

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.

Trabajo realizado por:

EDUARDO FIGUEROA GUTIERREZ

Que lleva por título.

ANALISIS PASO A PASO DE UN EDIFICIO DAÑADO
POR SISMOS PREVIOS, REFORZADO CON ELEMEN -
TOS DIAGONALES DE ACERO, UTILIZANDO EL ACE -
LEROGRAMA DEL SISMO DEL DIA 19 DE SEPTIEM -
BRE DE 1985.

Que cubre los requisitos para presentar

EXAMEN FINAL SIN TESIS

Y aspirar a obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERIA

En la Sección de Estructuras de ésta División.



5. Enero 1987



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ING. NEFTALI RODRIGUEZ CUEVAS
COORDINACION DE LA SECCION DE
ESTRUCTURAS. DEPI - UNAM
P r e s e n t e . . .

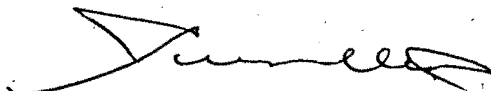
En relación con el examen de grado del Ing. Eduardo Figueroa Gutiérrez, para obtener la maestría en Estructuras, me permito proponer que desarrolle el siguiente tema en su trabajo escrito:

Análisis paso a paso de la respuesta de un edificio de concreto reforzado rigidizado con elementos diagonales de acero, empleando el acelerograma del sismo del 19 de septiembre de 1985 en terrenos de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, componente Este-Oeste.

Este edificio será estudiado tanto teórica como experimentalmente dentro de un proyecto conjunto con la Universidad de Illinois y el Instituto Tecnológico de California, por lo que será muy útil contar con la información que obtendría el Ing. Figueroa antes de hacer las pruebas dinámicas.

Los planos y detalles del refuerzo le serán proporcionados por mí. El plazo para realizar el trabajo sería de 30 días.

A t e n t a m e n t e ,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 1° de Diciembre de 1986


M e n C ENRIQUE DEL VALLE C.
PROFESOR TITULAR

*Este trabajo desarrollado
será entregado a los sinodales
el día 5 de enero de 1987*

El Coordinador

[Firma manuscrita]

EVC/rmz

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES QUÍMICAS

LABORATORIO DE QUÍMICA ANALÍTICA

SECRETARÍA DE EDUCACIÓN PÚBLICA
SECRETARÍA DE ECONOMÍA
SECRETARÍA DE ENERGÍA



DEPTO. DE QUÍMICA

T. UNAM

1987

FIG

I N D I C E

Introducción.

Capítulo 1 Descripción De La Estructura. 2

 1.1 Antecedentes 2

 1.2 Estructura Original. 3

 1.3 Estructura Reforzada 4

Capítulo 2 Análisis Paso a Paso. 6

 2.1 Introducción. 6

 2.2 Programa de Computadora 6

 2.3 Modelo Matemático. 8

 2.4 Desplazamientos 9

 2.5 Fuerzas Cortantes de Entrepiso 11

 2.6 Esfuerzos 12

Capítulo 3 Conclusiones. 14

Indice de Figuras 16

Indice de Tablas 24

Referencias Bibliográficas

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

El presente trabajo se realiza con la finalidad de conocer el comportamiento de una estructura en particular, durante el sismo ocurrido el 19 de Septiembre de 1985 y sus efectos particulares en la Ciudad de México.

Dicha estructura se describe al detalle en el primer capítulo, haciendo énfasis en el refuerzo realizado a causa de daños por sismos previos.

En el segundo capítulo se describen los métodos utilizados, programa de computadora y suposiciones realizadas durante el análisis del edificio. Se discuten también los resultados obtenidos del análisis, dando las interpretaciones respectivas.

En el tercer capítulo se establecen las conclusiones a las que se llegó como producto de la interpretación de los resultados, señalando algunas de ellas las limitaciones y carencias que se presentaron, y en algunas otras se proponen conceptos y actividades para desarrollar en el futuro y complementar el conocimiento logrado con este trabajo.

CAPITULO 1

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA.

1.1 ANTECEDENTES.

El edificio que se estudió en el presente trabajo es un inmueble destinado a oficinas, mas precisamente a consultorios médicos pertenecientes a una corporación privada.

Está distribuido en 10 pisos para consultorios y atención al público, el primer nivel y el sótano está destinado para estacionamiento de médicos, y en la azotea del edificio un cuarto de máquinas, sumando así 13 niveles por encima del piso del sótano cuyo nivel de piso se encuentra a 1.50m bajo el nivel de banquetta.

Tiene forma rectangular en planta con aproximadamente 11.90m de frente por 21.15m de largo. Esta configuración se conserva regularmente en toda la altura con excepción del primer nivel donde se acorta la longitud de la planta para formar un mezanine de acceso al edificio y un efecto visual de doble altura jerarquizando la entrada.

El edificio cuenta con dos cubos de elevadores con capacidad aproximada para 10 personas cada uno, un núcleo de escaleras de servicio y entre estos dos se encuentran los baños de servicio a cada medio nivel.

Este inmueble se ubica en las calles de Durango en la colonia Roma de la Ciudad de México. Según el Reglamento de Construcciones para el D. F. versión 1976, está ubicado en la llamada Zona de Lago (Ref. 1) es decir una zona donde se encuentran estratos de arcilla de alta compresibilidad con un espesor mayor a 20m. En el sitio de estudio se estima que el espesor de arcilla compresible sea de 25m y la profundidad de depósitos profundos sea de 42m (Ref. 2). La importancia de describir la zona será resaltada mas adelante.

Desde su construcción, el edificio estuvo sometido a la acción de los diversos sismos que han azotado a la Ciudad de México. De todos ellos, el ocurrido el día 14 de Marzo de 1979 fué el que causó mas daños a la estructura, lo que motivó a los dueños a contratar un estudio sobre el estado físico del inmueble y la seguridad que ofrecía en esas condiciones.

El estudio realizado detectó entre otras cosas que los desplazamientos sufridos por el edificio en la dirección transversal fueron muy grandes y que rebasaron los límites establecidos como aceptables. Se observó en pruebas de vibración forzada realizadas en el edificio durante el estudio que el período fundamental de vibración del edificio era un valor cercano a los 2.0 segundos. De acuerdo con reportes publicados después del sismo del 19 de Septiembre de 1985 (Ref. 3 y 4)

éste presentó características de componente horizontal de aceleración máxima de 18% de la gravedad con un período dominante de 2.0 seg. que es casi igual al del terreno compresible antes descrito. Conjuntando estas características podemos afirmar que el edificio con las características que tenía en 1979 sometido al sismo de 1985 hubiera respondido con características similares a la resonancia, lo que con seguridad habría ocasionado el colapso de la estructura.

Afortunadamente, la decisión tomada como producto del estudio posterior al sismo de 1979, consistió en reforzar la estructura para reducir la flexibilidad del edificio en la dirección transversal mediante dos celosías metálicas colocadas exteriormente al edificio: una en la fachada frontal y otra en la fachada posterior. Esta solución permitió conservar la misma distribución arquitectónica con que contaba el edificio desde su origen.

1.2 ESTRUCTURA ORIGINAL.

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, el edificio tiene una planta de forma rectangular aproximadamente uniforme en toda su altura.

La superestructura está formada por marcos de concreto reforzado en la dirección transversal: dos marcos de fachada y tres interiores. En la dirección longitudinal se tienen dos marcos de colindancia rellenos con muros de mampostería de tabique rojo recocido (ver figura 1). Este material se encuentra también en los muros estructurales de los núcleos de elevadores y escaleras. Todos los muros divisorios estaban contruidos con bloques huecos de concreto ligero, que aunque tienen un peso volumétrico relativamente bajo, la cantidad de estos en cada nivel hizo que las masas generadas por este concepto influyeran mucho en el comportamiento presentado bajo el sismo de 1979.

Todas las columnas ubicadas en los ejes colindantes tienen sección rectangular cuyo ancho varía linealmente con la altura desde 53cm en la base hasta 30 cm en su parte mas alta. Las columnas en el eje interior tienen sección cuadrada, la cual varía sus dimensiones sólo en los pisos superiores (ver figura 2).

Las vigas que forman los marcos en los ejes de fachadas tienen un peralte grande comparado con su espesor debido a requisitos arquitectónicos, y tienen sección uniforme en toda su longitud (ver fig. 3). Las vigas de los marcos interiores tienen forma acartelada, es decir tienen peralte variable en los extremos de los claros y uniforme --

al centro de la viga, con un ancho constante. Las dimensiones de las vigas sólo varían en los niveles superiores del edificio (ver fig.2).

Las losas son aligeradas mediante un sistema de dovelas en forma de trapecio que forman pequeñas vigas en una sola dirección con una separación de 60cm centro a centro, un peralte total de 30cm y un espesor de la capa de compresión de 5 cm. Estos pequeños nervios se apoyan en los marcos transversales del edificio únicamente.

Como puede apreciarse observando la planta (figura 1), la resistencia a fuerzas laterales en la dirección longitudinal del edificio es suministrada únicamente por los muros de colindancia, ya que las columnas interiores no forman marco en esta dirección. En el sentido transversal la rigidez lateral está proporcionada por los tres marcos interiores acoplados con los muros de los núcleos de elevadores y escaleras, además de los marcos de fachada.

