



Universidad Nacional Autónoma de México

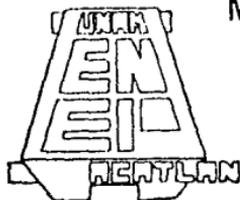
Escuela Nacional de Estudios Profesionales
A C A T L A N

REFUERZO ESTRUCTURAL DE UNA CENTRAL TELEFONICA UBICADA EN LA CIUDAD DE MEXICO DAÑADA POR LOS SISMOS DE SEPTIEMBRE DE 1985.

T E S I S
Que para obtener el título de
INGENIERO CIVIL

presenta

MARIO VICENTE GALLEGOS RUIZ



México, D. F. 1992

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

12
24



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.

I N D I C E

	Págs.
Introducción.	1
I ASPECTOS GEOFISICOS	
1. Origen de los Sismos.	5
2. Causas de los Sismos de Origen <u>Tec</u> tónico.	5
3. Tipos de Sismos.	8
4. Geología de la Ciudad de México.	19
II EVALUACION DE DAÑOS PROVOCADOS POR LOS SISMOS	
1. Tipos de Estructuraciones de los <u>In</u> muebles.	22
2. Estructuras con Muros de Carga y - Pisos a base de Vigas.	24
3. Estructuras con Muros de Carga y <u>Lo</u> sas de Concreto.	26
4. Marcos formados por Columnas y Tra- bes.	27
5. Marcos formados por Columnas y Losa Plana Aligerada.	30
6. Marcos Rígidos con Muros de Cortan- te.	31
7. Edificios Reforzados antes de los - Sismos de Septiembre de 1985.	32
8. Descripción Estructural de un <u>Edifi</u> cio destinado a albergar equipo te- lefónico, anterior a los sismos de Septiembre de 1985.	33
9. Inspección de Daños causados por - los Sismos de Septiembre de 1985.	38

	Págs.	
III	CRITERIOS DE ESTRUCTURACION PARA EL REFORZAMIENTO DEL EDIFICIO DE LA CENTRAL	
	1. Trabajos de Apuntalamiento.	43
	2. Trabajos realizados en Obra.	47
	3. Alternativas para la Reestructuración.	49
	4. Criterios de Selección.	50
	5. Tipo de Reestructuración.	51
IV	ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA SU REESTRUCTURACION	56
	1. Consideraciones Sísmicas para el Análisis.	57
	2. Análisis Estático.	63
	3. Cálculo de Rigideces-Análisis Dinámico.	93
V	DISEÑO ESTRUCTURAL	129
	1. Muros de Rigidez.	130
	2. Revisión de Columnas.	145
	3. Revisión de Trabe Existente.	155
VI	RECIMENTACION, ANALISIS Y DISEÑO	160
	1. Criterios de Recimentación.	165
VII	DETALLES DE REFORZAMIENTO	175
VIII	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	194

RELACION DE FIGURAS

FIGURA		Págs.
1	Placas que constituyen la Corteza Terrestre.	7
2	Brechas en los estados de Jalisco Michoacán, Guerrero y Oaxaca.	9
3	Localización de Acelerografos en la Ciudad de México.	12
4	Aceleración del Terreno en el Instituto de Ingeniería.	15
4A	Aceleración del Terreno en la Central de Abastos.	16
4B	Aceleración del Terreno en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.	17
5	Tipos de Estructuración.	25
6	Nivel Planta Tipo anterior al Sismo.	35
6A	Elevación Esquemática Anterior al Sismo.	36
6B	Vista Longitudinal Anterior al Sismo.	37
7	Localización de Apuntalamiento en Planta.	45
7A	Apuntalamiento y contraventeo.	46
8	Nivel Planta Tipo Reestructurada.	53
9	Posición del Equipo Telefónico Existente.	54
10	Refuerzo Tipo en zona de Nodos.	55
11	Triángulo de Relación de Alturas.	65
12	Marcos Ejes 4, 5, 6 y 7.	67
12A	Marco Eje 1 y 8.	67
13	Marco Eje A.	68
14	Armado de Refuerzo en Columnas Existentes.	138
15	Armado Tipo Columna nueva en Muro de Rigidez.	145
16	Nivel Planta Tipo Reforzada.	145
17	Refuerzo Nuevo en Columna Existente.	154

FIGURA

Págs.

18	Refuerzo Típico en Trabe.	158
19	Armado de Refuerzo en Trabes.	159
20	Planta de Cimentación Existente.	161
21	Daños en los dispositivos Mecánicos de los Pilotes.	162
22	Resultado de la Exploración del sub suelo.	164
23	Planta de Cimentación Reestructurada.	171
24	Modelo de Retícula en el Espacio.	172
25	Planta Tipo Reestructurada.	177
26	Armado de Muro de Rigidez.	178
27	Armado de Columna Nueva.	179
28	Detalle de Continuidad en Muros de Rigidez.	180
29	Refuerzo de Columna fuera de Zona de Colindancia.	181
30	Refuerzo de Columna en Zona de Colindancia.	181
31	Refuerzo de Columna en la Altura Correspondiente a zona de colindancia.	182
32	Detalle 2 de la figura 31.	182
33	Vista posterior de Columna Reforzada en zona posterior (Colindancia).	183
34	Refuerzo de Columna y Trabes en zona de Nodos.	184
35	Colocación de Estribos en la zona de Nodos.	185
36	Detalle Tipo de Refuerzo en las Uniones de Trabes con Columna.	186
37	Refuerzo de Trabe donde no existe equipo telefónico.	187
38	Refuerzo de Trabe donde existe equipo telefónico.	187
39	Columna Reforzada en Cimentación.	188
40	Anclaje de Columna a Cimentación.	189
41	Anclaje de muro de Rigidez y Losa de Refuerzo a Cimentación.	190
42	Anclaje de Losa de Refuerzo Nueva en Cimentación a Trabe Nueva.	191
43	Pilotes Nuevos, Detalle de Armado.	192

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

El desarrollo de la vida del hombre en el planeta, ha sido una constante lucha por adaptarse al medio ambiente que la naturaleza le ha proporcionado; primitivamente los seres humanos sólo se defendían ajustándose a las condiciones predominantes del tiempo y el lugar en que se encontraban; con el transcurrir de los siglos, las situaciones cambiaron, ya que se cuenta con medios para aprovechar lo que la naturaleza tan sabiamente nos brinda; más sin embargo, aún no se ha podido entender, ni mucho menos dominar el comportamiento de ésta, pues durante la historia del planeta se han tenido una serie de fenómenos naturales que de hecho son necesarios para el desarrollo de la vida en la tierra, aunque algunas veces éstos son tan severos, que causan daño al hombre, que ante estos fenómenos se presenta impotente.

El 19 de septiembre de 1985 la Capital de la República Mexicana fué testigo de uno de los eventos sísmicos más extraordinarios de nuestros tiempos, ya que se presentaron dos sismos, los días 19 y 20 de septiembre, los cuales castigaron duramente a la población civil.

Las desgracias sufridas en la Ciudad a causa de estos sismos, rebasaron los límites de Seguridad con que se contaba en materia de sismicidad, viéndose afectadas innumerables edificaciones de diversos tipos; principalmente las destinadas a

los servicios públicos, tales como hospitales, escuelas, mercados, centrales telefónicas, etc...

Es indudable que fueron muy diversas las causas por las cuales fallaron parcial o totalmente diversos edificios, sin embargo, las principales medidas adoptadas en forma inmediata, se dieron en el área estructural.

Estas medidas, en forma concreta, fueron requisitos de análisis y diseño estructural que pretendían brindar un mayor factor de seguridad (al obtenido en lo estipulado por el Reglamento de Construcciones vigente hasta antes de los sismos mencionados), a todas las edificaciones que se realizaran o se repararan, durante el tiempo que resultara necesario para llevar a cabo los estudios correspondientes que determinarían las modificaciones definitivas al Reglamento.

Estos requisitos aparecieron publicados el 18 de octubre del mismo año en que acontecieron los sismos y quedaron contemplados, dentro de lo que se determinó como Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del D. F., los cuales tendrían vigencia en tanto no se contara con el nuevo Reglamento.

En base a dichas Normas, se iniciaron los trabajos encaminados a reforzar diferentes edificaciones que resultaron gravemente dañadas, incluyendo entre ellas varias centrales -

telefónicas, sobre cuyo proyecto de Reforzamiento de la Estructura se tratará el presente trabajo.

Refiriéndose a las centrales telefónicas que juegan un papel importantísimo en las comunicaciones, fué necesario normalizar casi de inmediato el servicio telefónico, no obstante la magnitud de los daños sufridos en sus edificios.

En éste sentido, para las centrales telefónicas, se presentó, una situación de gran trascendencia, ya que debido a tales circunstancias, los trabajos por realizar, deberían llevarse a cabo sin suspender el servicio, lo cual quiere decir, que el equipo telefónico existente en ellas, no sería desalojado.

Esta condición acarreó grandes problemas tanto en la realización del proyecto estructural, como en su ejecución, los cuales se vieron incrementados por la falta de planeación, ya que debido al alto riesgo de derrumbe que corría la construcción, fué prioritario asegurar su estabilidad, dejando en segundo término los trabajos correspondientes a la adecuación de la estructura.

Es importante aclarar que la intención de este trabajo, no es establecer una solución para un problema poco común, como es el rehabilitar una construcción afectada por un sismo,-

ya que para ésto, actualmente existen diversas publicaciones_ que pueden consultarse.

Con este trabajo, únicamente se persigue, poner al alcan_ ce de los interesados, un panorama general de la solución da_ da concretamente para el caso de la Central en estudio, seña_ lando los puntos de partida y explicando las razones de dicha solución.

Es conveniente aclarar que al momento de la realización_ de este trabajo, ya se había publicado en nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, y por tal motivo se hace referencia del mismo.

Dicha central fué reestructurada en base a las normas y bajo las condiciones desfavorables de tiempo, lo que propor_ cionó características particulares de una obra real y no i_ deal. Además, de esta forma es posible conservar los deta_ lles estructurales originales, lo cual proporciona una idea _ de como se realizaron los trabajos constructivamente y no de_ como debieron efectuarse.

C A P I T U L O

I

" A S P E C T O S G E O F I S I C O S "

I.1. ORIGEN DE LOS SISMOS

Los movimientos de la tierra pueden ser por temblores, - los cuáles son debido a dos causas, temblores de origen volcánico y temblores de origen tectónico.

Los sismos provocados por explosiones volcánicas pueden ser muy violentos, pero con duración muy corta.

Sin embargo, los sismos más importantes por su intensidad así como por su duración, son los de origen tectónico.

I.2. Causas de los Sismos de Origen Tectónico

Nuestro planeta está formado por una serie de capas concéntricas, la más superficial de éstas, es la corteza.

Las características de ésta, es de contar con un espesor aproximado de 30 Km. en los continentes, reduciéndose a 20 Km. en los océanos. La parte inferior de ésta corteza se conoce con el nombre de "Discontinuidad de Mohorovic"; inferior a ésta, se encuentra el manto, a una profundidad de 2900 Km., donde se encuentra el núcleo de la tierra.

La Litósfera, está formada por la corteza y el manto con

un espesor aproximado a los 100 Km., los cuales constituyen - el cascarón más externo de la tierra. Ya que la litosfera de cansa sobre el manto, su comportamiento es similar al de un - líquido.

La envoltente más externa (litosfera) es un sólido no -- continuo, sino que está partido en pedazos similares a los ga jos de una pelota, a los que se les llama placas, las cuales_ están distribuidas a lo largo del globo terrestre (ver fig.1).

Como puede observarse, nuestro país colinda con las pla- cas del Pacífico, la de Norteamérica, la de Cocos y la del - Caribe, estas placas están en contacto, apretándose entre sí_ unas con otras, algunas veces se deslizan paralelamente, y o- tras, se sumergen por debajo de alguna de ellas, dando lugar_ al fenómeno de subducción.

Una de las posibles causas del movimiento de las placas_ podría ser, corrientes lentas de convección en el manto.

