	5.15	59.17	27.70
	11	6.03	2.63	8.66	0.94	8.94	4.80
	12	6.03	3.23	9.26	1.15	9.51	5.19
	13	43.13	27.46	70.60	9.76	73.52	35.29

TABLA 5.3 c.

DIRECCION Y

NIVEL	MARCO EJE	VD Y (ton.)	VT YY (ton.)	VTOT Y (ton.)	VT YX (ton.)	VDIS Y (ton.)	FDIS Y (ton.)
	1	49.81	19.63	69.44	11.65	72.94	10.70
	2	10.37	3.39	13.76	2.01	14.36	6.12
	3	49.81	12.99	62.80	7.71	65.11	9.37
	4	10.37	2.01	12.38	1.19	12.74	5.40
	5	49.81	6.35	56.16	3.37	57.29	8.04
	6	10.37	0.63	11.00	0.37	11.11	4.68
	7	49.81	0.43	50.25	0.18	50.30	6.61
	8	49.81	6.42	56.23	2.61	57.01	7.41
	9	10.37	2.34	12.71	0.95	13.00	5.39
	10	49.81	16.11	65.93	6.55	67.89	8.72
	11	10.37	4.36	14.73	1.77	15.26	6.32
	12	10.37	5.37	15.74	2.18	16.39	6.78
	13	49.81	30.65	80.47	12.46	84.21	10.68

TABLA. 5. 8. d.

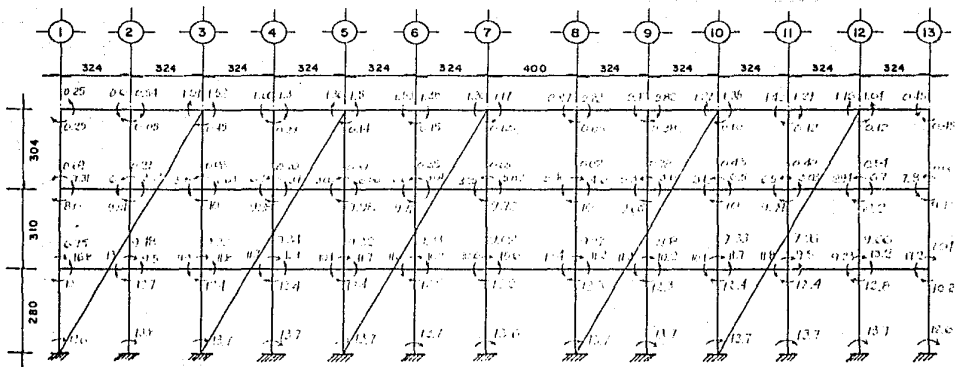


FIG. 5.8. MARCO LONGITUDINAL EJES AyB
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO

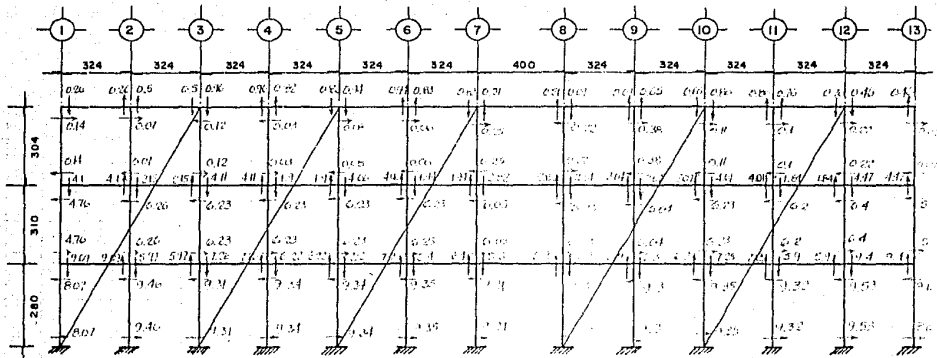


FIG. 5.9. MARCO LONGITUDINAL EJES A y B.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

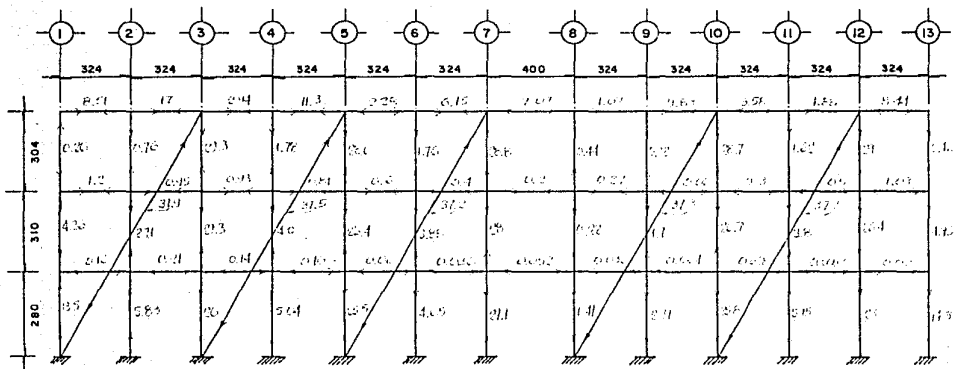


FIG. 5.10. MARCO LONGITUDINAL EJES AyB.
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