La cimentación del edificio es parcialmente compensada y está formada por un cajón hueco de concreto con contratraveses, apoyado sobre 42 pilotes también de concreto. A la compensación proporcionada por la excavación correspondiente al cajón debe sumarse la equivalente a la de la profundidad del nivel del piso del sótano que es de 1.50m abajo del nivel de banqueta (ver figura 2). El cajón y las contratraveses tienen 2.0m de peralte total. Los pilotes están distribuidos en grupos de tres bajo cada columna de colindancia y de cuatro bajo las columnas centrales. Tienen sección circular con un diámetro de 45cm y fueron construidos en dos tramos de 12.5m. Contando únicamente con esta información puede pensarse que los pilotes fueron diseñados para trabajar de punta.

1.3 ESTRUCTURA REFORZADA.

Como resultado del estudio realizado después del sismo del 14 de -- Marzo de 1979, además de la reparación de algunos elementos estructurales y no estructurales, el remplazamiento de todos los muros divisorios originalmente de bloques huecos de concreto ligero por un material mas ligero como son los cancelos de tablaroca, una redistribución del partido arquitectónico de manera tal que no hubiera concentraciones de masas respetando una carga uniforme máxima de 200 kg/m², el refuerzo de los muros de colindancia mediante el uso de malla electrosoldada debidamente ligada a los muros y columnas con un colado de 6cm de espesor con mortero de concreto en el paño interior del muro, se construyeron dos celosías metálicas adosadas a cada una de las fachadas del edificio, con la intención de aumentar la rigidez lateral en la dirección transversal.

Las celosías están constituidas por un bastidor perimetral que ocupa desde el segundo nivel hasta la azotea, formado por dos columnas de cuatro placas en sección cajón que se prolongan hasta la cimentación, y dos traveses en las orillas inferior y superior formadas por dos perfiles canal en sección cajón.

En el interior del bastidor se encuentran en cada nivel diagonales cruzadas unidas en un eje imaginario al centro del claro formando dos crujeas. Las diagonales están formadas por dos perfiles canal encontrados separados por una placa que los une con el nudo en cada extremo entre sí al centro del claro (ver figura 4).

Del segundo nivel a cimentación, se encuentran dos diagonales formadas por cuatro placas en sección cajón que van desde la base de cada columna de orilla, hasta la parte inferior del bastidor al centro del claro.

La celosía está adosada al edificio mediante conectores de torsión de diferentes tipos en cada uno de los extremos y al centro del claro de cada una de las vigas de fachada en cada nivel, con excepción del primero. Las celosías vuelven a conectarse al edificio en la cimentación.

Fue necesario también construir un refuerzo en la cimentación que sirviera como base de las columnas y a la vez cabezal de los nuevos pilotes, que además de los ya existentes se hincaron en número de tres bajo cada una de las columnas de orilla en las cuatro esquinas del edificio.

Estos pilotes son de tipo electrometálicos y consisten en un tubo de 4" - de diámetro hincado a 25.0 M. de profundidad. A este tipo de pilotes, una vez que se encuentran en su posición final, se les hace circular a través de un cátodo y un ánodo una corriente eléctrica que cambia la polaridad de las moléculas de arcilla, ocasionando que éstas se aglutinen al rededor del pilote, aumentando su adherencia y por ende su capacidad.

Además de lo anteriormente mencionado, fue necesario reforzar las losas de entrepiso mediante capiteles macizos de concreto, de forma tal que se asegurara la transmisión de los cortantes sísmicos a través de las losas a las celosías metálicas.

CAPITULO 2.

ANALISIS PASO A PASO.

2.1 INTRODUCCION.

El método de análisis paso a paso, es un método de cálculo para evaluar la respuesta dinámica de una estructura ante excitaciones sísmicas. Generalmente se utiliza este método para el estudio de estructuras con comportamiento elástico no lineal o inelástico, es decir cuando las propiedades físicas de los materiales varían con el tiempo.

El método consiste en la integración numérica de las ecuaciones de movimiento, dividiendo la historia de respuestas en incrementos cortos e iguales donde la respuesta es calculada para cada uno de los incrementos como un sistema lineal con las propiedades determinadas al inicio de cada intervalo.

Al final de cada incremento se establecen las condiciones de equilibrio dinámico y las propiedades se modifican conforme su estado de deformación y esfuerzo en ese instante, constituyéndose así las condiciones iniciales del siguiente incremento. Es así como éste análisis no lineal puede considerarse como una sucesión de varios análisis de sistemas lineales (Ref. 5).

Este análisis es también aplicable a sistemas lineales, donde el procedimiento se simplifica por que ya no será necesario modificar las propiedades en cada intervalo. En algunos casos puede ser ventajoso usar este método en vez del de superposición modal, porque no requiere calcular ni modos ni frecuencias modales, lo cual precisa un gran esfuerzo en estructuras con muchos grados de libertad. En éstas últimas el método es eficiente para cargas en impulsos de corta duración, las cuales tienden a excitar muchos modos de vibración.

2.2 PROGRAMA DE COMPUTADORA.

El programa utilizado en este trabajo fue la versión del programa -- TABS (Three Dimensional Analysis of Building Systems) desarrollada en el año de 1977 por Wilson, Dovey y Habibullah en la Universidad de California en Berkeley U.S.A., y montado en México por personal del Instituto de Ingeniería de la UNAM en el Sistema Burroughs 7800 de La Dirección General de Servicios de Computo Académico de la UNAM.

El programa fué creado para realizar análisis elástico lineales, tridimensionales de edificios de varios pisos, formados por marcos ó muros sometidos a cargas estáticas o dinámicas. Muros y marcos planos son considerados como subestructuras acopladas, lo que permite reducciones en los requerimientos de memoria y esfuerzo computacional.

Los edificios son idealizados como un ensamble de marcos y muros independientes interconectados por diafragmas de piso horizontales que se consideran rígidos en su propio plano. Los marcos y los muros deben tener geometría rectangular en elevación con columnas verticales y vigas horizontales. Es posible también modelar elementos diagonales de contraventeo.

En las columnas, muros y diagonales se incluye los efectos de flexión, cortante y fuerza axial. Las dimensiones totales de vigas y columnas se incluyen automáticamente en el cálculo de las rigideces del marco.

Los edificios pueden tener plantas no simétricas y formas diferentes a las rectangulares, ya que los efectos torsionales son calculados exactamente (Ref. 6).

Como limitaciones mas importantes del programa, figuran: la incompatibilidad de deformación axial en columnas comunes a marcos en direcciones ortogonales, la suposición del diafragma de piso infinitamente rígido y finalmente el análisis elástico lineal de la estructura.

En el aspecto de incompatibilidad de deformación en columnas, pienso que el edificio en estudio no es una estructura esbelta y las rigideces en direcciones ortogonales no son semejantes, por tanto las deformaciones axiales en columnas serán de diferente orden y poco significativas que las que se presenten en la dirección opuesta.

Respecto a la suposición del diafragma infinitamente rígido, ésta sí presenta una verdadera limitación, puesto que se pierden los grados de libertad correspondientes a los conectores de torsión entre el edificio y las celosías metálicas de fachada, que son los sitios mas probables de disipación de energía como de energía de deformación. Por otra parte, debido a la naturaleza del sistema de piso, formado por viguetas y dovelas en una dirección, resultaría un poco arriesgado afirmar que las losas se comportarán como un diafragma infinitamente rígido bajo flexión en su propio plano, observando la dirección longitudinal del edificio, sino fuera porque la relación de aspecto largo/ancho de la losa de piso es de 1.78 con lo cual no podemos afirmar que se trata de un edificio largo y máxime que la rigidez lateral se encuentra razonablemente distribuida en su longitud. Con este razonamiento, la limitación puede considerarse poco significativa.

Referente al Carácter puramente elástico del análisis, se antoja como más adecuado uno no lineal por tratarse de una excitación de pulsos grandes de corta duración en un tiempo total prolongado. Sin embargo, de la observación del comportamiento del edificio después del sismo de 1985 de acuerdo al nivel de daños presentados, no se encontraron rastros de que en algún elemento estructural los esfuerzos sobrepasaran el límite elástico del material, por lo que el considerar un comportamiento elástico no nos lleva a cometer errores muy grandes.

2.3 MODELO MATEMATICO.

De acuerdo a los alcances del programa de computadora descritos anteriormente, se modeló la estructura de la siguiente forma:

Aunque el programa permite, bajo ciertas consideraciones, hacer análisis de interacción suelo-estructura, se consideró a la estructura empotrada, en una cimentación rígida al nivel del piso del sótano, por carecer de datos del suelo.

Los marcos de fachada se idealizaron con columnas prismáticas de dimensiones constantes en cada nivel, pero disminuyendo consecutivamente con la altura. Las trabes se idealizaron al nivel de las losas con dimensiones hacia arriba y abajo del eje que acorta la longitud libre de las columnas. En el marco de fachada frontal, la trabe del primer nivel, se consideró como ficticia con propiedades nulas, mientras que en el mismo nivel pero en la fachada posterior, la trabe tiene sección variable.