La colindancia entre las placas en una zona de subduc- ción, ha originado gigantescas fallas, así tenemos que frente a las costas de Michoacán y Guerrero, se encuentran en contac_ to las placas de Norteamérica y la de Cocos.

Un temblor es originado por vibraciones del terreno debi_

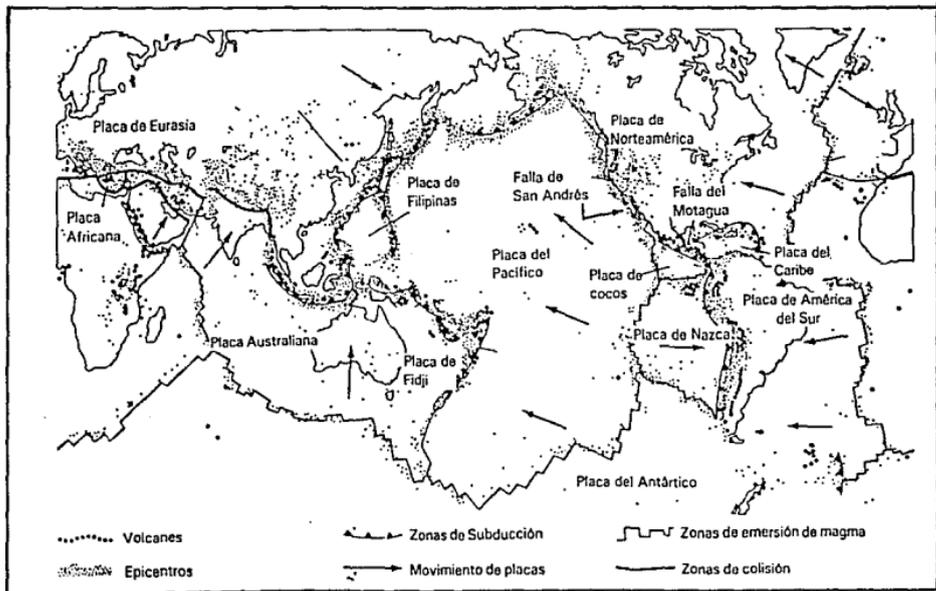


Fig. 1. PLACAS QUE CONSTITUYEN LA CORTEZA TERRESTRE.

do a la generación de ondas sísmicas, las que a su vez se provocan por el movimiento de una placa con otra, éste movimiento no es continuo debido a la fricción; por ello existe una acumulación de esfuerzos hasta llegar a un nivel mayor de fuerza de fricción entre las placas, produciendo un deslizamiento con gran violencia.

Actualmente se ha definido que existen segmentos de placas llamados brechas, las cuales tienen independencia de movimiento relativamente. Teniéndose en nuestro país, las de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Ometepec y Tehuantepec. (fig. 2).

I.3. Tipos de Sismos

Los movimientos sísmicos se clasifican en dos: Sismos Ordinarios y Sismos Característicos.

Los sismos ordinarios son movimientos más frecuentes pero de poca magnitud.

Los Sismos Característicos, son movimientos poco frecuentes pero de magnitudes considerables (de 7.8 a 8), generalmente suele pasar muchos años, para que un sismo de éstos se repita en una misma brecha; en nuestro país los periodos de recurrencia estan estimados entre 32 y 56 años. Entre un periodo y otro se establece una zona de quietud, en una zona de subducción, tiempo en el cual se está acumulando energía. Sin embar-

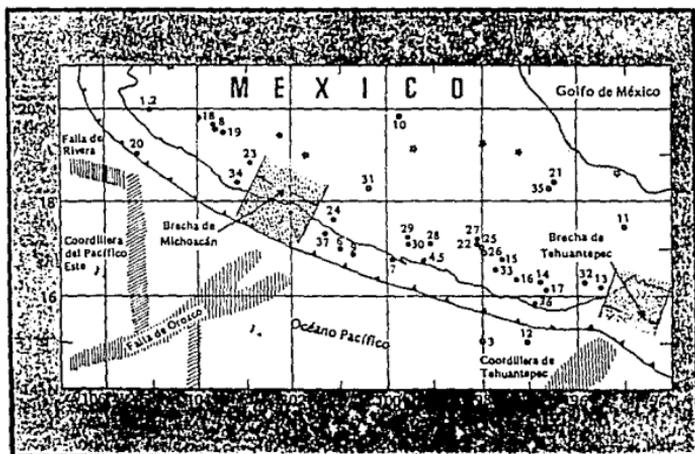


Fig. 2. BRECHAS EN LOS ESTADOS DE
JALISCO, MICHOACÁN, GUERRERO Y OAXACA.

go, hasta ahora es imposible predecir en una zona de quietud, cuando se liberará la energía que está acumulada, pues existen brechas en las que no se habían registrado sismos durante más de 180 años, lo que hace que el conocimiento del comportamiento de estas brechas, sea un tanto impreciso.

El sismo del 19 de septiembre de 1985, tuvo su origen -- dentro de la brecha de Michoacán, su epicentro fué localizado a 17.6°N y 102°W, en el Océano pacífico, frente a la desembocadura del Río Balsas, con una magnitud de 8.1 (Mw), sin embargo, su intensidad mayor se dejó sentir a una distancia de 400 Km.

Este sismo estuvo formado por dos eventos, el segundo de estos ocurrió 29 segundos después de iniciado el primero, posterior a estos eventos, se continuó liberando energía por parte de la brecha de Michoacán, a través de movimientos de menor importancia, exceptuando la del 20 de septiembre.

El estudio de las réplicas es de suma importancia en lo que respecta a investigaciones sismológicas, ya que a través de éstos se pueden conocer datos confiables para estimar por ejemplo, los efectos de directividad de la fuente, de su contenido espectral, del mecanismo focal de la ruptura, etc..

Un aspecto de suma importancia que pusieron de manifies-

to dichos sismos, fué la insuficiencia de aparatos para registrar tales eventos; no obstante, los acelerogramas de los aparatos instalados, proporcionaron una descripción cuantitativa y fidedigna de las características del movimiento del terreno en los lugares en que se encontraban instalados, como en Central de Abastos, Centro S.C.O.P. y Ciudad Universitaria.

La necesidad que se tiene de instalar un número considerable de acelerogramas, es con el propósito de obtener información sobre la variación de movimiento de un punto a otro de una misma zona, al igual o distintas profundidades como puede ser el comportamiento de los diferentes estratos del terreno

A continuación se muestran los sitios donde se encontraban las estaciones que registraron dichos sismos, "Estaciones de Campo Libre" (Fig. 3).

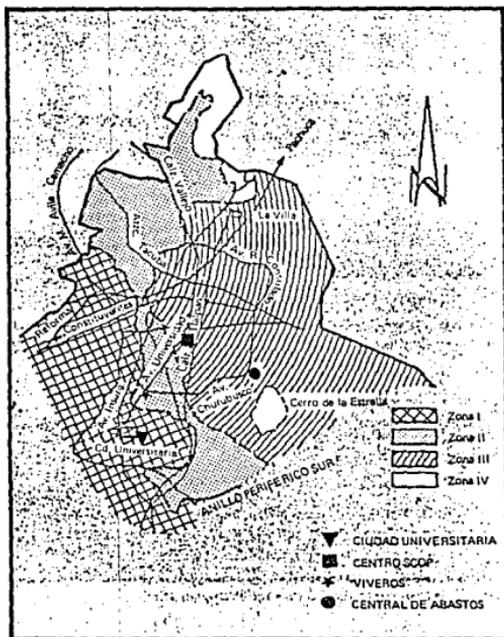


Fig. 3. LOCALIZACION DE ACELEROGRAFOS
EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Como se observa, una de las estaciones se encuentra en terrenos del Instituto de Ingeniería en suelo firme (según clasificación en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal), las otras dos estaciones se localizan en la zona del Lago, en la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y la tercera en la Central de Abastos.

Se muestra una tabla comparativa, donde se observan los resultados de los tres diferentes registros de campo libre de estas estaciones. (tabla 1).

Variable	Dirección	Idel (URAM)	CdeA		SCT		
			máx	CdeA/Idel	máx	SCT/Idel	Máximo anterior/fecha
Aceleración (gals = cm/sog ²)	NS	32	81	2.53	98	3.06	34/24-10-80
	EW	34	95	2.79	168	4.94	30/14-03-79
	V	22	27	1.23	36	1.64	15/14-03-79
Velocidad (cm/sog)	NS	10	25	2.50	39	3.90	-
	EW	9	38	4.22	61	6.77	-
	V	8	9	1.13	9	1.13	-
Desplazamiento (cm)	NS	6	15	2.50	17	2.83	-
	EW	8	19	2.38	21	2.63	-
	V	7	8	1.14	17	1.00	-

En la tabla anterior, se observa que las aceleraciones - máximas horizontales son de 2.5 a 5 veces mayores en el terre no blando de la parte noreste de la Ciudad, con relación al - terreno firme del suroeste.

Sin embargo, las aceleraciones máximas verticales son mucho más uniformes, pues su aceleración entre las aceleracio-- nes extremas es de apenas 1.6.

La relación entre velocidades máximas horizontales calcu^ladas, son aún más pronunciadas que las de aceleración; pues se tiene una máxima relación de 6.75; a su vez, las máximas - velocidades verticales son muy semejantes en los tres sitios.

En cuanto a los desplazamientos horizontales máximos, la amplitud del suelo blando con respecto al firme, queda por a- bajo de 3, en la dirección vertical la diferencia es mínima.

Comparación de las características de frecuencia de las historias de aceleración. (figuras 4, 4A y 4B).

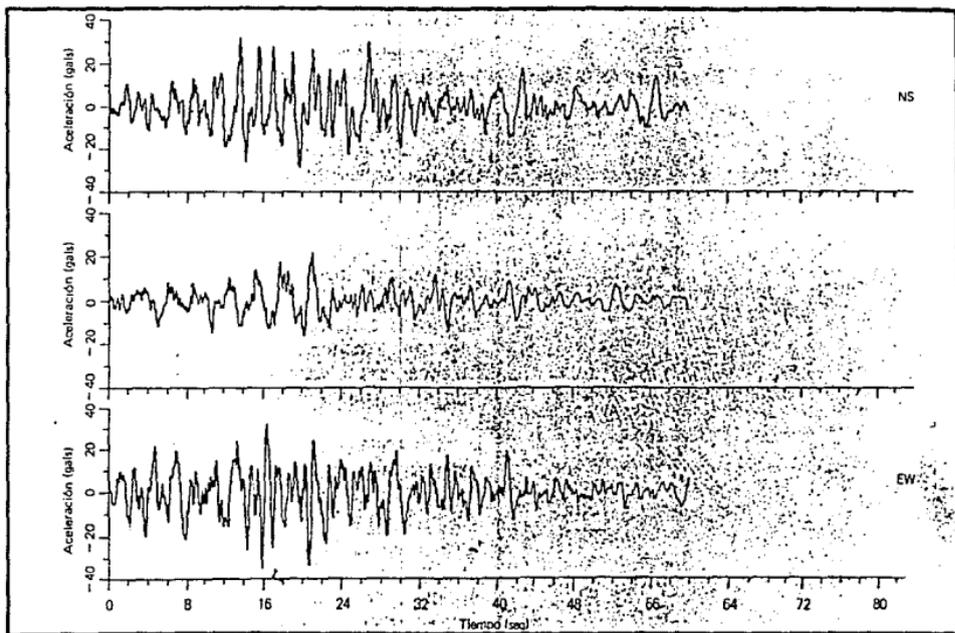


Fig. 4. ACELERACION DEL TERRENO EN EL INSTITUTO DE INGENIERIA DE LA UNAM.