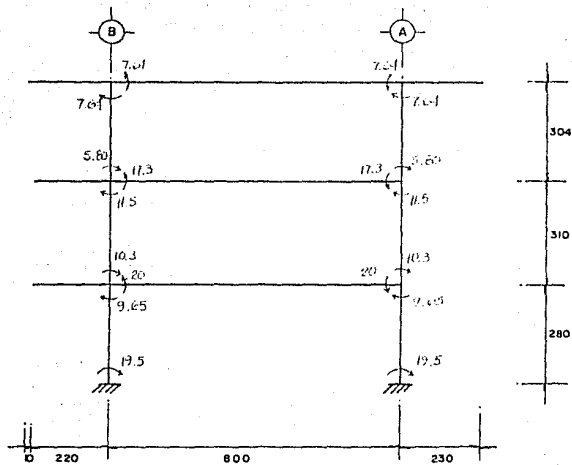


FIG. 5.II. MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

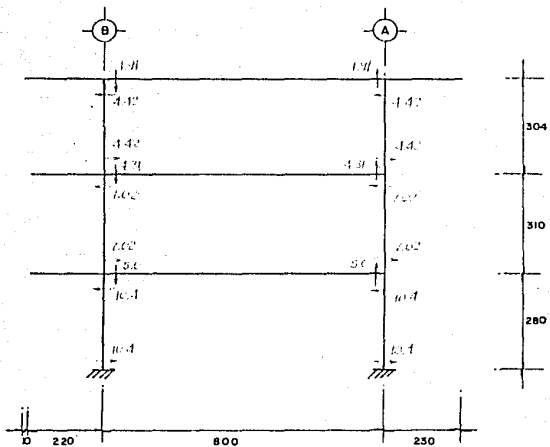


FIG. 5.12. MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

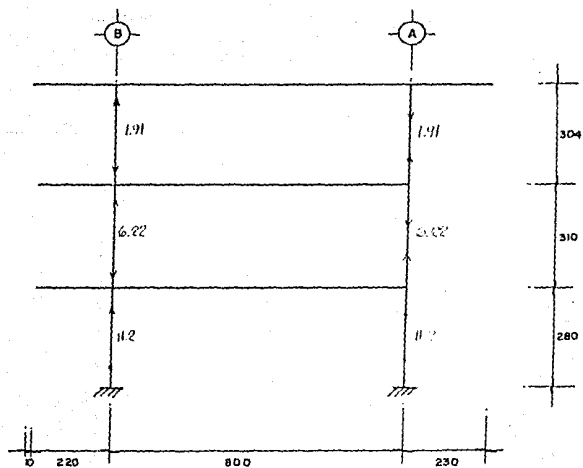


FIG. 5.13. MARCO TRANSVERSAL SIN MT.
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

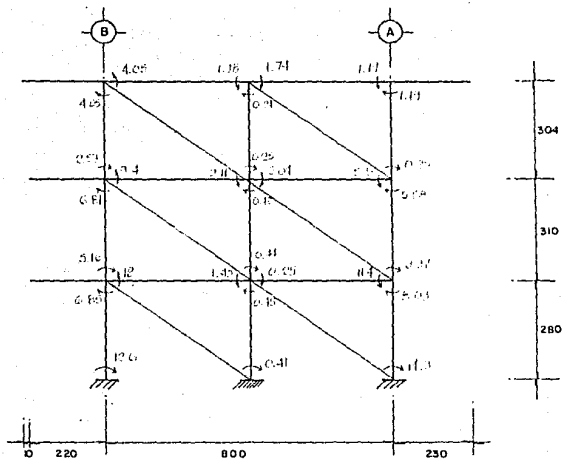


FIG. 5.14. MARCO TRANSVERSAL CON
MT DE RIGIDEZ .
MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGAS DE SISMO.

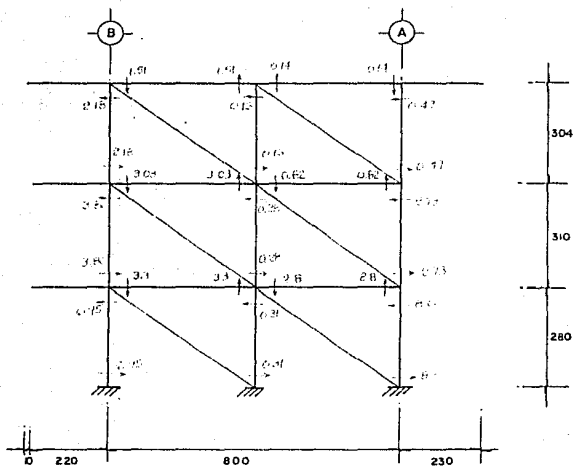


FIG. 5. 15. MARCO TRANSVERSAL CON
MT DE RIGIDEZ.
FUERZAS CORTANTES POR CARGAS DE SISMO.

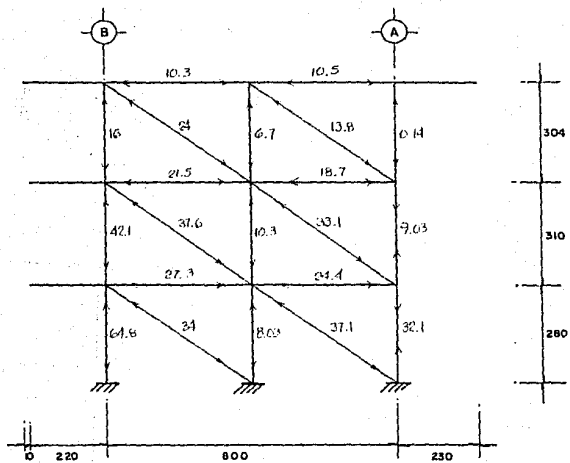


FIG. 5.16 MARCO TRANSVERSAL CON
MT DE RIGIDEZ
FUERZAS AXIALES POR CARGAS DE SISMO.

3.5. Revisión de la estructura.

a) Desplazamientos laterales.

En el sentido longitudinal, los desplazamientos laterales obtenidos del análisis, son del orden del desplazamiento permisible, es decir de 6 al millar. Además se observó, que es en los dos primeros niveles en donde se presentan los máximos desplazamientos de la estructura, debido a que éstos no están restringidos directamente ante cargas laterales.

Transversalmente, tenemos un desplazamiento de 0.0057 (menor a 0.006) y cuyo valor es aproximadamente 62 % menor al obtenido para la segunda revisión, lo cual se debe como ya se ha mencionado al confinamiento que se le dá a los muros de tabique, con la estructura existente.

b) Trabes.

De los elementos mecánicos obtenidos en el análisis y revisando las secciones críticas de las trabes, se observó que cumplen adecuadamente los requisitos de seguridad por flexión y cortante, para los sentidos longitudinal y transversal, tanto de los niveles de azotea como de entrepiso, debido a que el acero existente es mayor al requerido.

c) Columnas.

Con la rigidización propuesta en ambos sentidos, se generan en las columnas grandes incrementos de esfuerzos por carga axial, además del incremento en menor proporción de los momentos, por efecto del contraenteo longitudinal con cables de alta resistencia, así como por los muros confinados de tabique, en el sentido transversal.

Al revisar la sección de la columna, se obtuvo un porcentaje de acero requerido, aproximadamente igual al existente. En la figura 5.17, se presenta el diagrama de interacción de las columnas correspondiente a su geometría y acero existente, en el cual se utilizaron los factores de reducción asignados a columnas que forman parte de marcos comunes, los cuales son:

- a) $F_R = 0.70$, para la región del diagrama ubicada por encima de la carga balanceada.
- b) $F_R = 0.80$, para la región del diagrama ubicada por debajo de la carga balanceada.
- c) En el punto de carga balanceada, se consideraron los dos valores del F_R . Por tal motivo, en el diagrama existe una discontinuidad en éste punto.