Los marcos transversales interiores, fueron idealizados con las columnas de colindancia semejantes a las descritas anteriormente, y las columnas centrales se consideraron prismáticas de dimensiones constantes. Las vigas se consideraron con sección variable o acartelada mediante los factores de transporte y los factores de rigidez. A cada viga se le calculó la carga uniforme correspondiente de acuerdo a la carga gravitacional en las losas y a sus áreas tributareas. En estos marcos se consideró un nivel más entre los ejes A y B para representar el cuarto de máquinas. Los muros del núcleo de servicios, se consideraron como columnas anchas en el eje A.

Los marcos de colindancia se idealizaron como pánels de muros sucesivos con la altura en lugar de las columnas y con trabes infinitamente rígidas. En el eje A, se consideró un nivel más correspondiente al cuarto de máquinas.

Por la estructura misma del programa, las celosías metálicas de fachada se idealizaron con vigas ficticias en cada nivel y un eje de columnas - también ficticio al centro del edificio. Se modelaron las diagonales de contraventeo sin considerar el nudo de unión en el cruce de éstas en los medios niveles. Creo que esto no representa una limitación importante.

Se consideró también a las diagonales de los primeros dos niveles, empujadas fuera del nudo de cimentación debido a los niveles de piso.

Se proporcionaron como datos de la estructura, las masas de cada entrepiso, los momentos de inercia rotacionales así como las coordenadas de los centros de masa de cada nivel, que varían principalmente en los primeros tres niveles y en el último.

Para el análisis paso a paso, se consideró un amortiguamiento de 5% - constante para todos los modos de vibración. Esta suposición es un poco arbitraria pero no se cuenta con información más precisa al respecto.

2.4 DESPLAZAMIENTOS.

Con el objeto de poder contar con parámetros de referencia como punto de comparación en cuanto a los resultados obtenidos del análisis paso a paso, se realizó un análisis modal espectral del edificio original sin refuerzo sometido al espectro de diseño, según las especificaciones en vigor (Ref. 1) considerando un factor de ductilidad $Q=4$.

Como producto de ambos análisis puede hacerse una comparación de los períodos de vibración, obtenidos para cada una de las estructuras (ver tabla 1). Mientras que para el edificio original sin refuerzo, se obtuvo un período de vibración de 2.04seg. para el primer modo y que es muy similar al período de vibración del suelo arcilloso de la Ciudad de México, para la estructura reforzada, se obtuvo un período de 0.96seg. en el primer modo que representa un poco menos de la mitad del anteriormente descrito.

De la misma forma podrá observarse la diferencia en los períodos calculados para los modos superiores, donde no se conserva la misma relación con el primer modo para cada una de las estructuras.

puede observarse también (ver tabla 1) que en la estructura original sin refuerzo los factores de participación modal indican influencia del segundo modo tanto en la dirección transversal que es la que mas nos interesa como en lo referente a torsión. Para la estructura reforzada se observa que la influencia es del primer modo para la dirección transversal, la torsión.

Es posible también establecer comparaciones entre los desplazamientos -- máximos obtenidos en cada entrepiso y para cada marco según el análisis modal espectral en la estructura sin refuerzo (ver tabla 2) y con el análisis paso a paso de la estructura reforzada (ver tabla 3). En la estructura original sin refuerzo, se aprecia que el desplazamiento lateral del edificio en la dirección transversal, presentó diferentes máximos en los marcos extremos de la fachada, con una diferencia aproximada de 2cm. en la fachada frontal más que en la fachada posterior. Si consideramos que la altura del marco en ese nivel es de 36.25mts. estamos hablando de un 0.4% de la altura del edificio para la fachada frontal, y un 0.35% para la fachada posterior. Esta diferencia se debe probablemente a la asimetría propia del edificio en cuanto a la distribución de los marcos en planta o bien a la diferencia de rigidez lateral en el primer nivel entre ambos marcos; sin embargo la magnitud de esta torsión generada, no puede considerarse significativa, máxime que el edificio cuenta con buena rigidez torsional proporcionada por los muros de colindancia.

En el edificio reforzado se distingue un fenómeno similar al descrito, -- sólo que en magnitud muchas veces menor ya que la diferencia de desplazamientos entre la celosía metálica de fachada frontal, presentó desplazamientos de 0.2cm. más que la celosía de fachada posterior, con lo que -- pueden considerarse los desplazamientos prácticamente iguales. Este cambio se debe con seguridad a la uniformidad en la distribución de rigidez lateral que el edificio adquirió al construirse las celosías metálicas -- cuya rigidez es muchas veces mayor a la de los marcos de concreto.

Debe resaltarse que de la misma forma en que se redujo el período fundamental del edificio se redujeron notablemente los desplazamientos máximos en la dirección transversal siguiendo aproximadamente también la misma proporción. Esta reducción en la flexibilidad del edificio, logró mantener la mayoría de los elementos estructurales sin daño alguno, satisfaciendo así uno de los objetivos buscados al reforzar la estructura.

Una de las ventajas proporcionadas por la utilización del análisis paso a paso, es la obtención de la historia de desplazamientos de la estructura durante su excitación, que en este caso fué el acelerograma registrado en la estación SOP el 19 de Septiembre de 1985 en su componente -- este-oeste. Se utilizó únicamente la fase intensa del sismo, misma que -- ocupa los 40seg. del acelerograma entre los 35,y 75 seg. del registro.

Como es ya conocido el sismo mencionado tuvo características dinámicas nunca observadas en un evento de esta clase. Se advirtió que el movimiento tiende a parecerse a un movimiento armónico (Ref.3) es decir -- impulsos similares en forma e intensidad que se repiten periódicamente. En la fracción del acelerograma que se utilizó (ver fig. 5) es posible apreciar que aproximadamente todos los ciclos presentan un período dominante de 2 seg., y particularmente entre los 56 y los 65seg. se presenta un movimiento típico armónico con intensidades máximas con el período antes mencionado.

Es probable que muchos edificios después de varios ciclos de vibración al llegar a este lapso descrito de máxima intensidad, hayan respondido con características cercanas a la resonancia, especialmente aquellas - estructuras con períodos cercanos a 2 segundos.

Con este antecedente, se puede observar que la respuesta de desplazamientos obedece a los pulsos de período largo, pero al llegar a los 56 segundos donde las intensidades son máximas, los desplazamientos son - máximos en el primer ciclo y tienden a disminuir en los ciclos subse- cuentes, reuniendo características de un movimiento armónico amortigua do.

Este tipo de respuesta puede justificarse debido a que además del pe- ríodo fundamental de 0.96 segundos del edificio reforzado que se aleja del período dominante del sismo, seguramente existen fuentes de amorti guamiento adicionales a las supuestas.

En la figura 5 se incluyen los desplazamientos de distintos niveles -- del edificio para ilustrar de manera general, que el comportamiento de la estructura, fué aproximadamente igual al descrito en el párrafo an- terior.

2.5 FUERZAS CORTANTES DE ENTREPISO.

De manera similar al subcapítulo anterior, se hizo una comparación en - cuanto a los cortantes de entrepiso obtenidos con el análisis modal - - espectral y los obtenidos con el análisis paso a paso.

En la tabla 4 se encuentran registrados los cortantes de entrepiso máximos obtenidos para la estructura original y en la figura 6 se dibujaron las envolventes de cortantes de entrepiso máximos para cada marco en la dirección transversal. Se puede apreciar como los cortantes del marco de fachada en el eje 5 presentan valores ligeramente mayores que los del marco de fachada en el eje 1, pero puede afirmarse que prácticamente son los mismos. Por el contrario los marcos de los ejes 2 y 4 tienen configuraciones de orden similar pero de signo negativo con valores incluso mayores a los descritos anteriormente. El marco del eje 3 muestra cortantes con valor pequeño y casi constante en toda la altura.

En la tabla 5 se encuentran registrados los cortantes de entrepiso máximos para la estructura reforzada, y en la figura 7 las envolventes de cortante para cada marco en la dirección transversal. Es notable como las celosías metálicas de fachadas tanto frontal como posterior, -- presentan sensiblemente los mismos cortantes. Sucede lo mismo con los marcos de los ejes 1 y 5 cuyos valores son muy parecidos pero con valores inferiores a los de las celosías. Ocurre también que los marcos de los ejes 2 y 4 con configuraciones ligeramente distintas, presentan valores negativos y superiores inclusive a los de las celosías en un 50% -- aproximadamente, mientras que el marco del eje 3 muestra valores muy -- pequeños tanto positivos como negativos.

Este fenómeno de que los marcos interiores de ejes 2 y 4 presenten cortantes negativos y mayores a los de los marcos de fachada, puede ser -- debido posiblemente a que los marcos más rígidos de fachada toman todo el efecto del sismo, mientras que los marcos inferiores menos rígidos tratan de frenar la deformación del edificio reflejada en la de los -- marcos de fachada.

2.6 ESFUERZOS.

Interesa particularmente en este subcapítulo, verificar el nivel de esfuerzos máximos presentados en los distintos elementos estructurales, -- y la localización de estos con la altura del edificio.

Por facilidad de interpretación de los resultados, se hizo la recopilación por cada marco en la dirección transversal (ver tabla 6).