(19 DE SEPTIEMBRE DE 1985)

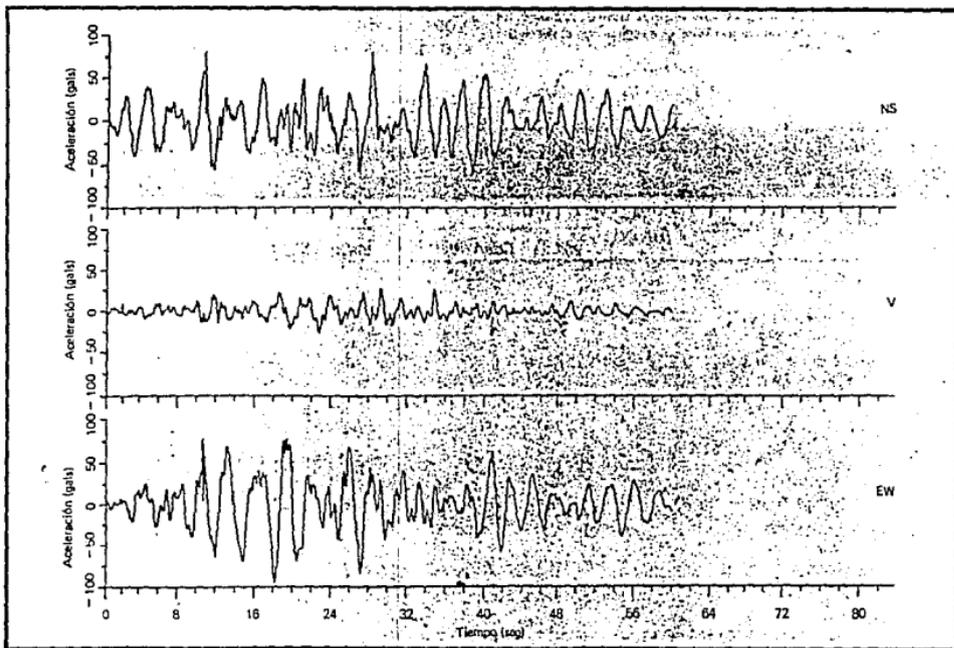


Fig. 4A. ACELERACION DEL TERRENO EN LA CENTRAL DE ABASTOS.

(19 DE SEPTIEMBRE DE 1985)

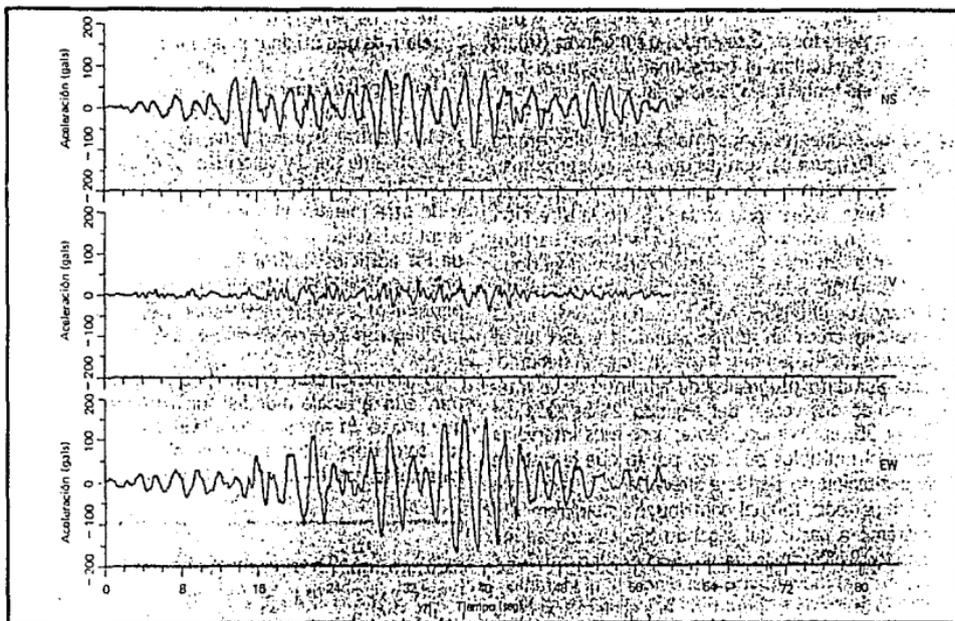


Fig. 4B. ACELERACION DEL TERRENO EN LA SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

(19 DE SEPTIEMBRE DE 1985)

De las gráficas anteriores, se observa lo siguiente:

- a) La aceleración en el Instituto de Ingeniería presenta una cierta diversidad de frecuencias, observando la -traza E-W muestra en buena medida la apariencia de variaciones caóticas, características de un suelo duro, la componente N-S presenta los mismos cambios aleatorios, con cierta tendencia a que se marque un periodo cercano a 2 seg. En la componente vertical, se observa una mezcla de frecuencias relativamente altas de -poca amplitud, con componentes de periodo de 3 a 3.5 seg. durante los primeros 20 seg.

- b) En el registro de la Central de Abastos en donde el -terreno es blando, las oscilaciones del terreno se acercan aún más al movimiento armónico y presentan periodos de 3 segundos.

- c) El acelerograma de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, es el que más se aproxima a una función armónica de envolvente de variación lenta, sobre todo en la N-S. En la dirección E-W el movimiento tiene características particularmente adversas, para estructuras con periodo fundamental que cae cerca deldominante del terreno, de alrededor de 2 segundos.

Estos factores, el movimiento casi senoidal, el incremento paulatino de la amplitud de la aceleración en la base de las estructuras y la forma en que las edificaciones con periodo cercano a 2 segundos, mantuvieron su respuesta en fase a lo largo de bastantes ciclos, provocaron los grandes desplazamientos relativos que originaron la falla de muchas edificaciones.

I.4. Geología de la Ciudad de México

Los movimientos del suelo registrados en la Ciudad de México y el daño que produjeron, se vieron fuertemente influenciados por la geología local.

La Ciudad está fundada en lo que antiguamente era un lago, por lo que se tiene un relleno que varía de 5 a 10 metros de espesor.

Una capa de arcilla blanda, el espesor de ésta primera capa, va desde solo unos metros en las afueras del poniente de la Ciudad, hasta unos 30 metros debajo de la parte oriental de la Ciudad.

Le sigue una capa de arcilla y arena cementada, de aproximadamente uno o dos metros de espesor, se encuentra a una profundidad variada, pues en el poniente está a menos de 10 metros y en la zona oriente hasta más de 30 metros; se le deno-

mina Primera Capa Dura. Le sigue una segunda capa de arcilla, que varía de 5 a 10 metros de espesor.

Posteriormente continúan depósitos profundos de arena, - encontrándose a una profundidad que varía desde unos 20 metros hasta más de 58 metros en la parte oriental de la Ciudad.

La influencia de las profundidades de la primera capa dura y de los depósitos profundos de arena, es significativa en las características de las cimentaciones y en la respuesta - del subsuelo de las edificaciones, en las diferentes áreas de la Ciudad de México.

La mayoría de las construcciones de altura media y elevada, están cimentadas en pilotes que descansan sobre la primera capa dura, por lo que la profundidad de dicha capa, es un factor importante para determinar las características vibratorias de las cimentaciones y de los mismos edificios.

Las características del sacudimiento del suelo en la Ciudad de México debido a los sismos del 19 de septiembre, fue-ron registradas por lo menos por cinco registros de campo libre, los cuales presentaron componentes fuertes con duración-de al menos 60 segundos.

El epicentro de dicho sismo se encontró a una distancia

de 400 Km, la mayor parte de su energía llegaría a la Ciudad_ de México en forma de ondas de superficie, que se debilitan - más lentamente que cualquier otro tipo de ondas; las ondas de superficie son además dispersivas (tienen diferentes velocida des correspondientes a diferentes frecuencias), por lo que es te sismo produjo un tren de ondas de superficie de larga dura ción.

Considerando la larga distancia del epicentro, las acele raciones máximas fueron muy variadas, ya que sobre roca estu- vieron alrededor de 3% a 4% de g., durando lo suficiente para_ exitar el terreno; en zona de lago, ésta aceleración fué cer- cana a 20% de g. y periodos característicos entre 2 y 3.5 se gundos. sensiblemente constante durante casi 45 segundos, (du ración de la fase más intensa). Por otro lado, el despla- zamiento máximo del suelo en la superficie fué de 42.6 cm.

Resumiendo lo anterior, podemos decir que en la actuali- dad existen tres parámetros para definir la severidad de un - sismo: Magnitud, Intensidad y Aceleración del Suelo, siendo - ésta última el parámetro que más interesa al Ingeniero para el diseño de las Estructuras.

C A P I T U L O
I I

"EVALUACION DE DAÑOS PROVOCADOS POR LOS SISAMOS"

El comportamiento de las construcciones en la Ciudad de México durante el sismo, resultaron de gran interés para la Ingeniería Civil, ya que permitieron llevar a la práctica la observación de la respuesta, en función de la estructuración fundamental de los elementos estructurales y no estructurales, (los que tuvieron una participación involuntaria en la rigidez y resistencia), del tipo de cimentación, materiales de construcción y de los métodos de reforzamiento de algunas estructuras que ya habían sufrido daños por otros eventos sísmicos anteriores al de septiembre de 1985.

II.1. Tipos de Estructuraciones en los Inmuebles

En la Ciudad de México son predominantes seis tipos de estructuración, los cuales se describen a continuación:

El primero corresponde a edificios antiguos construidos con gruesos muros de carga de mampostería, y sistemas de piso a base de vigas de madera o acero, sobre los que se apoyan bóvedas de ladrillo o tablones de madera ó a base de arcos y bóvedas de piedra.

El segundo tipo, es la versión moderna del anterior, con muros de mampostería más delgados, reforzados con dadas y castillos de concreto, con sistemas de piso de losa de concreto-perimetralmente apoyada.

El tercer tipo de estructura, corresponde a marcos formados por columnas y travesaños con sistemas de pisos consistentes

en losas de concreto perimetralmente apoyadas.

El cuarto tipo es a base de marcos, formados por columnas y losas planas aligeradas, que en general resultan muy flexibles.

Los tipos de estructura quinto y sexto son similares a los anteriores, pero cuentan con elementos de rigidez adicionales como son: muros de concreto o mampostería; o elementos diagonales de contraventeo de concreto o acero, ubicados en algunas crujeas con el fin de reducir los desplazamientos laterales y mejorar el comportamiento general de la estructura (ver Fig. 5 tipos de estructura).

Existen construcciones con sistemas estructurales, que resultan de la combinación de los tipos 3 con 5; y 4 con 6, es decir, en una sola construcción algunos marcos no cuentan con elementos de arriostramiento, y otros en la misma dirección sí se encuentran rigidizados por muros diagonales, y en muchos casos no se mantiene simetría en esta rigidización, lo que hace que la estructura tenga torsiones excesivas ante los movimientos sísmicos.

Se han realizado estudios estadísticos de daños desde diferentes puntos de vista y gravedad, de los distintos tipos de estructuración, los cuales han servido de base a otros estu-

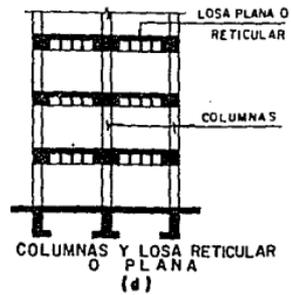
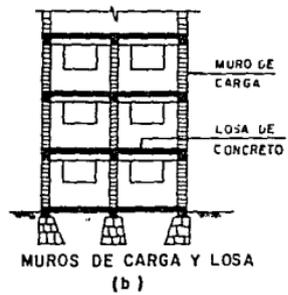
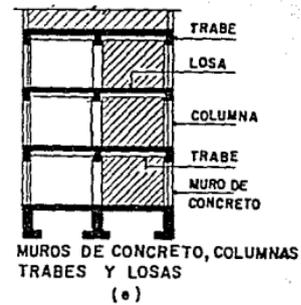
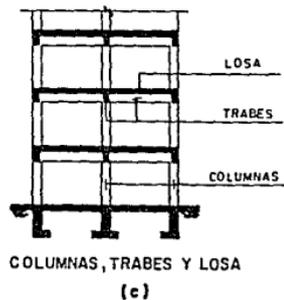
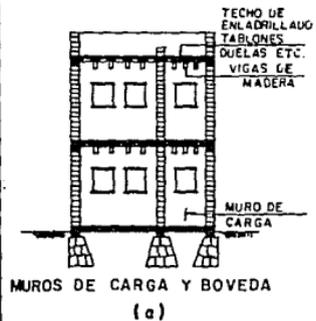
dios en la regionalización de la Ciudad de México. A continuación se comentan los daños que sufrieron las diferentes estructuraciones.