En la fig 5.17, podemos observar que tanto las combinaciones de P_u y M_u para las rigidizaciones propuestas (con muros de cortante y cables de alta resistencia) caen dentro del diagrama de interacción, por lo cual la sección y refuerzo de la columna, son adecuados por flexocompresión.

En lo referente al refuerzo de la columna por fuerza cortante, éste es adecuado, ya que las separaciones existentes de los estribos son menores a las requeridas.

d) Revisión de los muros transversales de tabique.

De los elementos mecánicos, se tiene en el segundo entrepiso la máxima fuerza de compresión con un valor igual a 37.6 ton.

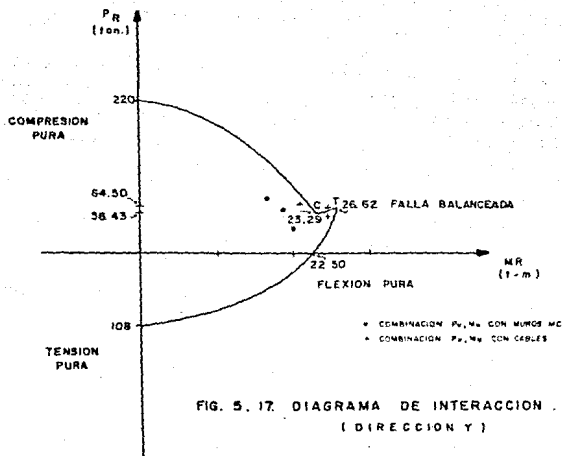


FIG. 5. 17. DIAGRAMA DE INTERACCION .
 (DIRECCION Y)

Así tenemos que:

$$\sigma = \frac{37.6}{0.20} = 188 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma = 18.8 < f_m^* = 19 \text{ kg/cm}^2$$

Además, el castillo central está sujeto a una fuerza axial de 10.30 ton, la cual es menor que la carga resistente igual a 36 ton.

Por lo anterior, se observa que los muros transversales de de tabique son adecuados ante cargas laterales.

e) Revisión de los esfuerzos en los cables.

La máxima fuerza de tensión que se presentan en los cables es igual a 37.9 ton, por lo cual el esfuerzo actuante es:

$$f_t = \frac{37.9}{0.0011} = 34,454.54 \text{ t/m}^2$$

$$f_t = 3.445.45 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo anterior se observa que el esfuerzo en los cables, para la condición de sismo de diseño está a la quinta parte de su esfuerzo de ruptura, por lo cual se tiene que el área de acero propuesta para los cables, es adecuada para resistir las fuerzas de tensión que se generan en ellos.

Una de las razones principales de utilizar acero de presfuerzo para la rigidización con cables de alta resistencia, es la referente a que se requiere tener un presfuerzo inicial en los cables, para que éstos empiecen a trabajar inmediatamente en cuanto se presente un sismo. De lo contrario, al contar con acero estructural, se puede llegar a tener una catenaria inicial y al presentarse un sismo, se generarían esfuerzos en los elementos estructurales del marco, los cuales disminuirían hasta que empezara a trabajar el cable. Es decir, hasta que se elimine la catenaria original.

Por lo anterior, se le dá a los cables un presfuerzo inicial, cuyo valor es un porcentaje del esfuerzo de ruptura ($f_t = 0.07 f_{r}$).

Con la fuerza de tensión inicial, se efectuó la revisión de la estructura, observándose en general que los esfuerzos que induce en los elementos estructurales, son absorbidos adecuadamente con el refuerzo existente en ellos, bajo ésta condición de carga.

5.6. Diseño de los anclajes de los cables.

Los anclajes de los cables del contraventeo tanto de cimentación como de azotea, se diseñaron tomando en cuenta que deben de proporcionar el área de apoyo necesaria a los cables. Estos anclajes, son similares a los usados en estructuras con cables postensados.

La forma en que ha sido concebido el anclaje, implica que los cables producen esfuerzos de compresión en ellos (Ref.16). Por éste motivo, se diseñó una placa de apoyo considerando como esfuerzo de diseño el valor de $F_{r/C}$, de acuerdo con la sección 2.1.4 de las N.T.C. para diseño de estructuras de concreto (Ref 5).

Además, se diseñaron conectores para transmitir las fuerzas del dado de anclaje a la estructura existente.

Para el dimensionamiento de estos conectores, se obtuvieron las componentes horizontal y vertical de la fuerza actuante en los cables, considerando que se transmiten del dado de anclaje a la estructura existente, mediante el mecanismo de cortante-fricción, tomando en cuenta la contribución de la componente en compresión respectiva.

A continuación se presenta el anclaje propuesto para los cables, así como su diseño.

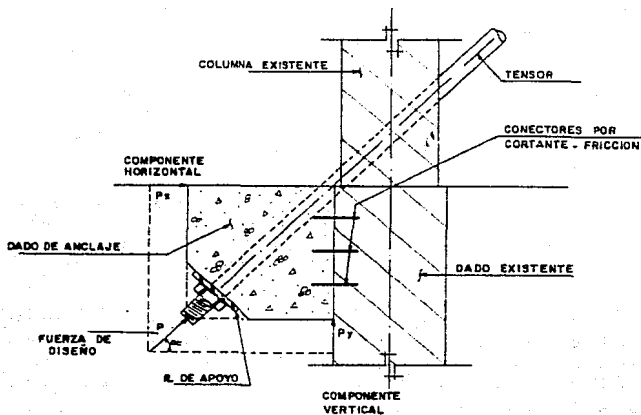


FIG. 5.18. ANCLAJE DE CABLES DE PRESFUERZO.

a) Cargas consideradas.

De la figura 5.18, se tiene que las cargas consideradas para el diseño de los anclajes son:

$$P_x = P \cos \alpha = 37.9 \cos(54.06^\circ) = 22.24 \text{ ton}$$

$$P_y = P \sin \alpha = 37.9 \sin(54.06^\circ) = 30.69 \text{ ton}$$

b) Geometría.

Se propondrá una sección de 45x45 cms, considerando su diseño como una ménsula; así tendremos que:

$$h = 45 \text{ cm (peralte)}$$

$$b = 45 \text{ cm (ancho) } y$$

$$c = 17.5 \text{ cm}$$

siendo c , la distancia de la carga al paño donde arranca la ménsula.

c) Materiales.

Se utilizará una resistencia a la compresión con un f_c de 300 kg/cm^2 , debido a que los cables inducen grandes esfuerzos de compresión en el anclaje. Por lo anterior:

$$f_c^* = 0.8 \times 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

(Resistencia nominal del concreto a compresión)

Además:

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

d) Diseño dirección X.