En lo que a las estructuras de acero se refiere, el nivel máximo de esfuerzos por tensión o compresión debido a flexión fue de 1 333- Kg/cm²., por cortante de 96.09 Kg/cm²., y a compresión por fuerza axial fué de 1 148.7 Kg/cm²., los cuales se consideran aceptables - salvo que alguna revisión por esfuerzos críticos de pandeo local de las columnas o por esbeltez de las diagonales indicara algo contrario a ésto. No se realizaron éstas revisiones en obvio de tiempo.

Respecto a los marcos de concreto, los esfuerzos calculados, no son muy confiables porque se obtuvieron con base en la sección gruesa y no en una sección transformada agrietada como pienso sería más exacto. Sin embargo los niveles de esfuerzo en columnas, llegaron a un máximo de 228.3 Kg/cm²., debido a flexión, de 74.07 Kg/cm² debido a cortante y 103.05 Kg/cm² por fuerza axial. En vigas el esfuerzo máximo por flexión fué de 201.05 Kg/cm².

Analizando estos niveles de esfuerzo, puede afirmarse prácticamente que ningún elemento incurrió en un comportamiento plástico durante el sismo de 1985, lo cual como se mencionó anteriormente, fue verificado mediante inspecciones oculares en su momento.

Como era de esperarse los niveles máximos de esfuerzos, se presentaron en elementos situados en los primeros niveles del edificio.

CAPITULO 3

CONCLUSIONES.

Con base en lo expuesto durante el desarrollo de éste trabajo y la experiencia y criterio adquirido en los pasados períodos de estudio, a continuación ésto las conclusiones que obtuve:

- 1.- El edificio en estudio, según se describió oportunamente, está ubicado en la llamada zona de lago o zona de terreno blando de la Ciudad de México. Por las características dinámicas de las arcillas que lo componen, este suelo es de especial interés en este estudio ya que el período dominante de vibración es cercano a los 2 segundos, que al ser excitado por un sismo con período dominante también de 2 segundos propician que la respuesta de cualquier estructura con período fundamental cercano presente características similares a la resonancia. La zona donde el edificio está ubicado obedece a las características descritas, donde los edificios cuyas estructuras fluctúan entre los 6 y los 15 pisos resultaron particularmente afectados. Es así que en una superficie de 100 metros a la redonda del edificio se registraron colapsos tanto parciales como totales, hundimientos hasta de 1.0m. y desplomes graves, y una gran variedad de daños estructurales severos, todos ellos típicos de la zona que fué calificada como "de desastre" durante los días subsiguientes al sismo.
- 2.- En relación con lo descrito en la primera conclusión y dadas las características dinámicas de la estructura original según se encontraba hasta el año de 1979, puede afirmarse que de haber mantenido dichas propiedades durante el sismo del 19 de septiembre de 1985, el edificio hubiera sufrido daños de consideración o bien la no muy remota posibilidad de un colapso, lo cual puede deducirse de los daños sufridos durante el sismo del 14 de marzo de 1979 cuya intensidad fué superada por mucho.
- 3.- El refuerzo construido al edificio cambió profundamente sus propiedades físicas y dinámicas, ya que como se describió además de reducir grandemente la flexibilidad de la estructura, redujo el período fundamental - haciendo menos vulnerable a la estructura ante movimientos de tal naturaleza.
- 4.- Considero que las limitaciones citadas referentes a la pérdida de los grados de libertad de torsión en la unión de las celosías metálicas de fachada con el edificio representan un verdadero problema porque creo que son estas las zonas de mayor disipación de energía durante un sismo ya sea mediante energía de deformación de torsión de los conectores ó bien por fricción de las placas de unión con el concreto. De la misma forma, considero importante la limitación en cuanto a suponer la rigidez infinita de los diafragmas de piso porque como en el caso que nos ocupa, la rigidez lateral está concentrada en las celosías de fachada y el comportamiento de los marcos interiores resulta poco preciso.

Serfa muy provechoso poder contar con programas de computadora que permitan salvar dichas limitaciones, además de la realización de experimentos para la calibración del análisis.

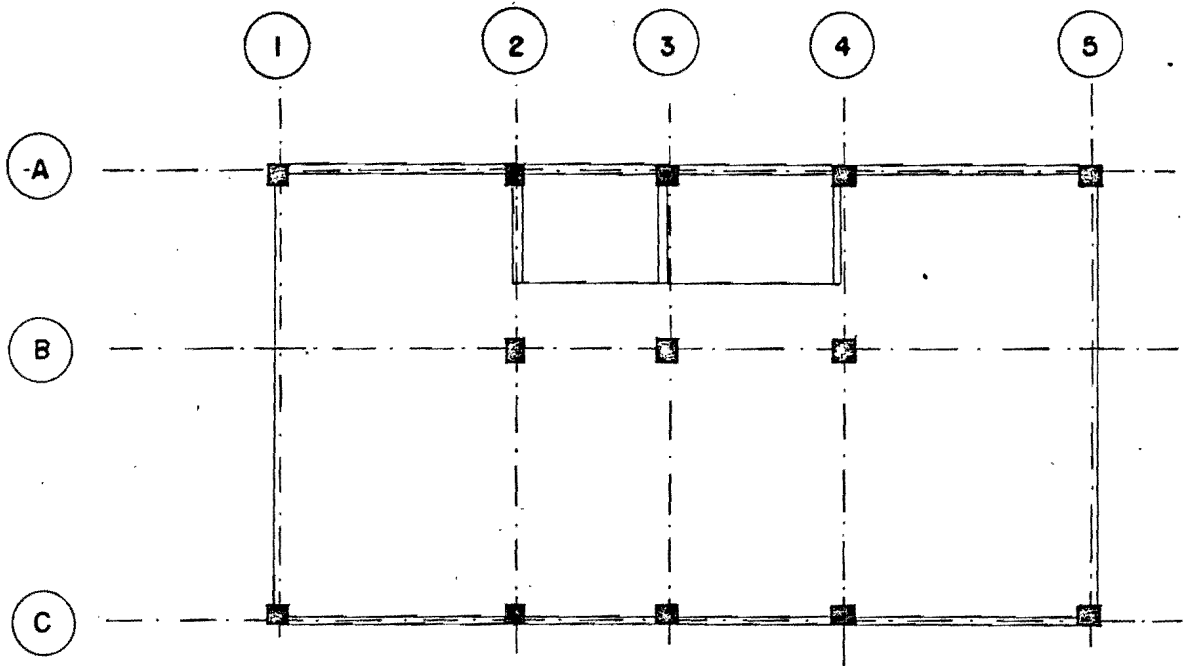
- 5.- Se observó en la historia de desplazamientos laterales del edificio, una respuesta amortiguada ante una excitación aparentemente armónica debido en gran parte al cambio en las propiedades dinámicas de la estructura, pero también en mucho a las características y naturaleza del amortiguamiento con que cuenta.
- 6.- Se observó que aunque la distribución de cortantes en los marcos se modificó por la inclusión de las celosías de fachada, que representa una concentración de rigidez en los extremos del edificio, la característica de los cortantes negativos en los marcos interiores, permanece probablemente a causa de la suposición de la rigidez infinita de los diafragmas de piso.
- 7.- De la comparación de los niveles máximos de esfuerzos en los diferentes marcos del edificio podemos afirmar que la respuesta de la estructura se mantuvo en toda su duración dentro del intervalo elástico de deformación de sus materiales, especialmente el acero de las celosías de fachadas. Con esto se puede confirmar la suposición formulada de que sea válido un análisis elástico lineal de esta estructura.
- 8.- Mencioné con anterioridad que el sólo cambio del período fundamental, no fué únicamente lo que propició un comportamiento excelente del edificio ante el sismo de 1985, sino que pienso que las características del amortiguamiento inducido a la estructura cuando se reforzó, fué lo que realmente benefició la respuesta.

Actualmente poco es lo que se conoce en cuanto a como generar amortiguamiento adicional en las estructuras, pero sí creo que dos de los conceptos empleados en el refuerzo del edificio que nos ocupa, podrían estudiarse y explotarse como posibles soluciones: el empleo de estructuras con alto grado de hiperestaticidad que permitan disipación de energía a través de energía de deformación de sus miembros o sus uniones, y el empleo de dispositivos como en este caso los conectores de torsión que además de disipación de energía de deformación la disipen por fricción de los materiales en contacto.