II.2 Estructuras con Muros de Carga y Piso a Base de Vigas.

Este tipo de construcción en general, por contar con muchos muros en ambas direcciones, es muy rígida y sus periodos naturales de oscilación son virtualmente menores de 0.5 seg, - por lo que su respuesta dinámica en la zona de terreno comprensible, fué satisfactoria y sufrieron pocos daños.

Sin embargo algunos de los daños observados se debieron principalmente a la notable falta de mantenimiento, y que el sistema de piso a base de vigas de madera, no es lo suficientemente rígido, como para transmitir la carga a todos los muros que la apoyan; por otro lado en los casos en los cuales las vigas están en una sola dirección, los muros que les sirven de apoyo, mostraron daños al recibir la fuerza horizontal de las vigas en la dirección perpendicular a su plano que es además, poco eficiente para este tipo de solicitaciones. A esta falla colaboró la falta de confinamiento adecuado en las esquinas y remates, ya que en la mayoría de los casos no se contó con cagtillos o dadas, característica de la época de construcción de este tipo de estructuras. Algunas más recientes con las losas de concreto como sistemas de piso, mostraron corrimiento de ésta sobre los muros, por falta de una correcta unión entre am--

FIGURA — TIPOS DE ESTRUCTURAS



bos elementos.

Los edificios históricos, que en su mayoría fueron construidos con gruesos muros de mampostería, en general se comportaron adecuadamente y no mostraron daños importantes. Esto no significa que el tipo de material empleado o el sistema constructivo sea mejor que los que actualmente se usan, sino que por su gran rigidez, tienen periodos fundamentales de oscilación mucho más cortos, que el periodo dominante del movimiento del suelo en la zona del lago y en consecuencia, la fuerza sísmica que actuó en ellos fué relativamente poco importante.

II.3 Estructura con Muros de Carga y Losas de Concreto

Este tipo de construcción es empleada en general para edificios de habitación con un máximo de seis a ocho niveles, su comportamiento fué satisfactorio debido a que, como en el caso anterior, sus periodos de oscilación son cortos y presentan la ventaja de tener muros confinados por castillos y dallas. Sin embargo, algunas construcciones sufrieron daños importantes por las siguientes causas:

Golpeteo recibido de algunas estructuras que se colapsaron.

Golpeteo recibido por estructuras adyacentes a falta de holgura suficiente entre ambas construcciones.

Hundimiento diferencial provocado por el hundimiento de edificios altos contiguos.

II.4 Marcos Formados por Columnas y Trabes

Este es uno de los tipos de estructuración más común actualmente, hechos con concreto reforzado o acero estructural con conexiones soldadas y en un menor número, el uso de perfiles conectados con remaches o tornillos, todos estos forrados con una capa de concreto que varía entre 5 y 10 cm. de espesor.

El sistema de piso es mediante losas de concreto perimetralmente apoyadas y el número de niveles más común varía entre dos y diez, éstos son usados principalmente para habitaciones u oficinas.

Estas estructuras se caracterizan porque los muros divisorios y de fachada no son estructurales; son de mampostería o de otros materiales ligeros y deformables.

La cimentación depende de la altura de la construcción, siendo más frecuente el uso de cajones de compensación, pilotes de fricción y pilotes de punta.

Este tipo de construcción fué de las más afectadas por el sismo, ya que para muchos edificios su periodo natural de oscilación, fué cercano al del movimiento del suelo y sus desplazamientos mayores, por ser estructuras menos rígidas que las anteriores. Pocos edificios de acero resultaron dañados, debido principalmente a que éste material se emplea en edificios más altos, cuya respuesta dinámica fué menor debido a que sus periodos de vibración son más largos que los del suelo.

Los principales tipos de daños encontrados en los edificios de concreto fueron los siguientes: agrietamiento diagonal en vigas y en columnas debido a fuerza cortante, pérdida de concreto en las esquinas columna-viga y en algunas zonas intermedias de columnas debido a compresión causada por flexión excesiva o por la combinación de fuerza axial y flexión, con pandeo en el acero de refuerzo. También fué muy común la formación de grietas diagonales cercanas a la zona de media altura de la columna.

Los muros de relleno de tabique, en terminos generales no se comportaron como tal, ya que las holguras entre muros y estructura no fué suficiente ante el movimiento horizontal de las construcciones, y se encontró que en algunos casos, el material de relleno se encontraba endurecido por el paso del tiempo, haciendo con esto, que participara en la resistencia de la estructura.

Esto trajo como consecuencia, que los muros sufrieran daños, tales como grietas diagonales y en algunas ocasiones se produjeron daños a la estructura al actuar como puntal diagonal.

Así mismo muchas de estas estructuras se vieron favorecidas al actuar los muros de relleno; sin embargo, es importante hacer la aclaración de que éste beneficio se debe a que la rigidez adicional que aportaron los muros, reduce el periodode oscilación de la estructura, que al estar desplantada en la zona formada por arcillas blandas, se aleja del periodo dominante de oscilación del suelo; este beneficio no debe ser -tomado como regla general, pues no ocurriría si el suelo fuera firme, en cuyo caso los resultados podrían ser desastrosos.

Por otro lado, existieron dos aspectos que hicieron que la participación de los muros de relleno no fuera deseable: - la asimetría en planta y el daño que ocasionaron a las columnas y trabes.

La asimetría en la distribución de los muros, condujo aque en el conjunto estructural se presentaran torsiones que dañaron fuertemente a los elementos estructurales y el colapso en otros casos.

Es notorio en las estructuras de este tipo, que las co-

lumnas de concreto tuvieron un comportamiento poco deseado, - ya que en éstas se presentó la mayor cantidad de fallas en lu gar de las trabes, contrariamente a lo esperado. Esto es, se desea que en caso de presentarse una articulación plástica en el nudo columna-trabe, sea ésta última la que se agriete, - con el objeto de que se alargue el periodo de oscilación del conjunto, y se salga del periodo de oscilación dominante del suelo, sin que se produzca el colapso por resonancia. En este aspecto, tuvieron mejor comportamiento las columnas de sec- - ción circular zunchadas con refuerzo helicoidal.

En cuanto a los edificios de estructura metálica, se observó que a pesar de los grandes desplazamientos que sufrieron, propios del tipo de material empleado, se comportaron adecuadamente gracias a la gran ductibilidad del conjunto y a que no se presentaron fallas locales frágiles, como son el desprendimiento de concreto por exceso de compresión.

II.5 Marcos Formados por Columnas y Losa Plana Aligerada

La proporción de daños fué del doble en este tipo de estructuraciones comparativamente con las del tipo anterior, y esto se debió a su excesiva flexibilidad, y a que la conexión entre losa plana y columna, es poco efectiva para transmitir los esfuerzos importantes provocados por fuerzas horizontales.

La falla más representativa, es la penetración de la

losa a través de las columnas, que en muchos casos se observó no solamente uno, sino varios niveles cayeron casi verticalmente dejando columnas de pie.

En comparación con los marcos formados por columnas y trabes, este sistema no presenta gran resistencia al giro en sus conexiones, por lo que las columnas tienden a trabajar en voladizo, de tal modo que los momentos flexionantes en la base, resultan mayores que en el caso de marcos rígidos.

La estructuración con losa plana aligerada, no es adecuada en zonas de sismicidad importante, a menos que se rigidicen los marcos mediante muros de cortante en dos direcciones ortogonales, tratando de reducir en lo posible la asimetría, o que las losas aligeradas, las cuales son muy prácticas para resolver claros grandes, se consideran perimetralmente apoyadas, y la resistencia contra fuerzas horizontales, es proporcionada por marcos rígidos, columnas y trabes.

II.6 Marcos Rigidizados con Muros de Cortante

Los muros que desde su diseño fueron considerados como parte integrante de la estructura, resultaron muy convenientes en el comportamiento del conjunto ya que, además de rigidizarlo contra desplazamientos, se observó que existe mejor distribución en planta, que los de relleno, reduciendo con es

to los efectos de la torsión.

Los elementos rigidizantes pueden ser de: concreto, de mamostería reforzada con diagonales de concreto.

Como resultado de las experiencias observadas, este tipo de estructura resulta muy conveniente en zonas altamente sísmicas.

Adicionalmente a los factores expuestos anteriormente, existieron otros que contribuyeron a que gran cantidad de los edificios dañados sufieran colapso total, parcial o daño estructural grave: y ellos son:

Cargas excesivas.

Cambio brusco de masa.

Aspecto arquitectónico.

Modificaciones a la estructura original, ignorando el funcionamiento estructural de la misma.

Cambio de uso de la estructura.

Ausencia de mantenimiento.

II.7. Edificios Reforzados Antes de los Sismos de Septiembre de 1985

La observación de estas edificaciones no solamente nos revelan su respuesta a lo largo del tiempo transcurrido, ni el sistema constructivo empleado, además se puede deducir de to--

dos ellos, cuáles son los que mejor se pueden comportar ante e ventos sísmicos posteriores a su instalación.

De mejor respuesta fueron las construcciones que se rigi-
dizaron mediante muros de cortante o diagonales de contravente
o metálico.

Por los resultados observados, las cimentaciones de éstos
edificios, que no fueron reforzados para resistir las fuerzas_
que ocasionaron los nuevos elementos estructurales, sufrieron_
hundimientos diferenciales y en consecuencia el desplome de di
chos edificios se hizo notar.

II.8 Descripción Estructural de un Edificio Destinado a Albergar Equipo Telefónico Anterior a los Sismos de Septiembre de 1985

El edicio en cuestión, ubicado en la Ciudad de México, y
que es motivo de éste trabajo, constaba de una estructuración
hecha a base de marcos rígidos de concreto en dos direcciones
ortogonales entre sí, formados por columnas, traveses y losas -
macizas de concreto.

Cuenta con cuatro niveles y un cajón de cimentación con_
pilotes de control apoyados originalmente en la capa dura.

La fachada estaba formada por blocks huecos de cemento, desligados de la estructura, por lo que no contribuían a dar rigidez a la estructura (sin embargo su trabajo fué todo lo contrario).

Su planta tipo, consta de ocho entre ejes formando un área de 320 metros cuadrados, como puede apreciarse en los siguientes croquis. (Figs. 6, 6A y 6B).

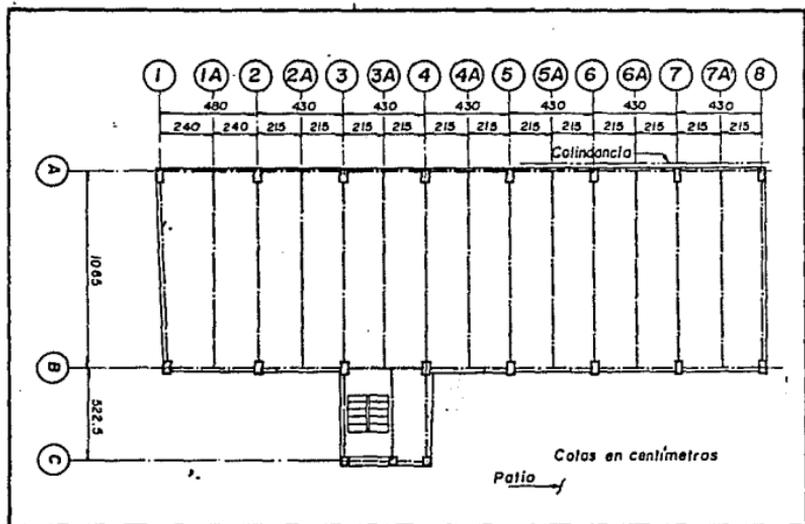


Fig. 6. NIVEL PLANTA TIPO ANTERIOR AL SISMO.