1) Refuerzo por flexión:

$$c/h = 17.5/45 = 0.388$$

$$z = 1.2 c = 1.2 \times 17.5 = 21 \text{ cm}$$

Por lo que:

$$M_{ux} = c P_{ux} = 0.175 \times 22.24 \times 1.1$$

$$M_{ux} = 4.28 \text{ t-m}$$

Así tenemos que:

$$A_s = \frac{4.28 \times 10^5}{0.8 \times 4200 \times 21} = 6.06 \text{ cm}^2$$

Proporcionando 4 vars. No. 5 : $A_s = 7.92 > 6.06 \text{ cm}^2$

$$P = \frac{7.92}{45 \times 45} = 0.0039 > 0.00288$$

2) Refuerzo por cortante-fricción.

Se considerará un coeficiente de cortante por fricción μ igual a 1.0, debido a que la fuerza cortante actúa en una superficie formada por concreto endurecido contra concreto nuevo.

Tenemos que:

$$A_{vf} = \left(\frac{V_u}{F_R \mu} - N_u \right) \frac{1}{f_y}$$

$$\text{con } V_u = 24,464 \text{ ton} \quad \text{y} \quad N_u = 33,759 \text{ ton}$$

$$A_{vf} = \left(\frac{24,464}{0.8 \times 1} - 33,759 \right) \frac{1}{4200}$$

$$A_{vf} = A_s \text{ mín}$$

$$\therefore A_s \text{ mín} = 0.003$$

$$A_s \text{ mín} = 45 \times 45 \times 0.003$$

$$A_s \text{ mín} = 6.075 \text{ cm}^2$$

Se debe cumplir que:

$$V_{CR} = F_R [14 A + 0.8 (A_v f_v + N_u)]$$

$$V_{CR} = 0.8 [14 (45 \times 45) + 0.8 (6.075 \times 4200 + 33,759)]$$

$$\therefore V_{CR} = 60.61 > 24.464 \text{ ton}$$

Además:

$$V_{CR} = 0.25 F_R f_c' A$$

$$V_{CR} = 0.25 \times 0.8 \times 240 \times 45 \times 45$$

$$V_{CR} = 97.20 > 24.46 \text{ ton}$$

$$\therefore A_v f_v = A_s \text{ m}^2 = 4.05 \text{ cm}^2$$

Proponiendo varillas No. 4, la separación será:

$$s_{\#4} = \frac{1.27 \times 100}{6.075} = 20.9 \text{ cms.}$$

$$\therefore \text{se tomará } s = 20 \text{ cms.}$$

#4

e) Diseño dirección Y.

1) Refuerzo por flexión.

Tenemos que:

$$M_{uy} = c P_{uy} = 0.175 (1.1 \times 30.69)$$

Así, el área de acero será:

$$A_s = \frac{5.91 \times 10^5}{0.8 \times 4200 \times 21} = 8.37 \text{ cm}^2$$

con 5 vars. No. 5: $A_s = 9.9 > 8.37 \text{ cm}^2$

$$\rho = \frac{9.9}{45 \times 45} = 0.0049$$

$$\rho_{mín} < 0.0049 < 0.008$$

2) Refuerzo por cortante-fricción.

Se tiene que:

$$V_u = 33.76 \text{ ton} \quad \text{y} \quad N_u = 24.464 \text{ ton}$$

Así:

$$A_{vf} = \left(\frac{33,760}{0.8 \times 1} - 24,464 \right) \frac{1}{4200} = 4.22 \text{ cm.}^2$$

Además:

$$U_{CR} = 0.8 [14(45 \times 45) + 0.80(4.22 \times 4200 + 24464)]$$

$$\therefore U_{CR} = 49.68 > 33.76 \text{ ton}$$

También:

$$U_{CR} = 0.25 \times 0.8 \times 240 \times 2025$$

$$U_{CR} = 97.2 > 33.76 \text{ ton}$$

$$\therefore A_{vf} = 4.22 \text{ cm.}^2$$

utilizando vars no.4, la separación será:

$$s_{\#4} = \frac{1.27 \times 100}{4.22} = 30 \text{ cm}$$

$$s_{\text{máx}} = d/2 = 42/2 = 21 \text{ cm}$$

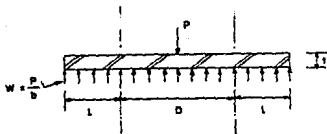
∴ se tomará $s_{\#4} = 20 \text{ cm.}$

De acuerdo con la revisión anterior se puede observar, que la sección propuesta es adecuada para resistir las acciones que le transmiten los cables de pretensado.

f) Diseño de la placa de apoyo.

Como ya se ha mencionado, la placa de apoyo se requiere debido a que los cables inducen esfuerzos de compresión en el anclaje de éstos.

Por lo anterior, se diseñará la placa tomando en cuenta que ésta trabaja principalmente a flexión.



$$M = \frac{P \cdot l^2}{2}$$

$$b = D + 2l$$

(ancho).

Tomando en cuenta la fisura anterior, tenemos que:

$$A = \frac{P}{f_p} = \frac{P}{0.7 f^* c}$$

$$A = \frac{18,950}{168} = 112.75 \text{ cm}^2$$

Proporcionando una sección de 15 x 15 cms. $A = 225 \text{ cm}^2$,
por lo cual es adecuada.

Para el espesor t , se tiene que:

$$t = \sqrt{\frac{6 M}{b f_p}}$$

con : $b = 15 \text{ cm}$

$$f_p = 148 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{y } M = 656.25 \text{ kg-cm}$$

tenemos que:

$$t = \sqrt{\frac{6 \times 656.25}{15 \times 148}} = 1.25 \text{ cm}$$

$$\therefore t = 1/2" \approx 1.27 \text{ cm.}$$

Al final del capítulo, se presentan los detalles de la
residización longitudinal estudiada.

En lo referente al procedimiento constructivo para la instalación
del contraventeo con cables de alta resistencia, podemos mencionar el
siguiente: primeramente se realiza tanto la perforación en las losas
para el paso de los cables, así como el habilitado y colado de los
ataques (dados) de cimentación y de azotea, dejando ahogado en el

concreto un ducto ensartado de 3" de diámetro para el paso de los cables, cuidando dejar un conducto para posterior inyección de un mortero que sirva para proteger a los cables de presfuerzo.