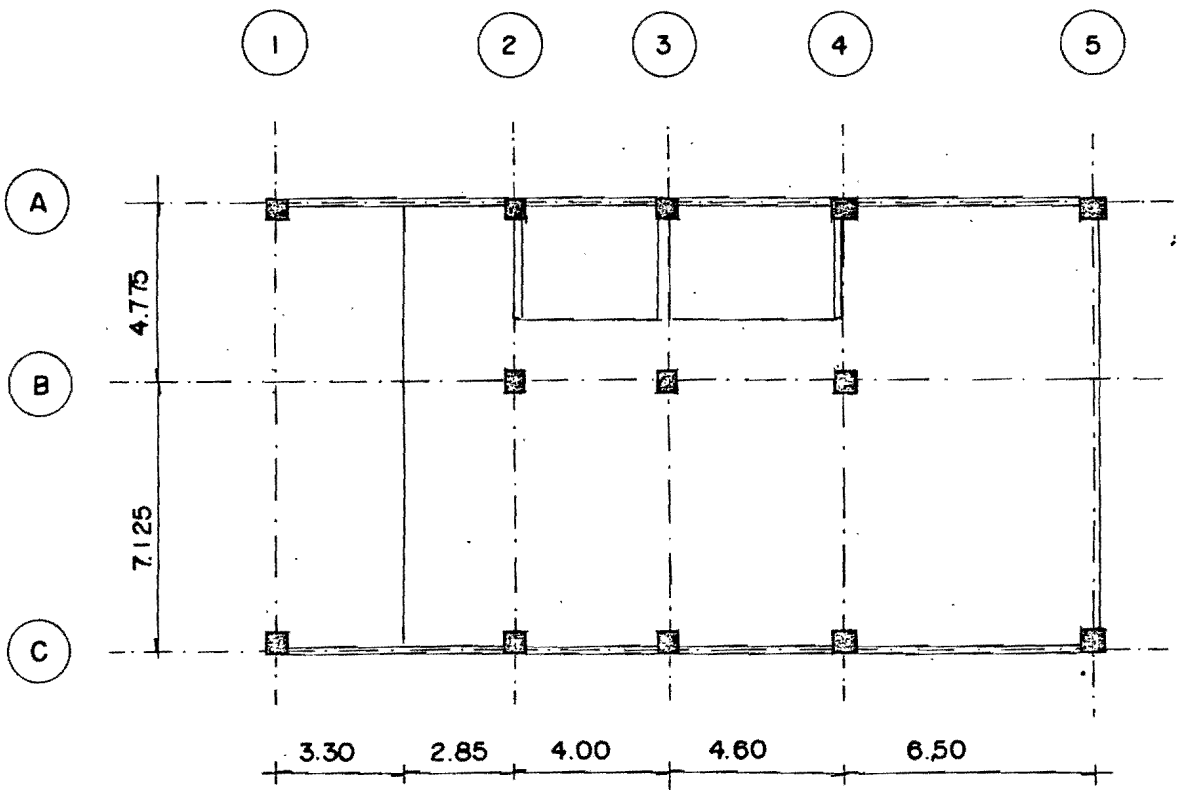
Otro tipo de amortiguamiento es el proporcionado por la interacción suelo-cimentación-estructura en suelos como los descritos en este trabajo. En este aspecto se cuenta con más avances, sin embargo pienso que falta mucho por hacer en cuanto a pruebas de laboratorio y de campo que permitan calibrar lo desarrollado hasta ahora.

INDICE DE FIGURAS

Figura 1.- Planta Tipo y Planta Baja.	17
Figura 2.- Elevación de Marcos Interiores.	18
Figura 3.- Elevación de Marcos de Fachada.	19
Figura 4.- Elevación de Celosías Metálicas de Fachada.	20
Figura 5.- Acelerograma e Historia de Desplazamientos Del Edificio.	21
Figura 6.- Cortantes de Entrepiso Máximos. Estructura Original sin Refuerzo.	22
Figura 7.- Cortantes de Entrepiso Máximos. Estructura Reforzada.	23