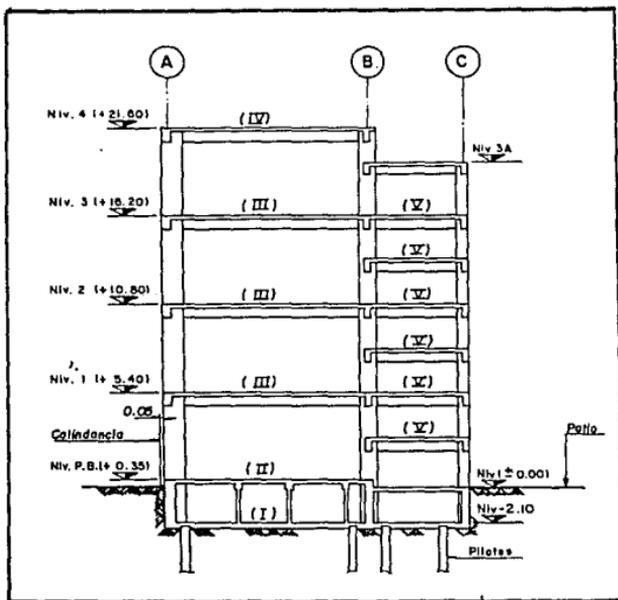


Fig. 6A. ELEVACION ESQUEMATICA ANTERIOR AL SISMO.

- (I) : Fosa de cables.
- (II) : Distribuidor, baterias, subestación.
- (III) : Sala de equipo automático.
- (IV) : Azotea.
- (V) : Escaleras.

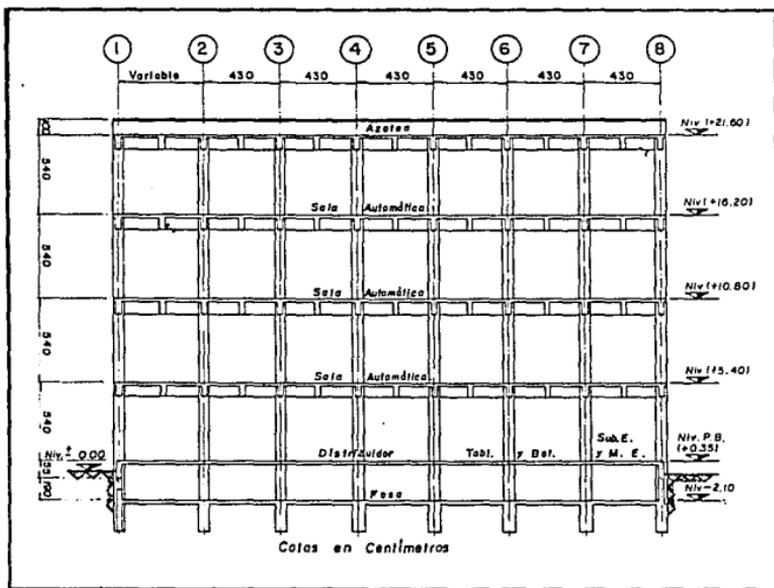


Fig. 6B. VISTA LONGITUDINAL ANTERIOR AL SISMO.

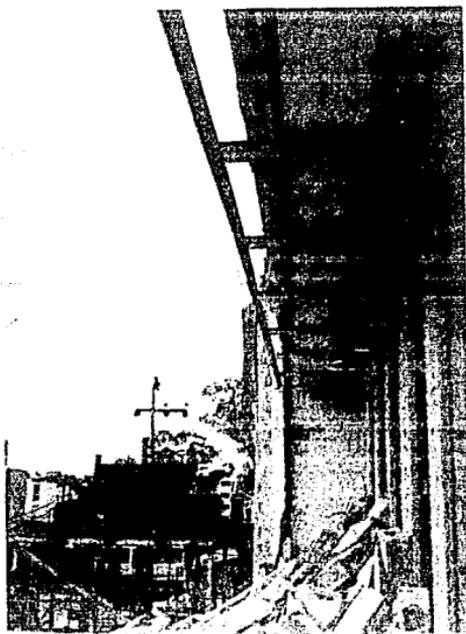
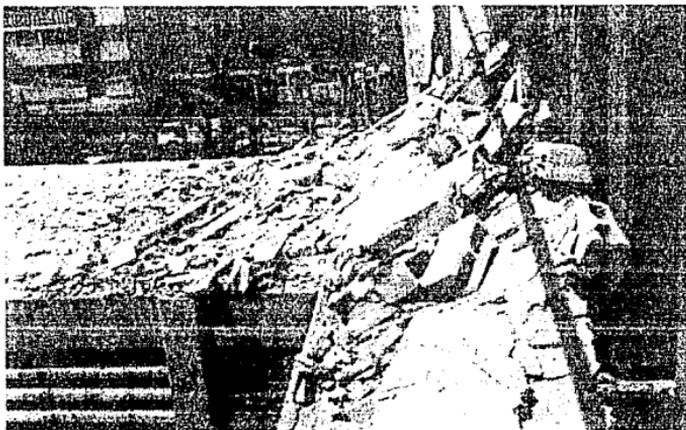
II.9 Inspección de Daños Causados por los Sismos de Septiembre de 1985

Tomando en cuenta que la estructuración de éste edificio estaba formada por trabes y columnas, los daños que presentó durante el sismo de septiembre de 1985, fueron características de estas estructuras, y que ya fueron descritas anteriormente.

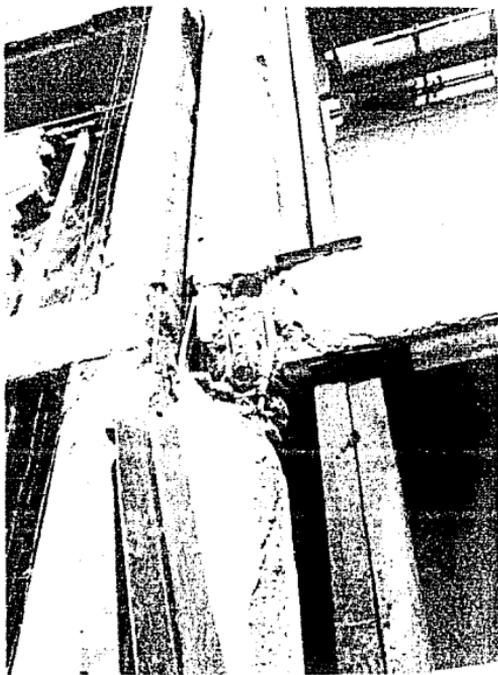
Cabe hacer notar que este tipo de edificios tienen muy pocos muros divisorios ya que, la mayor parte de su área es ocupada por equipo telefónico, existiendo entonces los muros de fachada perimetralmente, lo que originó que los daños se vieran aún más graves, ya que hubo desprendimiento de gran parte de éstos.

El edificio no había sufrido daños por sismos anteriores; sin embargo los sismos de 1985 lo pusieron al borde del colapso.

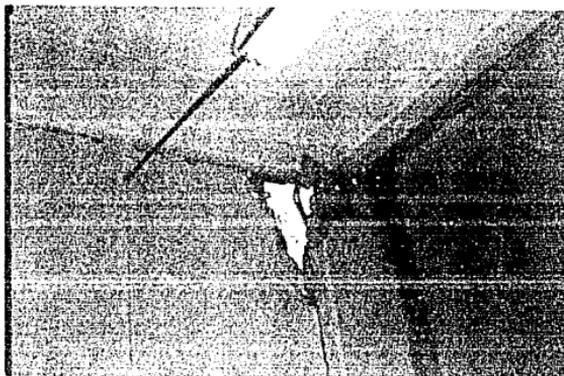
Resumiendo, se puede decir que los daños fueron catalogados en un grado muy alto, ya que se efectuaron elementos estructurales como columnas, trabes, escaleras, etc. A continuación se muestra un reporte fotográfico que muestra los daños provocados por dichos sismos en diferentes puntos del edificio.



DESPRENDIMIENTO DE
MUROS DE FACHADA.



ELEMENTOS ESTRUCTURALES DAÑADOS



ELEMENTOS
ESTRUCTURALES
DAÑADOS
(ZONA DE NODOS)

A pesar de las condiciones estructurales que presentaba el edificio telefónico, posterior a los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, los daños que afectaron al equipo telefónico fueron mínimos. No obstante, estos daños podrían traer - consecuencias futuras, por lo que era de vital importancia, - primero mantenerlos en operación y segundo, evitar que se vie ran afectadas por condiciones externas a su funcionamiento, - ya que por su complejidad, requieren de ciertas condiciones - térmicas para su desarrollo operativo.

C A P I T U L O

I I I

**"CRITERIOS DE ESTRUCTURACION PARA EL REFORZAMIENTO
DEL EDIFICIO DE LA CENTRAL"**

En la reestructuración de la central, fué necesario establecer ciertas bases que condujeron a garantizar la seguridad y funcionamiento del equipo telefónico, por lo que se partió del conocimiento de la estructura y de los daños sufridos por la misma, así como del origen de éstos.

Para ello, fué necesario elaborar un plan de emergencia, que en su primera etapa consistió en apuntalar la central, proteger el equipo telefónico y hacer los trabajos preliminares para lo que posteriormente fué la reconstrucción definitiva del inmueble.

III.1 Trabajos de Apuntalamiento

La protección del equipo telefónico contra polvo, agua y acciones de la intemperie, se hizo con membranas de polietileno montadas en bastidores de madera, los muros de fachada que quedaron en pie, se ranuraron para apuntalar las trabes perimetralmente con tapias de madera.

Se implementaron medidas de seguridad, como el de indicar con líneas pintadas en los pisos de todos los niveles, orientadas hacia las salidas para una situación de emergencia.

El apuntalamiento fué la primera medida que se tomó para garantizar la seguridad de la estructura en las condiciones que la había dejado el sismo.

Uno de los propósitos de éstos puntales, fué el de reducir la carga de las columnas y poder trabajar en condiciones más seguras.

Los puntales fueron fabricados con tubo de fierro galvanizado cédula 40, con un diámetro de 10 cm, teniendo en sus extremos placas de apoyo de sección rectangular variable y espesor de 1.3 cm. El contraventeo de éstos fue mediante soleras metálicas soldadas con placas.

Se planteó la posición de todos los puntales, lo que no pudo llevarse a cabo en su totalidad, ya que las interferencias de equipos de aire acondicionado y cableado telefónico lo impidieron, teniéndose que resolver mediante puentes metálicos, alterando la posición original de los puntales; a continuación se presenta una planta tipo de la central, con la posición que se planteó originalmente, y que en obra fué modificada, así mismo se muestran detalles de algunos contraventeos. (Figs. 7 y 7A).

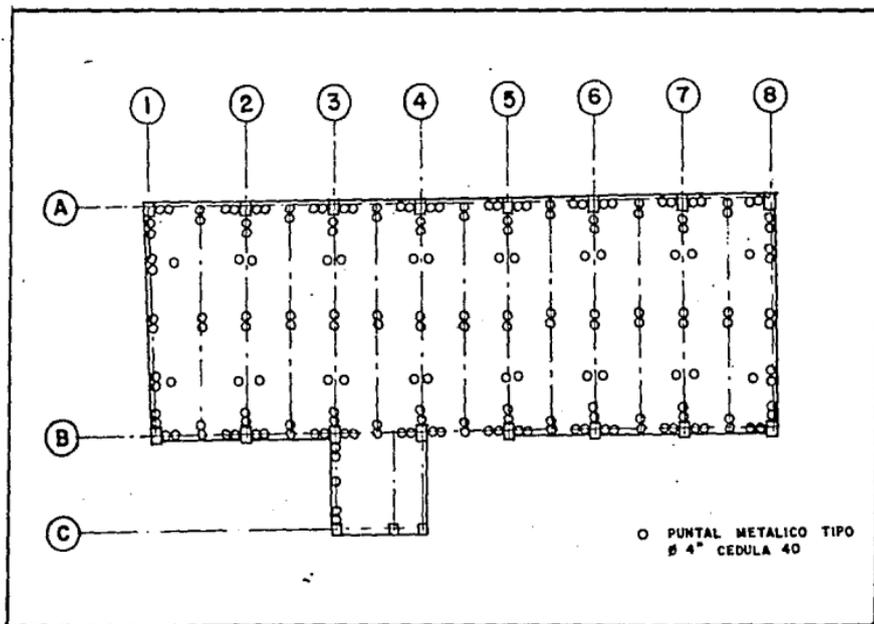


Fig. 7. LOCALIZACION DE APUNTAMIENTO EN PLANTA.