Posteriormente se mide y verifica la geometría y posición exacta de los cables, para cortarlos a la medida adecuada desde la cimentación hasta la azotea. Una vez obtenida la resistencia que se especifica para el concreto de los atraques mencionados, se colocarán los cables del nivel azotea hacia la planta baja; durante esta maniobra se introducen los cables en unos poliductos de plástico para su recubrimiento y protección.

Cada cable de 4 torones, se tensará mediante gatos hidráulicos con una fuerza aproximada de 5.40 ton, anclado en cimentación y ajustado en azotea, realizándose esta maniobra en forma simultánea en pares de cables de un mismo tirante.

Finalmente, se rellenan los cables de abajo hacia arriba mediante la inyección interior de los poliductos de plástico.

5.7. Revisión de la cimentación.

Al igual que en la revisión de la cimentación para la rigidización con aros de cortante, esta revisión es de carácter preliminar y únicamente nos da una idea de los esfuerzos que se producen en el suelo debidos a las cargas actuantes. Así, tenemos que los elementos mecánicos obtenidos del análisis para la revisión de la cimentación, son los siguientes:

$$P_u = 565 \text{ ton}$$

$$M_u = 162 \text{ ton-m}$$

La revisión por cargas verticales, se efectuó en el capítulo anterior.

En lo referente a la revisión de la combinación de cargas verticales más sismo, tenemos que:

$$e = \frac{162}{565} = 0.29 \text{ m}$$

$$L' = 40 - 2 \times 0.29 = 39.43 \text{ m}$$

Así, los esfuerzos actuantes serán:

$$\sigma = \frac{565}{2.60 \times 39.43} \pm \frac{162 \times 6}{2.6 \times (39.43)^2}$$

$$\sigma = 5.51 \pm 0.24$$

$$\sigma_1 = 5.75 < 6.65 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 5.27 > 0$$

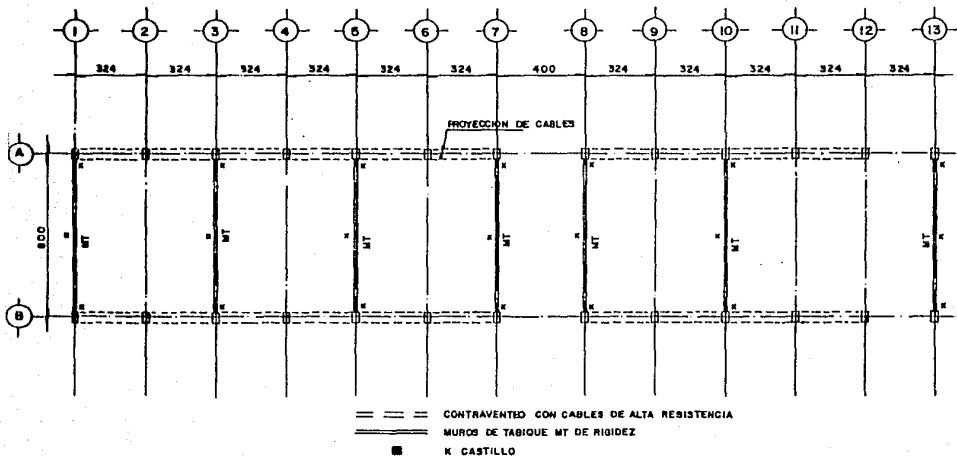
Por lo cual, se tiene que los esfuerzos que se producen en el terreno, son orden de su capacidad de carga.

Al igual que en la risidización anterior, se ha podido ver en ésta revisión que la estructura mejora considerablemente su comportamiento ante cargas laterales, ya que se permite tener a la estructura en los rangos de seguridad y servicio que marca el reslamento.

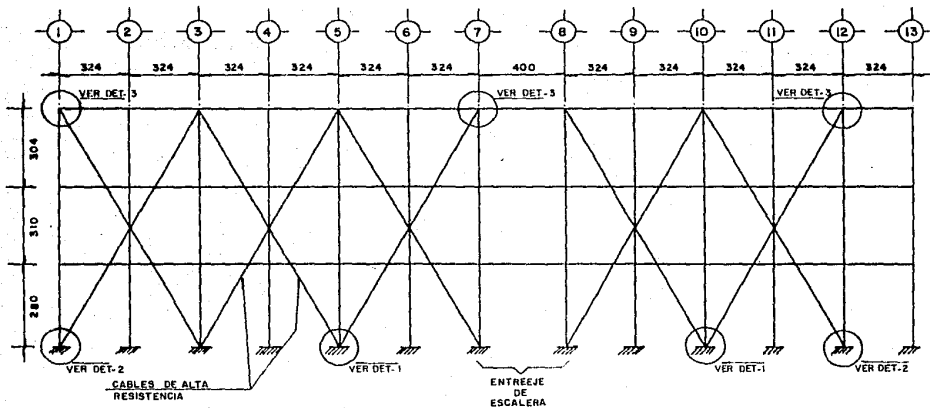
A continuación, se presentan los detalles de ésta risidización y en donde se pueden observar los armados de los anclajes de los cables, tanto por flexión, así como el requerido por el mecanismo de cortante-fricción, notándose que el anclaje de éste se llevó a cabo de tal manera que el acero propuesto, pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia en el plano en que actúa la fuerza cortante.

Los detalles de la risidización transversal, se pueden observar en el capítulo anterior, debido a que la solución para éste sentido, es igual en ambas risidizaciones.

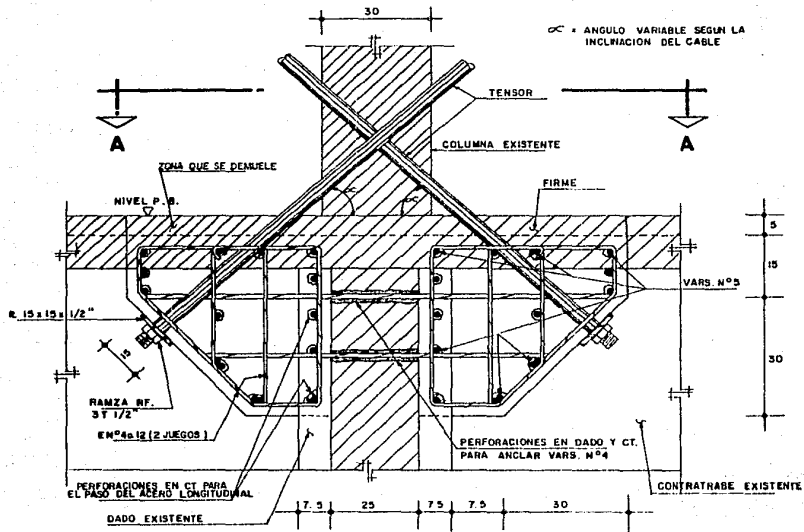
RIGIDIZACION CON
CABLES DE ALTA
RESISTENCIA.