PLANTA TIPO



PLANTA BAJA

FIGURA I

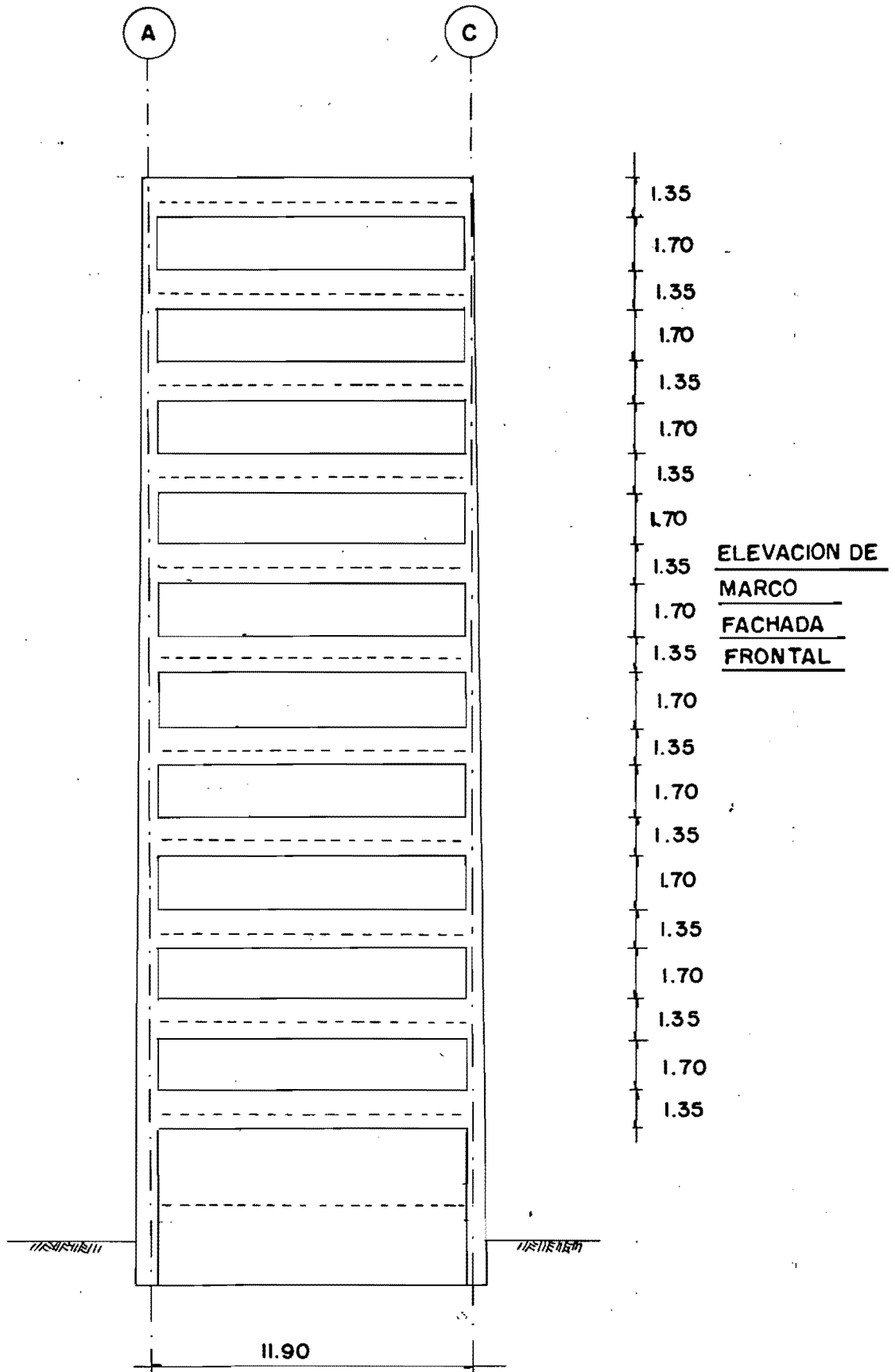
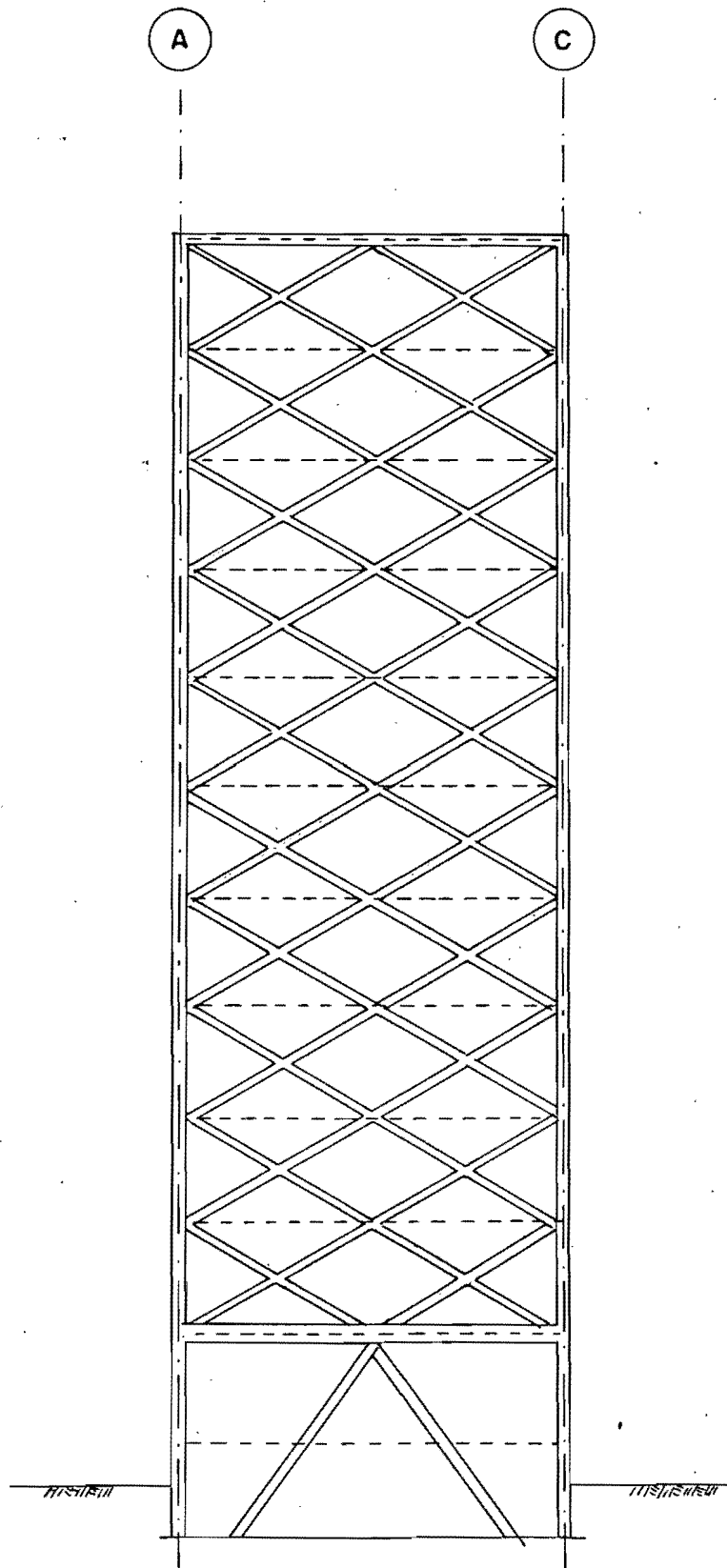
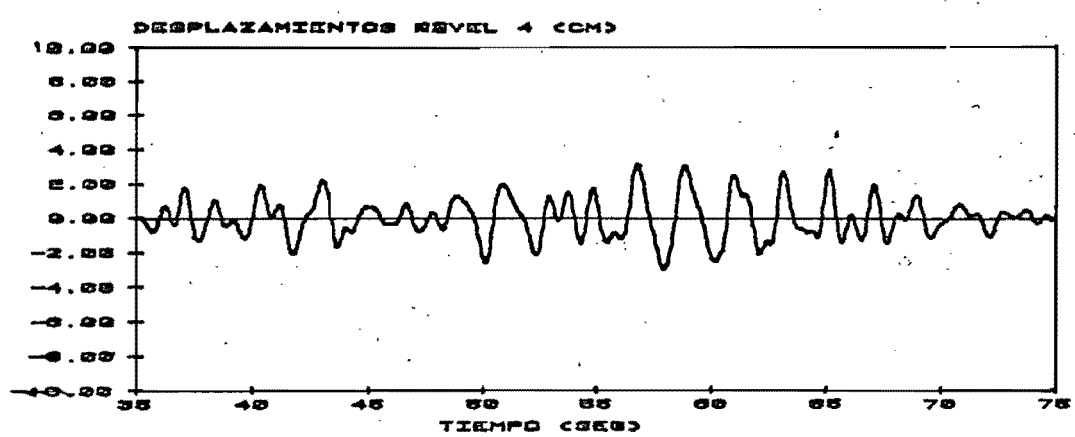
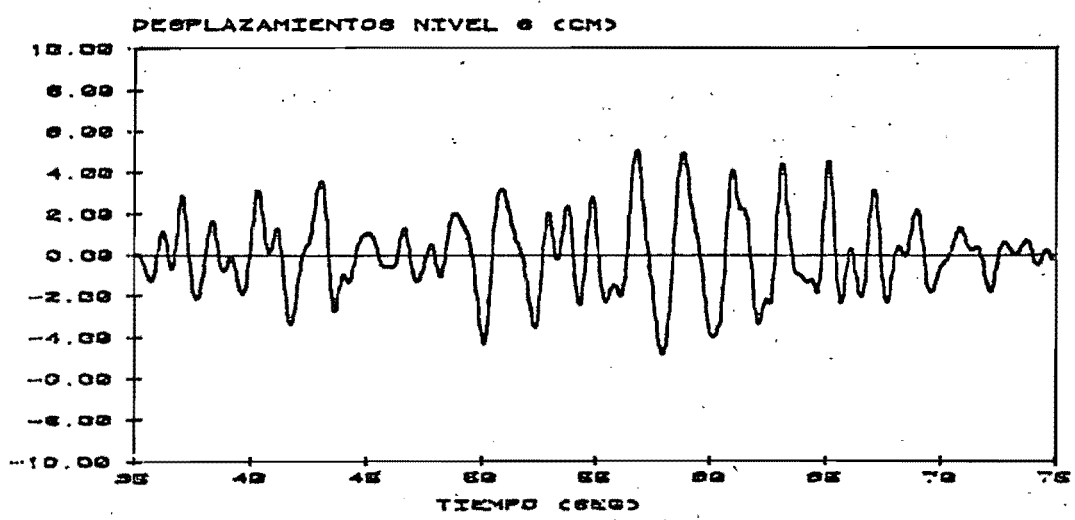
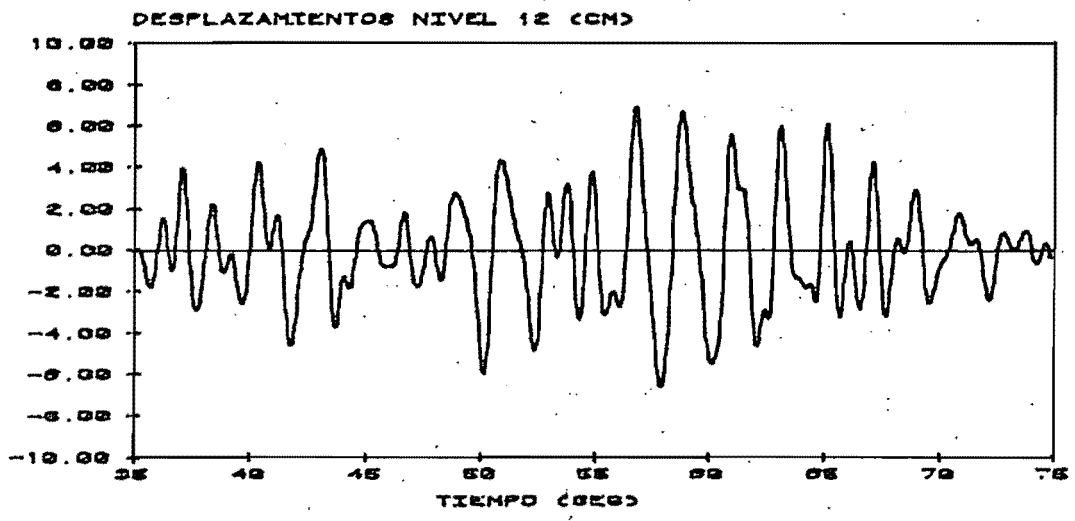
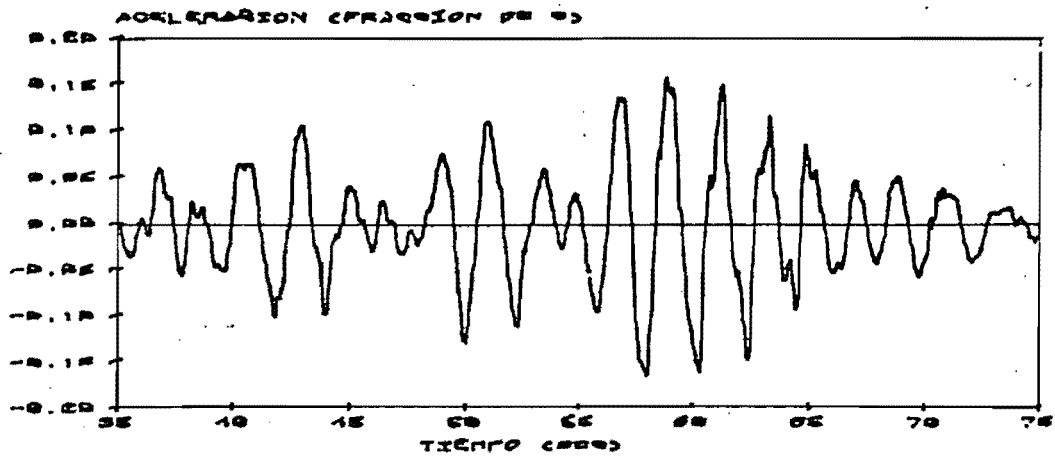