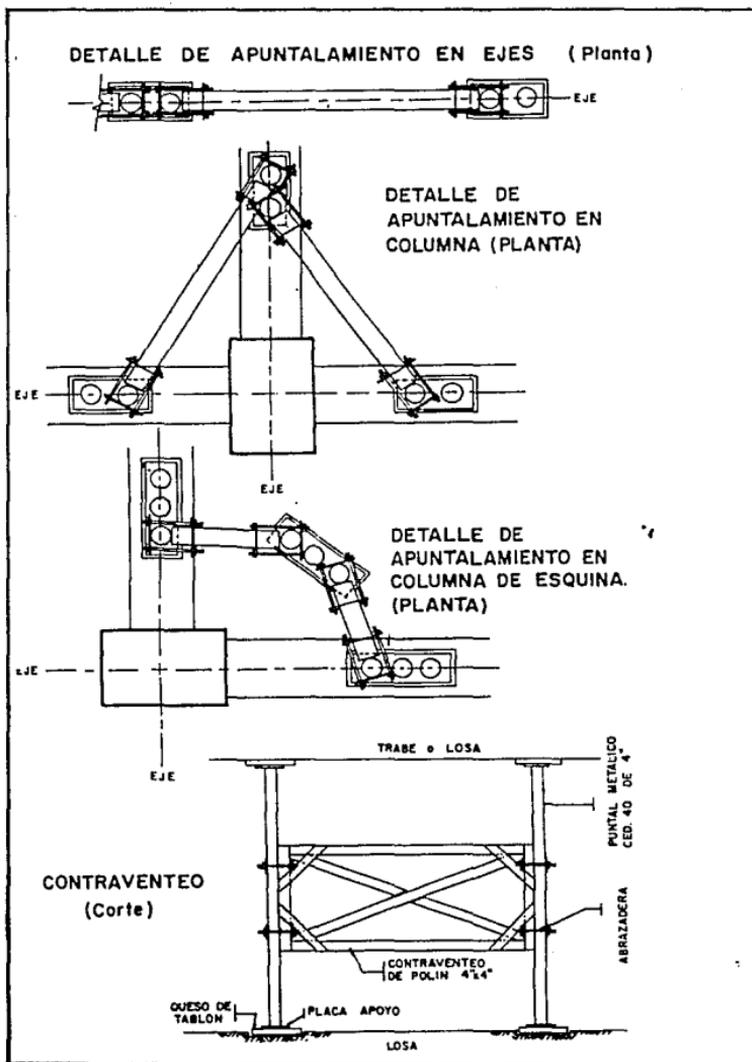


Fig. 7A. APUNTAMIENTO Y CONTRAVENTEO.

Fué necesario recopilar toda la información existente acerca de la central, que permitiera contar con los datos suficientes para iniciar los estudios encaminados a definir el proyecto estructural correspondiente a la reestructuración.

Una fuente de información muy importante como son las memorias de cálculo, estudios y planos del proyecto estructural original de la central, desafortunadamente no fué posible contar con todos ellos, debido a que se trata de un edificio proyectado hace aproximadamente 20 años, por lo que fue necesario realizar trabajos de investigación que proporcionaron la información necesaria.

III.2. Trabajos Realizados en Obra

Estos trabajos se pueden clasificar en las siguientes actividades:

Levantamiento de daños (incluyendo fotografías típicas).

Levantamiento de dimensiones de los distintos elementos estructurales.

Niveles en planta baja y plomadas exteriores.

Investigación de colindancias (holgura libre constructiva y daños).

Extracción y ensayos de corazones de concreto.

Pruebas de ultrasonido en columnas y trabes dañadas.

Determinación de la carga real del equipo existente por nivel.

Exploración y estudio del subsuelo.

Es conveniente señalar que debido a la importancia social y económica del servicio prestado por la Central, éste no se suspendió en ningún momento, y además, dentro de las circunstancias se trató de mantener la mayor eficiencia posible.

Esta situación fué de gran importancia, ya que influyó directamente en las desiciones tanto estructurales, como constructivas del proyecto, el cual estaba limitado en muchos aspectos.

Con esta base, se procedió a plantear las alternativas a través de las cuales era probable reestructurar la Central.

El primer punto a considerar, fue el hecho de que por haber resultado afectada la Central a raíz de los sismos, el proyecto estructural para rehabilitarla, tenía que cumplir con los requisitos señalados por las Normas de Emergencia, las cuales serían la base para el Nuevo Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Dichas normas incrementaron entre otros conceptos, el valor del coeficiente sísmico de la zona correspondiente a la Central, con lo cual se incrementó el valor de las fuerzas

sísmicas a que quedaría sujeta su estructura (lo que se tratará en el siguiente capítulo).

Por lo tanto, para responder adecuadamente ante tales fuerzas, se hizo necesario incrementar por un lado, la rigidez de la estructura para limitar los desplazamientos a rangos permisibles, y por otro, la resistencia de la misma, para soportar las nuevas sollicitaciones inducidas.

III.3 Alternativas para la Reestructuración

Entre las alternativas para proporcionar rigidez a la estructura, se consideraron las siguientes:

■ Adicionar elementos estructurales por medio de:

- a) Muros de concreto reforzado.
- b) Contraventeos metálicos.
- c) Muros de mampostería (estructurados con dadas y castillos).

■ Incrementar las propiedades de los elementos existentes por medio de:

- a) Encamisados de concreto reforzado.
- b) Encamisados de acero.

■ Disminuir las cargas existentes:

- a) Eliminar niveles cuando sea factible.
- b) Sustituyendo materiales.

III.4 Criterios de Selección

Generalmente para elegir la opción más conveniente, es necesario tomar en cuenta algunos puntos tales como: el costo, la funcionalidad, la importancia social, el espacio, las dificultades, el tiempo de ejecución y la estética.

En el caso de las Centrales, la determinación de la alternativa más apropiada se basó, como pudo observarse, en las dificultades técnicas existentes (de no interrumpir la operación del equipo y del tiempo de ejecución) y en la importancia social de las mismas, ponderando éstas por encima del costo de ejecución de la obra.

Por este motivo, se busco restringir los trabajos en las zonas ocupadas por el equipo telefónico, por lo cual se evitó al máximo el reforzamiento de la estructura existente, principalmente de las trabes. Esto implicó que dichos elementos tuvieran la capacidad para resistir las nuevas solicitaciones - impuestas.

Para lograr lo anterior, fué necesario modificar el sistema sismo-resistente de la Central, mediante la adición de elementos estructurales que proporcionaron porcentajes elevados de rigidez, de tal manera que tomaron la mayor parte de las fuerzas sísmicas y disminuyeron los efectos de éstas en el resto de la estructura existente.

III.4 Criterios de Selección

Generalmente para elegir la opción más conveniente, es necesario tomar en cuenta algunos puntos tales como: el costo, la funcionalidad, la importancia social, el espacio, las dificultades, el tiempo de ejecución y la estética.

En el caso de las Centrales, la determinación de la alternativa más apropiada se basó, como pudo observarse, en las dificultades técnicas existentes (de no interrumpir la operación del equipo y del tiempo de ejecución) y en la importancia social de las mismas, ponderando éstas por encima del costo de ejecución de la obra.

Por este motivo, se busco restringir los trabajos en las zonas ocupadas por el equipo telefónico, por lo cual se evitó al máximo el reforzamiento de la estructura existente, principalmente de las trabes. Esto implicó que dichos elementos tuvieran la capacidad para resistir las nuevas solicitaciones impuestas.

Para lograr lo anterior, fué necesario modificar el sistema sismo-resistente de la Central, mediante la adición de elementos estructurales que proporcionaron porcentajes elevados de rigidez, de tal manera que tomaron la mayor parte de las fuerzas sísmicas y disminuyeron los efectos de éstas en el resto de la estructura existente.

Otra condición importante fué la de tomar en cuenta la acción de los efectos torsionantes en la estructura, para lo cual, se realizaron varias alternativas posibles de distribución de los elementos de rigidez, de tal modo que se presentaran valores mínimos para las excentricidades que dan origen a dichos efectos; y que se cumplieran con los límites permisibles que señalaban las Normas de Emergencia y consecuentemente el nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Otro punto a considerar fue el de tratar de tener una re distribución de manera uniforme de los efectos de descargas en cimentación, con objeto de evitar zonas locales críticas en la reestructuración y refuerzo que se le debía proporcionar a la misma, para adecuarla a las nuevas condiciones de so licitación sísmica.

III.5 Tipo de Reestructuración Elegido

Los elementos que en nuestro caso especial resultaron -- más apropiados, fueron los muros de concreto y los contraventeos, para el caso de nuestra Central en estudio, previo análisis y tomando en cuenta el estado de urgencia estructural -- que la misma presentaba posteriormente a los sismos, así como las condiciones que el proceso de reconstrucción marco, se de cidió hacer uso de los muros de concreto reforzado, por ser

el más compatible con dicho proceso. (ver distribución de muros de rigidez Fig. 8).

El siguiente punto por considerar, fueron los daños sufridos, los cuales dada su importancia, obligaron a reforzar las escaleras y la mayor parte de las columnas (las cuales presentaban grietas y fisuras); éste refuerzo en columnas, consistió en un encamisado de concreto reforzado, y adicionalmente, en algunos casos, la restitución parcial o total de las mismas.

También fué necesario reforzar las trabes en una zona inmediata a los nodos, pero no así en sus tramos centrales (Fig. 9), en donde se encuentra operando la mayor parte del equipo telefónico que no debía moverse, lo cual era uno de los objetivos buscados en la reestructuración. (Fig. 10).

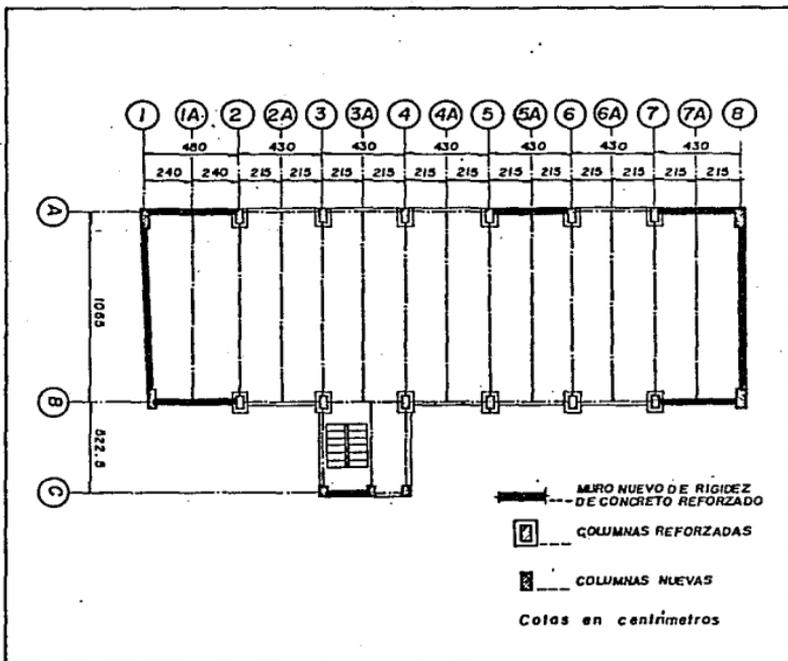


Fig. 8. NIVEL PLANTA TIPO REESTRUCTURADA.