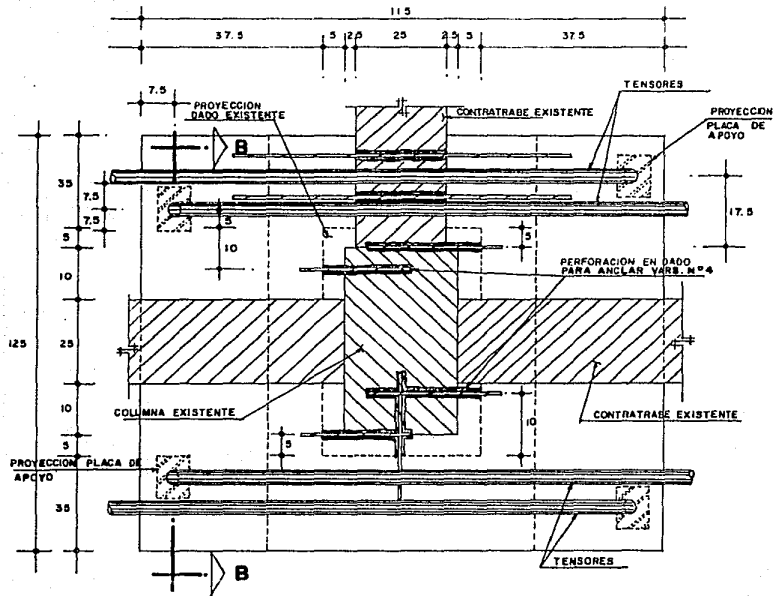
PLANTA DE RIGIDIZACION



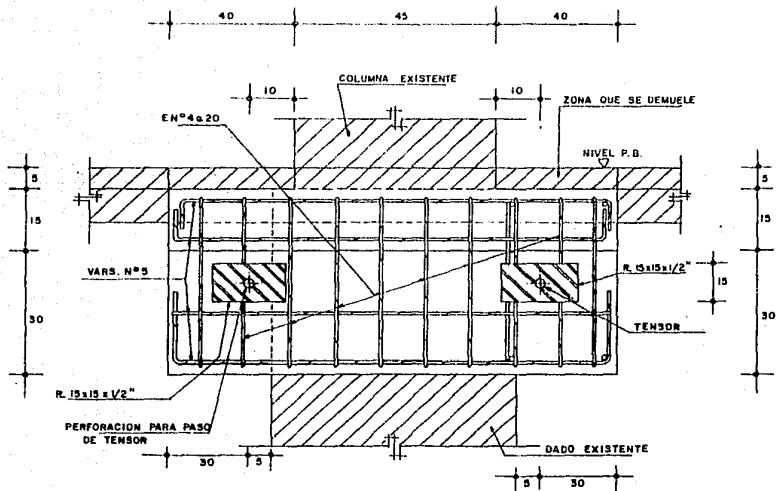
RIGIDIZACION CON CABLES
 DE ALTA RESISTENCIA .
 ELEVACION LONGITUDINAL



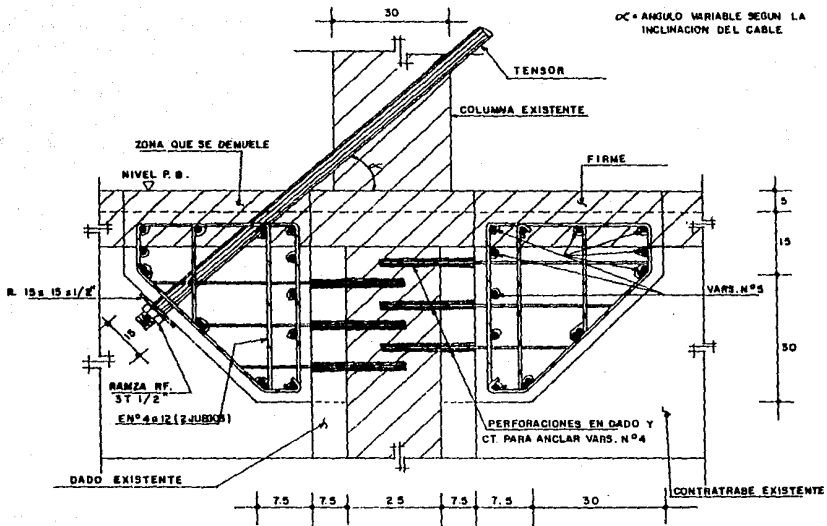
DETALLE '1'



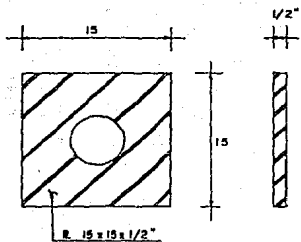
C O R T E A - A



C O R T E B - B

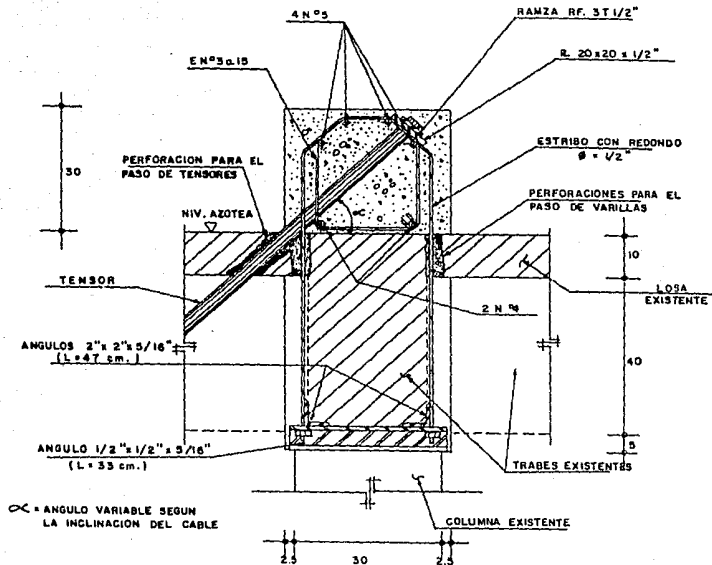


DETALLE '2'



PLACA DE APOYO

NOTA: EN EL ANCLAJE DE AZOTEA, LA R. DE APOYO SERA DE 20 x 20 x 1/2". POR REQUERIMIENTOS DE TENSADO.



DETALLE '3'

CAPITULO 6.