FIGURA 3



ELEVACION DE
CELOSIA METALICA
DE FACHADA

FIGURA 4



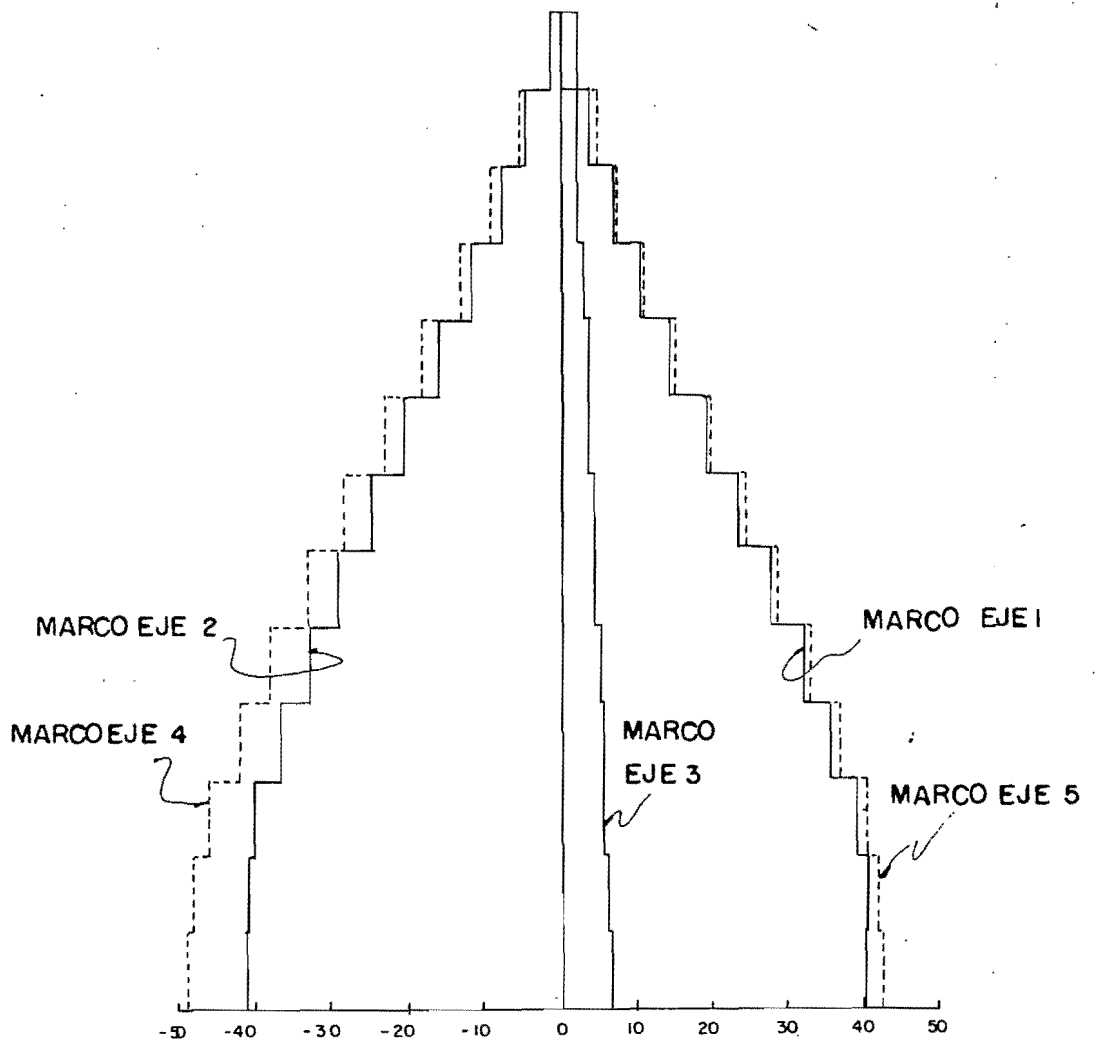


FIGURA 6

CORTANTE DE ENTREPISO MAXIMO
 ESTRUCTURA SIN REFUERZO

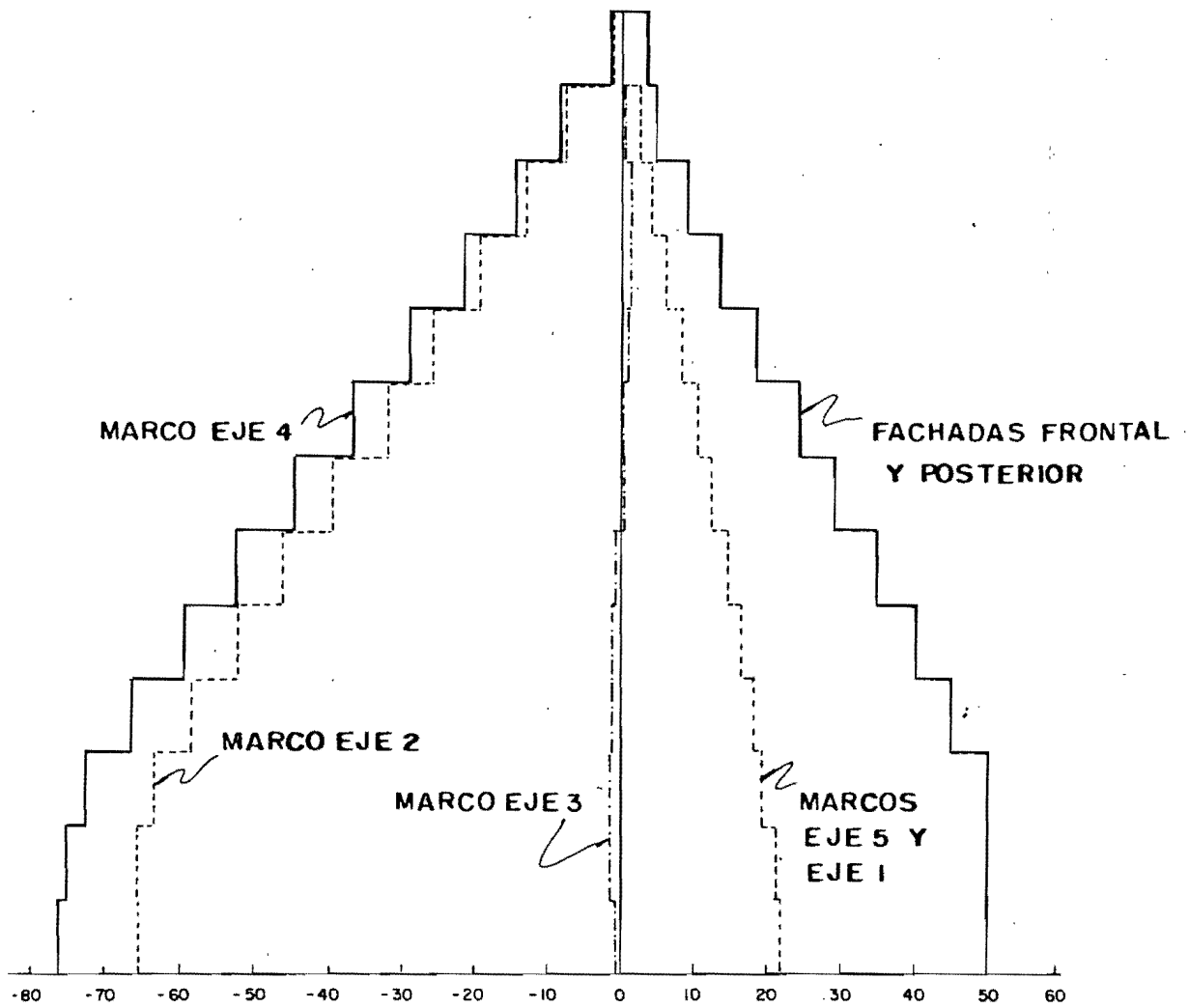


FIGURA 7

CORTANTES DE ENTREPISO MAXIMOS

ESTRUCTURA REFORZADA

INDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Períodos de Vibración y Factores de Participación Modal.	25
Tabla 2.- Desplazamientos Máximos en Cada Nivel Estructura Original sin Refuerzo.	26
Tabla 3.- Desplazamientos Máximos en Cada Nivel Estructura Reforzada.	27
Tabla 4.- Cortantes de Entrepiso Máximos Estructura Original sin Refuerzo.	28
Tabla 5.- Cortantes de Entrepiso Máximos Estructura Reforzada.	29
Tabla 6.- Esfuerzos Máximos en Cada Marco en Dirección Transversal.	30

PERIODOS DE VIBRACION (SEG)

MODO	ESTRUCTURA ORIGINAL SIN REFUERZO.	ESTRUCTURA REFORZADA
1	2.043	0.963
2	1.434	0.366
3	1.044	0.339
4	0.522	0.320
5	0.472	0.146

FACTORES DE PARTICIPACION MODAL

MODO	DIRECCION	ESTRUCTURA ORIGINAL SIN REFUERZO.	ESTRUCTURA REFORZADA
1.	X	- 34.99	- 0.011
	Y	0.049	38.536
	ROT	328.22	151.466
2.	X	0.029	34.288
	Y	36.99	0.046
	ROT	1 527.28	- 5 261.098
3	X	0.24	- 6.966
	Y	1.87	0.160
	ROT	-25 870.30	-24 191.36
4	X	-18.60	0.008
	Y	0.068	+13.041
	ROT	-839.57	65.418
5	X	0.097	-0.010
	Y	14.52	3.890
	ROT	301.62	12.406

ESTRUCTURA ORIGINAL SIN REFUERZO
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS. (CM)