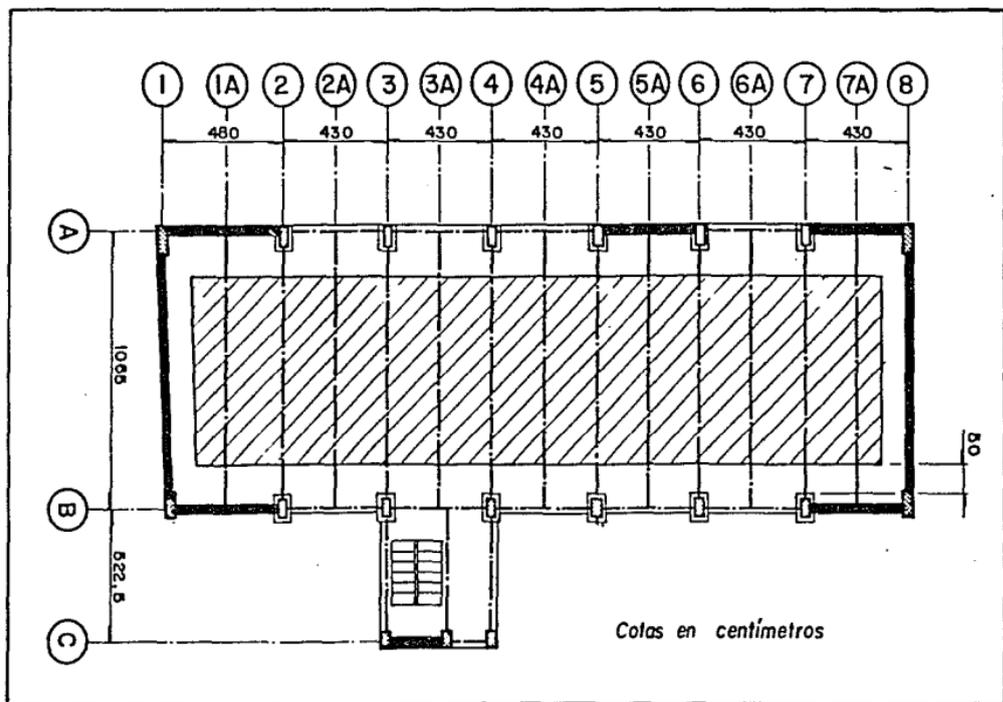


Fig. 9. POSICION DEL EQUIPO TELEFONICO EXISTENTE.

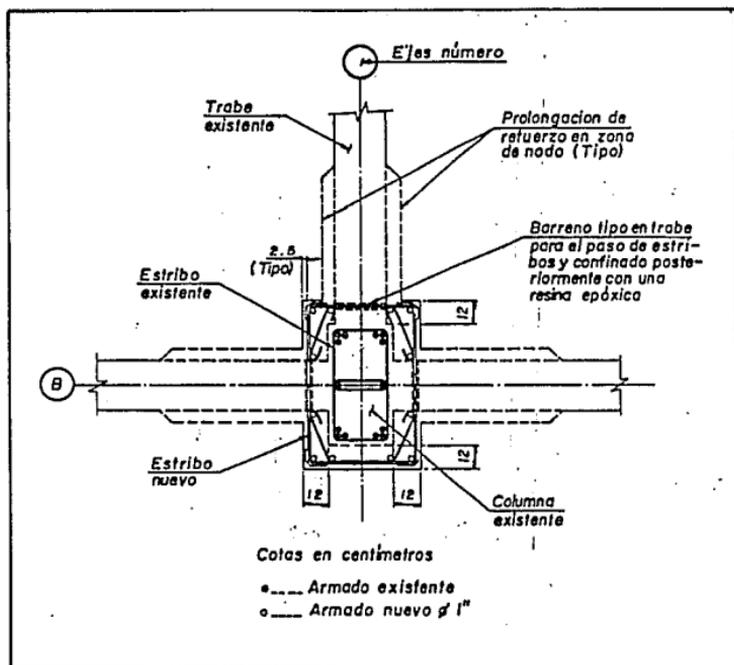


Fig. 10. REFUERZO TIPO EN ZONA DE NODOS.

C A P I T U L O

I V

"ANALISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO PARA SU REESTRUCTURACION"

Inmediatamente después de los sismos de septiembre de - 1985, se integró un comité con la responsabilidad de actualizar el Reglamento para las Construcciones en la Ciudad de México, debido a las experiencias que había dejado dichos sismos.

Este comité tuvo la misión de coordinar los trabajos de investigación que se consideraron relevantes para la revisión del Reglamento.

Se decidió llevar a cabo la actualización en dos etapas: una a largo plazo (aproximadamente un año) y otra, prácticamente inmediata, para lo cual se emitieron Normas de Emergencia, las cuales se dieron a conocer cinco semanas después del sismo; su contenido fué respaldado por las conclusiones inmediatas obtenidas de los daños ocurridos.

El principal objetivo de las Normas de Emergencia, consistió en establecer la obligación de reparar las construcciones que sufrieron daños estructurales, así como el de tomar en cuenta ciertas consideraciones estructurales y constructivas, con las estructuras que se encontraban en proceso constructivo.

El edificio del cual se ocupa éste estudio, evidentemente fué reestructurado con las Normas de Emergencia vigentes en aquel entonces, por las condiciones que éste contemplaba, posterior a dichos sismos.

El propósito de éste trabajo es aplicar el nuevo Reglamento de Construcciones, ya que en éste se introducen conceptos nuevos, tales como la irregularidad de las estructuras, ductilidad de marcos, factores de comportamiento sísmico, factores de importancia, etc.

Caba aclarar que de acuerdo al tipo de reestructuración_ seleccionado, tales conceptos están incluidos en su análisis y otros no, lo cual no afecta al reforzamiento del edificio, como a continuación se verá:

IV.1 Consideraciones Sísmicas para el Análisis

Bases de Diseño:

De acuerdo a las Normas de Emergencia editadas el 18 de octubre de 1985, y publicadas en el Diario Oficial, se tomó en cuenta lo siguiente:

Estructura perteneciente al grupo A.

Ubicación en zona III (terreno comprensible).

Coefficiente sísmico = 0.4

Factor de importancia = 1.5

Factor de comportamiento sísmico $Q = 2$

De acuerdo a estos datos, se tienen los siguientes comentarios respecto al nuevo Reglamento de Construcciones para el

Distrito Federal; por tratarse de un edificio para alojar equipo telefónico, el anterior Reglamento y el actual, la sitúan dentro de una estructura del grupo A, dado el nivel de su importancia.

En su ubicación, ambos reglamentos la sitúan en terreno comprensible (zona III).

El coeficiente sísmico para éste tipo de terreno, se modifico de la siguiente manera:

Reglamento de 1977:	C = 0.24
Normas de Emergencia de 1985:	C = 0.40
Reglamento de 1987:	C = 0.40

Como puede observarse, no existe variación entre las Normas de Emergencia y el Reglamento de 1987.

El factor de importancia se modificó de la siguiente manera:

Reglamento de de 1977:	1.3
Normas de Emergencia:	1.5
Reglamento de 1987:	1.5

Se observa el mismo comentario con respecto al coeficiente sísmico.

En relación al factor de comportamiento sísmico se tiene lo siguiente:

Reglamento de 1977. Lo llama factor de ductilidad y aquí se permite utilizar hasta un valor de $Q = 6$ (éste edificio muy probablemente fué analizado con $Q = 4$).

Normas de Emergencia. Limita el uso de éste factor únicamente hasta un valor máximo de 4.

Reglamento de 1987. Cambia su nombre por el de factor de comportamiento sísmico e igualmente lo limita a valores de 1 a 4 según sea el caso de la estructuración que se elija. (ver Normas Técnicas de Análisis sísmico).

Cargas consideradas:

Para el análisis sísmico de la estructura, se consideró el peso propio de la estructura, así como la geometría de los elementos estructurales reforzados, y la adición de los muros de concreto de rigidez.

Cargas vivas:

Estas cargas se pudieron evaluar físicamente, de acuerdo al equipo existente en cada nivel. Sus valores oscilan entre 550 Kg/m² y 650 Kg/m², tomándose la mayor de éstas dos y de--

jando dicho valor tanto para carga vertical, como para análisis sísmico, estas cargas corresponden al equipo automático - que en su mayoría ocupa toda el área de cada nivel.

Con las bases de diseño ya establecidas, se procedió a - realizar el análisis sísmico, que en base al Reglamento del - Distrito Federal de 1987, especifica como métodos de análisis, el estático y el dinámico, de acuerdo a las Normas Técnicas - Complementarias para diseño por sismo, en sus secciones 8 y 9.

Aunque el reglamento permite emplear el método estático - de análisis sísmico en cualquier edificio de 60 m. o menos me - tros de altura, no es recomendable aplicarlo a edificios que - tengan distribuciones irregulares en elevación, ya que en - comparacion con resultados de análisis dinámicos, se ha encon - trado que se pueden subestimar apreciablemente los cortantes - en ciertos entrepisos.

La mayor parte del esfuerzo adicional que se requiere pa - ra estimar el período fundamental del edificio, es el cálculo de los desplazamientos laterales, que de todos modos debe ha - cerse revisar si éstos no son excesivos. Por tal motivo, es - aconsejable tratar de aprovechar la opción de usar fuerzas -- sísmicas reducidas en razón de haber evaluado el período natu - ral, logrando así, reducciones importantes si los períodos - son relativamente cortos o largos, todo ésto con ayuda de un - análisis dinámico.

Nuestro Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, especifica como método de análisis dinámico, el análisis modal y el cálculo paso a paso de respuestas ante temblores específicos, por lo que se deben aplicar alguno de éstos métodos, cuando no se satisfacen las limitaciones que existen para aplicar el método estático.

El análisis modal, que mejor dicho debería llamarse análisis modal espectral, y que implica el uso de los conceptos de modos de vibrar y de espectros de diseño.

El análisis empleado para nuestra estructura, fué realizado con la ayuda de un programa para computadora basado en un análisis modal. Dicho programa calcula en cada nivel, las fuerzas cortantes, las reparte entre marcos proporcionalmente a su rigidez de piso, calcula los cortantes debidos al momento torsionante y las adiciona a los cortantes directos correspondientes, calcula además las principales características de los modos de vibrar de la estructura, apegándose en todo caso a lo dispuesto por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

La fuerza cortante dinámica (directa) es determinada según un análisis modal, en el que la matriz de flexibilidades se forma a partir de las rigideces de piso, que el programa calcula con las formulas de Wilbur, o bien las admite como datos, si han sido calculadas por cualquier otro método (que es

el caso que vamos a utilizar más adelante). Así mismo el programa calcula las excentricidades de acuerdo con el citado Reglamento, e imprime como fuerza cortante de diseño la combinación de los cortantes directos y de torsión más desfavorables para cada marco.

Para utilizar éste programa de computadora, será necesario realizar un análisis estático de nuestra estructura, con el propósito de obtener los cortantes de entrepiso y con éstos determinar así las rigideces de entrepiso de cada marco, como podrá verse a continuación.

IV.2 Análisis Estático

Determinación de cargas consideradas.

Se recuerda que la carga viva para carga gravitacional y sismo, es la misma.