CONCLUSIONES.

En éste capítulo se mencionan las conclusiones específicas del estudio, referentes a los objetivos descritos en el inciso 1.3.

Las normas de diseño por sismo, así como las de diseño de estructuras de concreto y de mampostería, sufrieron modificaciones importantes, las cuales han inducido cambios sustanciales en las estructuras.

Tomando en cuenta el primer objetivo, se pueden hacer las siguientes observaciones:

De acuerdo con los datos proporcionados por las tablas y gráficas que se muestran en el capítulo 1, referentes al comportamiento de las estructuras ante los sismos de Septiembre de 1985, ubicadas en la "zona del lago" (zona R), podemos decir que para las estructuras escolares éste fue adecuado, debido principalmente a que son estructuras de poca altura y por lo cual su período fundamental de vibración fué menor al del suelo, evitando así que entraran en resonancia.

Se efectuaron dos revisiones de la estructura: en la primera se consideró que la resistencia ante cargas laterales, era proporcionada exclusivamente por los marcos en ambas direcciones, es decir, sin tomar en cuenta que los muros transversales colaboran con la estructura a tomar efectos de sismo, tal y como se realizó en el diseño original.

Posteriormente, se llevó a cabo una segunda revisión, porque a pesar de no haber considerado en el diseño original, la colaboración de los muros de tabique transversales para absorber cargas de sismo, se ha visto en los edificios escolares, que los muros si están ligados a la estructura, proporcionándole rigidez lateral y por lo cual se justificó hacer ésta revisión para estudiar su comportamiento, con ésta condición.

Al analizar la estructura se observó, que el contar con una planta alarsada, induce problemas de comportamiento sísmico, ya que produce grandes incrementos de esfuerzos en los arcos transversales extremos, por efectos de torsión (aproximadamente en 50% para la primera revisión), lo cual se reduciría si se contara con Juntas constructivas en el edificio.

Un aspecto interesante que se presentó al efectuar las revisiones de la estructura, es el referente a que, al considerar los muros de tabique transversales en el análisis (segunda revisión), nos ayuda a absorber aproximadamente un 75 % de la fuerza sísmica actuante, disminuyendo los esfuerzos en los arcos, de la dirección transversal del edificio.

Entre los parámetros que marcaron los principales cambios de las revisiones efectuadas de la estructura, con respecto a su diseño original, son: el incremento de las cargas vivas, así como del coeficiente sísmico, la disminución del módulo de elasticidad y del factor de ductilidad (comportamiento sísmico), entre otros.

Por lo anterior, se pudo observar de las revisiones efectuadas para la estructura de acuerdo al RCDF-87, que ésta no cumple con los requisitos de seguridad y servicio que marcan las nuevas normas, debido a que tanto los desplazamientos como los esfuerzos exceden los valores permitidos por éstas, por lo cual se propuso reforzar a la estructura.

Cabe recordar, que estas estructuras no presentaron fallas de ningún tipo, lo cual se debe probablemente como ya se ha mencionado, a la gran rigidez y resistencia al esfuerzo cortante, suministradas por los muros de tabique transversales a la estructura. Sin embargo, se efectuó su rigidización, para cumplir con los requisitos de seguridad y servicio que marcan las nuevas normas.

Con respecto al segundo objetivo y debido a que se requiere realizar el refuerzo de la estructura para aumentar su capacidad sísmo-resistente, de tal manera que mejore considerablemente su comportamiento global ante cargas sísmicas, se propuso llevar a cabo la rigidización de ésta, utilizando los sistemas de muros de cortante y contraventeo metálico con cables de alta resistencia, para el sentido longitudinal, mientras que transversalmente se llevó a cabo el confinamiento de los muros transversales, con la estructura existente.

Fundamentalmente, se realizó el análisis de éstos sistemas de rigidización, debido al gran número de estructuras escolares en que han tenido ya, su aplicación y por lo cual se justifica su estudio.

En el análisis de cada uno de los sistemas de rigidización, se consideraron los factores de ductilidad (comportamiento sísmico), correspondientes con las normas del RCRF-87.

Un aspecto importante que se presentó al comparar los sistemas con muros de rigidez y los cables de alta resistencia, es el referente a que los muros de cortante aumentan considerablemente la rigidez y resistencia de la estructura original, mientras que el contraventeo con cables de alta resistencia proporciona con poca rigidez, gran resistencia.

Debido a lo anterior, se obtuvo que los periodos naturales de vibración caen en zonas diferentes del espectro de respuestas, con lo cual les correspondió, ordenadas espectrales distintas.

En la tabla 6.1, se presenta una comparación de las rigideces de los marcos longitudinales y transversales sin rigidizar, así como las correspondientes a las rigidizaciones estudiadas, notándose las siguientes observaciones:

En el sentido longitudinal, se presentan los valores máximos de las rigideces, cuando se tienen muros de concreto reforzado, además de ser más uniformes, mientras que con los cables de alta resistencia, la mayor rigidez se localiza en el tercer entrepiso, lo cual se debe principalmente, a que el nivel superior, es el único que está restringido lateralmente.

Transversalmente, al considerar los muros lizados a la estructura, nos incrementa aproximadamente en un 35 % en promedio, el valor de las rigideces con respecto al marco sin rigidizar. Sin embargo, el efecto de confinar los muros a la estructura, aumenta significativamente el valor de éstas, tal y como se muestra en la tabla.

Una comparación de los desplazamientos obtenidos en el análisis de la estructura, antes y después de rigidizar, se presenta en la tabla 6.2 y en donde se tiene, que los máximos valores se presentan en el segundo entrepiso, siendo mayores a los valores permisibles, en las revisiones efectuadas de la estructura (sin rigidizar).

Obsérvese que al rigidizar la estructura con los sistemas estudiados, los desplazamientos disminuyen sustancialmente a los límites permisibles.

a.) MARCO LONGITUDINAL.

ENTREPISO	SIN RIGIDIZAR .	CON MUROS MC .	CON CABLES DE ALTA RESISTENCIA.
3	42.06	165.54	260.0
2	43.92	320.05	45.12
1	66.37	768.50	67.49

b.) MARCO TRANSVERSAL.

ENTREPISO	SIN RIGIDIZAR	CONSIDERANDO QUE LOS MUROS MT PROPORCIONAN RIGIDEZ	CON MUROS CONFINADOS POR DALAS Y CASTILLOS.
3	5.05	7.34	41.09
2	6.55	9.56	46.86
1	12.85	14.91	61.75

RIGIDECES EN ton./cm.