NIVEL	MARCO EJE 1	MARCO EJE 2	MARCO EJE 3	MARCO EJE 4	MARCO EJE 5	MURO EJE A	MURO EJE C
13	- - -	14.60	14.15	13.79	- - -	0.861	- - -
12	14.51	13.83	13.40	13.05	12.56	0.810	0.638
11	13.66	13.01	12.60	12.27	11.81	0.757	0.604
10	12.64	12.03	11.65	11.34	10.90	0.703	0.567
9	11.51	10.95	10.59	10.31	9.90	0.647	0.533
8	10.39	9.88	9.55	9.28	8.90	0.591	0.496
7	9.18	8.71	8.41	8.16	7.81	0.534	0.453
6	7.92	7.49	7.21	6.98	6.66	0.473	0.407
5	6.61	6.23	5.99	5.78	5.49	0.417	0.362
4	5.29	4.96	4.75	4.56	4.30	0.362	0.322
3	3.99	3.71	3.52	3.36	3.13	0.305	0.278
2	2.71	2.47	2.32	2.17	1.97	0.248	0.232
1	1.01	0.90	0.83	0.75	0.66	0.114	0.109

TABLA 2

ESTRUCTURA REFORZADA
DESPLAZAMIENTOS MAXIMOS. (CM)

NIVEL	FACHADA POSTERIOR	FACHADA FRONTAL	MURO EJE C	MURO EJE A	MARCO EJE 5	MARCO EJE 4	MARCO EJE 3	MARCO EJE 2	MARCO EJE 1
13	- - - -	- - - -	- - - -	-0.032	- - -	7.66	7.67	7.69	- - -
12	7.19	7.30	0.030	-0.030	7.19	7.22	7.24	7.26	7.30
11	6.76	6.87	0.029	-0.029	6.77	6.80	6.82	6.84	6.87
10	6.31	6.40	0.027	-0.026	6.31	6.34	6.36	6.38	6.40
9	5.82	5.91	0.025	-0.025	5.82	5.85	5.87	5.89	5.91
8	5.39	5.42	0.023	-0.023	5.34	5.36	5.38	5.40	5.42
7	4.84	4.91	0.021	-0.020	4.84	4.86	4.88	4.89	4.92
6	4.34	4.41	0.018	-0.018	4.34	4.36	4.38	4.39	4.41
5	3.84	3.90	0.016	-0.016	3.84	3.86	3.87	3.89	3.90
4	3.36	3.42	0.015	-0.014	3.36	3.38	3.39	3.40	3.42
3	2.91	2.96	0.012	-0.012	2.91	2.93	2.94	2.95	2.96
2	2.38	2.43	0.011	-0.011	2.39	2.40	2.41	2.42	2.43
1	0.92	0.94	0.006	-0.006	0.92	0.93	0.93	0.94	0.94

TABLA 3

ESTRUCTURA ORIGINAL SIN REFUERZO
CORTANTES DE ENTREPISO MAXIMOS, (KG)

NIVEL	MARCO EJE 1	MARCO EJE 2	MARCO EJE 3	MARCO EJE 4	MARCO EJE 5	MURO EJE A	MURO EJE C
13	- - -	- 1 344,21	2 513,08	-1 168,87	- - -	0	- - -
12	3 895,08	- 3 539,96	- 182,03	-4 179,09	4 006,00	11,12	11,12
11	3 273,61	- 3 081,69	4,76	-3 549,57	3 352,89	- 0,95	0,95
10	3 588,34	- 3 785,45	832,05	-4 335,65	3 700,71	- 12,27	12,27
9	4 097,65	- 4 133,06	586,44	-4 768,69	4 217,66	- 15,04	15,04
8	4 480,35	- 4 271,79	155,04	-4 961,96	4 598,37	- 14,41	14,41
7	4 280,31	- 4 436,01	861,59	-5 123,04	4 417,15	- 19,89	19,89
6	4 333,77	- 4 262,21	424,62	-4 958,77	4 462,59	- 18,03	18,03
5	4 355,77	- 4 079,97	29,25	-4 779,86	4 474,81	- 17,49	17,49
4	3 631,10	- 3 663,77	590,16	-4 328,78	3 771,29	- 21,15	21,15
3	3 551,02	- 3 301,94	- 44,58	-3 825,94	3 621,93	- 19,88	19,88
2	1 046,98	- 1 281,41	649,35	-1 884,82	1 469,90	180,21	-180,21
1	91,20	- 29,65	360,97	-1 139,89	717,36	160,69	-160,69

TABLA 4

ESTRUCTURA REFORZADA
CORTANTES DE ENTREPISO (KG)

NIVEL	FACHADA POSTERIOR	FACHADA FRONTAL	MURO EJE C	MURO EJE A	MARCO EJE 5	MARCO EJE 4	MARCO EJE 3	MARCO EJE 2	MARCO EJE 1
13	- - - -	- - - -	- - - -	- 0,0	- - -	-1 599.10	3 438.07	-1 838.97	- - - -
12	4 954.22	4 929.40	63.92	- 63.92	2 317.85	-7 111.99	-1 265.62	-6 107.17	2 283.30
11	4 175.32	4 157.45	39.89	- 39.89	1 921.72	-6 119.45	- 679.99	-5 346.95	1 891.89
10	4 312.19	4 286.63	68.83	- 68.84	2 179.12	-6 930.86	74.94	-6.065.90	2 143.88
9	5 224.21	5 194.33	55.29	- 55.29	2 051.84	-7 535.98	- 348.09	-6 602.15	2 015.84
8	5 447.42	5 420.16	50.12	- 50.13	2 151.31	-7 677.67	- 747.87	-6 707.25	2 113.88
7	5 391.29	5 359.07	64.66	- 64.66	2 074.69	-7 854.86	- 125.57	-6 879.23	2 034.61
6	5 378.79	5 351.70	55.61	- 55.61	1 993.13	-7 571.03	- 493.68	-6 609.46	1 950.5
5	5 321.94	5 296.83	55.44	- 55.44	1 912.50	-7 261.69	- 832.83	-6 316.02	1 879.26
4	4 804.02	4 788.76	42.44	- 42.44	1 668.95	-6 707.13	- 336.37	-5 808.25	1 590.01
3	5 018.33	4 970.76	126.08	-126.08	1 114.09	-6 061.0	- 979.45	-5 284.84	1 222.10
2	279.87	283.35	287.46	287.46	1 756.10	-2 539.70	872.67	-1 827.22	1 175.11
1	187.85	190.75	- 251.47	251.47	688.65	-1 300.0	528.67	- 294.92	- 0.61

TABLA 5



ESTRUCTURA REFORZADA
 ESFUERZOS MAXIMOS (Kg/CM.²)

MARCO	TIPO DE ELEMENTO	NIVEL	ESFUERZO A FLEXION	ESFUERZO A CORTANTE	ESFUERZO AXIAL	M A T E R I A L
CELOSIA DE FACHADA POSTERIOR	COLUMNA 1	1	1 291.6	92.01	942.3	ACERO
	VIGA 1	2	252.51	- - -	- - -	ACERO
	DIAGONAL 21	3	- - - -	- - -	1 143.8	ACERO
CELOSIA DE FACHADA FRONTAL	COLUMNA 1	1	1 332.03	96.09	954.91	ACERO
	VIGA 1	2	254.37	- - -	- - -	ACERO
	DIAGONAL 31	3	- - - -	- - -	1 148.7	ACERO
MARCO EJE 5	COLUMNA 2	2	216.9	74.07	12.04	CONCRETO
	VIGA 1	2	201.05	- - -	- - -	CONCRETO
MARCO EJE 4	COLUMNA 2	1	223.47	13.66	103.05	CONCRETO
	VIGA 2	1	182.77	- - -	- - -	CONCRETO
MARCO EJE 3	COLUMNA 2	1	228.29	14.14	55.75	CONCRETO
	VIGA 2	1	161.29	- - -	- - -	CONCRETO
MARCO EJE 2	COLUMNA 2	1	224.11	13.63	88.97	CONCRETO
	VIGA 2	1	171.37	- - -	- - -	CONCRETO
MARCO EJE 1	COLUMNA 1	1	164.4	7.6	63.06	CONCRETO
	VIGA 1	1	183.3	- - -	- - -	CONCRETO

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

- 1.-Instituto de Ingenierfa.- "Manual de Diseño por Sismo según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". Series del Instituto de Ingenierfa No. 406, Julio 1977 U.N.A.M. México.
- 2.-Instituto de Ingenierfa.- "El Temblor del 19 de Septiembre de 1985 y sus Efectos en las Construcciones de la Ciudad de México". Informe preliminar. Septiembre 30 de 1985 U.N.A.M. México.
- 3.-Herrera, Ismael et al.- "El Sismo del 19 de Septiembre de 1985.- Informe Geofísico y Evaluación Preliminar". Revista Ingenierfa.Nueva Epoca. Volumen LV No. 3 1985 México.
- 4.-Esteva, Luis y Rascón, Octavio.- "El Sismo del 19 de Septiembre de 1985.- Aspectos de Ingenierfa". Revista Ingenierfa.Nueva Epoca. Volumen LV No. 3 1985 México.
- 5.-Clough, Ray & Penzien, Joseph.- "Dynamics of Structures". Mc Graw-Hill 1985.
- 6.-Wilson, E, Dovey, H & Habibullah, A.- "Three Dimensional Analysis of Building - - Systems"- Report to The U.S. Army Waterways Experiment Station. Vicksburg, Ms. June -- 1980.