TABLA.6.1. RIGIDECES DE LOS MARCOS ANTES Y DESPUES DE RIGIDIZAR .

MARCO .	ENTREPISO.	1a. REVISION.	2a. REVISION.	RIGIDIZ. MC .	RIG. CABLES .
LONGITUDINAL (δ_x)	3	0.016735	0.01633	0.0018	0.0040
	2	0.0289	0.0282	0.0020	0.0063
	1	0.0255	0.0251	0.0012	0.0065
TRANSVERSAL (δ_y)	3	0.03013	0.0094	0.0033	0.0039
	2	0.0424	0.015	0.0052	0.0057
	1	0.02934	0.0114	0.0047	0.0051

$$\delta_p = 0.006$$

TABLA 6.2. COMPARACION DE LOS DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS ANTES Y DESPUES DE RIGIDIZAR .

En la aplicación de ambos sistemas, se produjo una redistribución de esfuerzos en la estructura. Sin embargo, al revisar las nuevas secciones críticas, se observó que el refuerzo existente fué mayor que el requerido.

Cabe señalar, que tanto para las revisiones de la estructura efectuadas en el capítulo 2, así como para las rigidizaciones propuestas, se observó que el refuerzo por cortante en los elementos estructurales existentes, siempre fué mayor al requerido y por lo cual, no fué necesario realizar ningún refuerzo por fuerza cortante.

En lo referente a las revisiones de la cimentación, únicamente se revisó la capacidad de carga del terreno considerado, debido a que se trató de enfocar el presente trabajo a estudiar la rigidización de la estructura y por lo cual no se presenta el análisis y revisión de las secciones de la cimentación.

Por lo anterior, las revisiones efectuadas de la cimentación son insuficientes para juzgar su comportamiento, debido a que se realizaron de manera preliminar para tener idea de los esfuerzos que se transmiten al suelo, por efecto de la cimentación, por lo cual es necesario realizar un estudio más racional y completo de ella, para determinar con criterios más adecuados, la distribución de esfuerzos en el sistema suelo-cimentación, sobre todo en la zona en donde se ubican los muros de concreto reforzado, que es en donde se presentan grandes concentraciones de esfuerzos.

Con los sistemas de rigidización estudiados, se observó que la estructura mejora sus características de rigidez y resistencia, además de que presenta un mejor comportamiento ante cargas de sismo, ya que se reducen en gran consideración tanto los desplazamientos laterales, así como los esfuerzos en los elementos estructurales, en ambas direcciones.

Al analizar los detalles de las rigidizaciones que se presentan al final de los capítulos 4 y 5, pienso que se debe tener una supervisión capacitada y responsable, en este tipo de refuerzo de edificios, debido a que la ejecución del proyecto, requiere de detalles constructivos de mucha calidad, los cuales se deben de realizar, tal y como se presentan en los planos, sobre todo en lo que se refiere a las conexiones, para evitar que se dañe a la estructura.

En la rigidización con muros de concreto reforzado, se debe de tomar en cuenta, que estos trabajen en conjunto con el marco, por lo cual el mecanismo de anclaje deberá contar con suficiente resistencia y capacidad de deformación.

Por otra parte, en la rigidización con cables de alta resistencia, creo que en los dados de cimentación, se hacen demasiadas perforaciones a las columnas y contratahes, lo cual ocurre en las zonas de máximos esfuerzos, provocando un debilitamiento de estos elementos, las cuales aunque se tratan con resinas epóxicas, producen una disminución de su resistencia local.

De la correcta ejecución de los detalles anteriores, dependerá en gran parte que lo construido, esté de acuerdo con lo proyectado.

Por lo anterior, se han presentado las conclusiones y comentarios generales derivados de la realización de este trabajo.

Referencias.

- 1) Duque, R. Roberto, 'Después de los sismos de 1985'. Revista INCYC 184, (Septiembre, 1986).
- 2) Rosenblueth, E., Meli, R., 'El sismo del 19 de Septiembre de 1985; sus efectos en la Ciudad de México'. Revista INCYC 180, (Mayo de 1986).
- 3) 'Intensidad de los daños en inmuebles en el Distrito Federal, ocasionados por los sismos de Septiembre de 1985', Departamento del Distrito Federal, (Septiembre de 1986).
- 4) Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal. (Julio de 1987).
- 5) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. D.D.F. (Noviembre de 1987).
- 6) Carrillo, F., 'Análisis y Diseño de la Estructura y Cimentación de un edificio de 23 pisos, en la Ciudad de México'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. (1969).
- 7) Bazán, E., Meli, R., 'Manual de Diseño Sísmico de Edificios'. Limusa, México. (1987).
- 8) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. D.D.F. (Noviembre de 1987).
- 9) Alejandro, R., Briseño, R., Suárez, L., 'Programas de Computadora para Diseño de Edificios'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. (1988).
- 10) Meli, R., 'Diseño Estructural', Limusa, México. (1987)
- 11) Meli, R., Salgado, G., 'Comportamiento de muros de mampostería sujetos a carga lateral'. Instituto de Ingeniería. (Septiembre de 1969).
- 12) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. D.D.F. (Noviembre de 1987).

- 13) Tena C. Arturo. 'Reestructuración de un edificio dañado por el sismo del 19 de Septiembre de 1985'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. (1987).
- 14) White, Gersely, Spensmith. 'Comportamiento de miembros y sistemas'. Ingeniería Estructural. Limusa.
- 15) Iglesias, J. 'Reparación de estructuras de concreto'. Revista INCYC 184. (Septiembre de 1986).
- 16) Reestructuración de escuelas tipo. Memorias de cálculo. Grupo Rio boo (1988).
- 17) Allen, A.H., Introducción al Concreto Presforzado. Publicación INCYC, México. (1986).
- 18) Camba, J.L., Chacón, F., Pérez, F., 'Apuntes de Análisis Estructural I'. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. (1982).
- 19) Berrón, R.R., 'Evaluación del comportamiento de edificios de muros de mampostería, en los sismos de Septiembre de 1985'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. (1987).
- 20) Salazar B.L., 'Calibración de las nuevas normas de diseño sísmico de edificios de concreto'. Tesis Profesional. Facultad de Ingeniería. U.N.A.M. (1988).
- 21) Willie L.A., 'Procedimientos para reforzamiento sísmico de estructuras existentes'. Revista INCYC 184. (Septiembre de 1986).
- 22) Hanson, R.D., 'Reforzamiento de elementos de concreto en edificios'. Revista INCYC 184. (Septiembre de 1986).
- 23) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cementaciones. U.D.F. (Noviembre de 1987).