Planta tipo (zona de equipo automático):

Losa de 10 cm. de espesor	240 Kg/m ²
Piso terminado	120 "
Instalaciones	30 "
Carga adicional por Reglamento	40 "
Carga viva	<u>650 "</u>
	1080 Kg/m ²

En zona de escaleras:

	CARGA GRAVITACIONAL	CARGA DE SISMO
Losa de 12 cm. de espesor	288 Kg/m ²	288 Kg/m ²
Piso terminado	120 "	120 "
Instalaciones	15 "	15 "
Carga adicional por Reglamento	40 "	40 "
Carga viva	<u>350 "</u>	<u>150 "</u>
	815 Kg/m ²	613 Kg/m ²

En azotea

	CARGA GRAVITACIONAL	CARGA DE SISMO
Losa de 10 cm. de espesor	240 Kg/m ²	240 Kg/m ²
Rellenos para dar pendiente (material ligero)	180 "	180 "
Enladrillado y entortado	50 "	50 "
Carga adicional por Reglamento	40 "	40 "
Instalaciones	30 "	30 "
Carga viva	<u>100 "</u>	<u>70 "</u>
	640 Kg/m ²	610 Kg/m ²

De acuerdo a las bases de diseño descritas anteriormente,
se tienen los siguientes datos;

$$Q = 2$$

$$C = 0.4$$

$$F_1 = 1.5$$

Por lo que el coeficiente sísmico queda de la siguiente ma
nera:

$$C_s = \frac{C \times F_1}{Q}$$

$$C_s = \frac{0.4 \times 1.5}{2} = 0.3$$

Para determinar la fuerza sísmica en cada nivel:

$$F_1 = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum W_i \cdot h_i} = C \xi W_i$$

En donde:

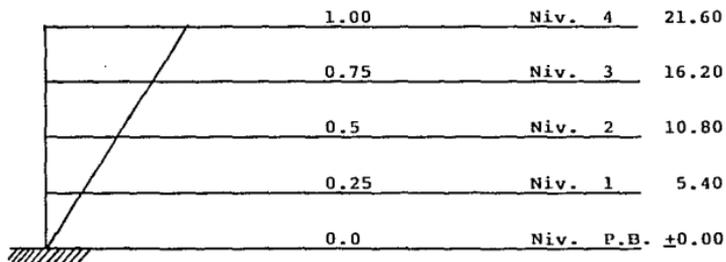
W_i = Peso del nivel considerado.

h_i = Relación de la altura del nivel correspondiente a la altura total.

C_s = Coeficiente sísmico afectado por el factor de comportamiento.

F_i = Fuerza sísmica aplicada en el nivel correspondiente.

Triángulo de relación de alturas. (fig. 11)



NIVEL	ENTREPISO	Wi (ton)	hi	Wi hi	Fi	V
4		408.90	1.00	408.90	212.22	
	4					212.22
3		722.96	0.75	542.22	281.41	
	3					493.63
2		733.72	0.50	366.86	190.40	
	2					684.03
1		733.72	0.25	183.43	95.20	
	1					779.23

$\sum 2599.3$

$\sum 1501.41$

$$F_i = \frac{2599.3}{1501.41} \times 0.3 \times W_i h_i$$

$$F_i = 0.519 W_i h_i$$

Una vez determinada la fuerza sísmica F_i (considerando el peso de toda la estructura por nivel. 1) ésta será aplicada a cada marco que forma la estructura, con el propósito de determinar el comportamiento de cada uno de ellos ante una misma fuer

NIVEL	ENTREPISO	Wi (ton)	hi	Wi hi	Fi	V
4		408.90	1.00	408.90	212.22	
	4					212.22
3		722.96	0.75	542.22	281.41	
	3					493.63
2		733.72	0.50	366.86	190.40	
	2					684.03
1		733.72	0.25	183.43	95.20	
	1					779.23

Σ 2599.3

Σ 1501.41

$$F_i = \frac{2599.3}{1501.41} \times 0.3 \times W_i h_i$$

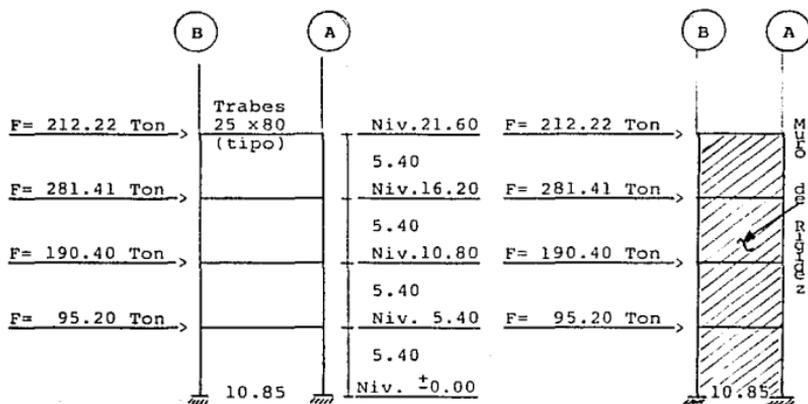
$$F_i = 0.519 W_i h_i$$

Una vez determinada la fuerza sísmica F_i (considerando el peso de toda la estructura por nivel. 1) ésta será aplicada a cada marco que forma la estructura, con el propósito de determinar el comportamiento de cada uno de ellos ante una misma fuer

za (F_i), lo que se revisará específicamente será el desplazamiento de cada marco.

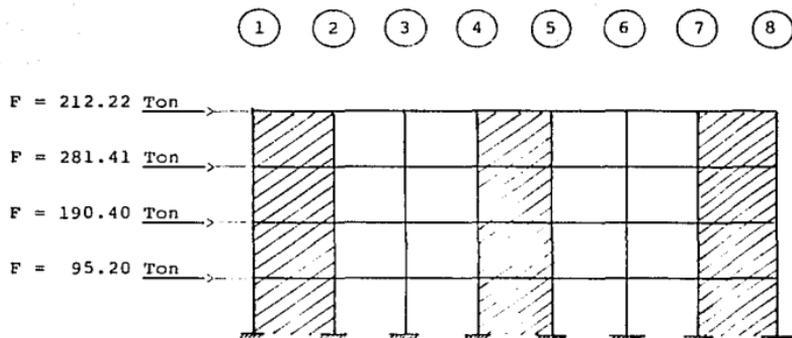
A continuación se muestran algunos marcos de la estructura con su fuerza sísmica aplicada en su nivel correspondiente.

Este análisis de marcos, suele llamarse sismo preliminar.



Marco ejes 4,5,6 y 7 (fig. 12)

Marco eje 1 y 8
(fig. 12A)



MARCO EJE A (fig. 13)

Los marcos 4, 5, 6 y 7 fueron resueltos con ayuda de un programa de computadora para marcos en el plano.

Los marcos 1, 8 y A igualmente se resolvieron con ayuda de una computadora, sólo que con éstos, fué necesario determinar la rigidez al cortante, debido a que estos marcos presentan muros de rigidez de concreto.

1	N-4	EDTN	.0000	.0000
2	N-2	X	497.4790	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	EDTN	.0000	.0000
2	N-2	X	484.0200	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	EDTN	.0000	.0000
1	N-1	X	779.2250	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	EDTN	.0000	.0000
STORY OVERTURNING MOMENTS				
NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-DELTA EFFECTS.				
OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A				
OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B				
LEVEL ID	DIR1		1	2
4	N-4	X	1145.9890	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
4	N-4	EDTN	.0000	.0000
3	N-3	X	7811.5911	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	EDTN	.0000	.0000
2	N-2	X	7905.8523	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	EDTN	.0000	.0000
1	N-1	X	11717.1940	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	EDTN	.0000	.0000
MRF00 EJE 1 Y B				
FRAME ID NUMBER			1	
NUMBER OF STORY LEVELS			4	
NUMBER OF COLUMN LINES			2	
NUMBER OF BEAMS			1	
NUMBER OF CORR. COL. RECF			0	
NUMBER OF CORR. CORN RECF			1	
NUMBER OF CORR. BEP			0	
NUMBER OF PANEL ELEMENTS			4	
NUMBER OF BRACING ELEMENTS			0	
COLUMN LINE COORDINATES				
LINE				
1			.00	
2			11.55	.00
RIGID I E SA 1065 I FLEX I 1,1 KJJ KJJ RIGID I RIGID J				

OSCAN LOCATIONS
 / BAY LEV JC J2 BID GEN V.L1 V.L2 V.L3

1 4 1 2 1 3 0 0 0

GENERATED BEAM LOCATIONS

OSTORY 1

4 1
 3 1
 2 1
 1 1

OCOLUMN LOCATIONS

O LINE LEV CID KCOL GEN

1 4 0 2 3
 2 4 0 1 3

GENERATED COLUMN LOCATIONS

OSTORY 1 2

4 0 0
 3 0 0
 2 0 0
 1 0 0

PANEL CARDS

LEVEL	COL 1	COL 2	E	A	I	SA	D
4	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
3	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
2	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
1	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40

0...FRAME TYPE = 1...

TIME REQUIRED TO FORM STIFFNESS = .00

1FRAME POSITION DATA

FRAME ID FRAME CODE

1 1 C .00 .00 .00 1

1...STORY DEFLECTIONS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY
 OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIRN	1	2	3	4	5	
4	H-4	X	.0000	.0000	.0000	.0417	.0000
3	H-3	X	.0000	.0000	.0000	.0277	.0000
2	H-2	X	.0000	.0000	.0000	.0172	.0000
1	H-1	X	.0000	.0000	.0000	.0000	.0000

STORY DRIFT RATIOS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES I,(II),III, RESPECTIVELY
OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIRN	1	2	3	4	5	
4	H-4	X	.0000	.0000	.0000	.0022	.0000
3	H-3	X	.0000	.0000	.0000	.0003	.0000
2	H-2	X	.0000	.0000	.0000	.0020	.0000
1	H-1	X	.0000	.0000	.0011	.0012	.0000

LOAD CONDITION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPECTRUM-1	SPECTRUM-2	SPECTRUM-3	SPECTRUM-4	TIME
1	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

SPECTRUM-1... FOOT-MEMO SQUARE COMBINATION
SPECTRUM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES
SPECTRUM-3... COUPLER SLM COMBINATION
SPECTRUM-4... COMPLETE COMBINATION

OUTPUT FOR FRAME NO. 1

FRAME TYPE = 1
FRAME ID = 1

LATERAL FRAME DISPLACEMENTS

LEVEL	DIRN	H 1
4	X	.0416505 ←
4	Y	.0000000
4	Z	.0000000
3	X	.0276675 ←

3	1	ROTH	.000000
2	1	X	.0177215
2	1	Y	.000000
2	1	ROTH	.000000
1	1	X	.0055661
1	1	Y	.000000
1	1	ROTH	.000000
1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1			
LEVEL ID 1 LEVEL ID N-1			
COLUMN FORCES			
0 LINE LOAD TORSIONAL MAJOR AXIS AXIAL MINOR AXIS MAJOR MINOR			
MOMENT TOP-MOMENT BOT-MOMENT FORCE TOP-MOMENT BOT-MOMENT SHEAR SHEAR			
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD			
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD			
BEAM FORCES			
BEAM LOAD TORS MOMENT I MOMENT J MOMENT			
1 1 .0000 .0000 .0000			
PANEL FORCES			
FLEXURAL PANELS			
I COL. LOAD TOP-MOMENT BOT-MOMENT AXIAL-FORCE SHEAR-FORCE			
1 1 7565.3520 11315.1740 .0000 779.0000			
1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1			
LEVEL ID 2 LEVEL ID N-2			
COLUMN FORCES			
0 LINE LOAD TORSIONAL MAJOR AXIS AXIAL MINOR AXIS MAJOR MINOR			
MOMENT TOP-MOMENT BOT-MOMENT FORCE TOP-MOMENT BOT-MOMENT SHEAR SHEAR			
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD			
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD			
BEAM FORCES			
BEAM LOAD TORS MOMENT I MOMENT J MOMENT			
1 1 .0000 .0000 .0000			
PANEL FORCES			
FLEXURAL PANELS			
I COL. LOAD TOP-MOMENT BOT-MOMENT AXIAL-FORCE SHEAR-FORCE			
1 1 3811.5920 7565.3520 .0000 684.0000			
1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1			

COLUMN FORCES										
0	LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP-MOMENT	MINOR AXIS BOT-MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP-MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR		
1	COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD								
2	COLUMN ON LINE	2 HAS ZERO LOAD								
BEAM FORCES										
3	BEAM LOAD	TORS. MOMENT	I MOMENT	J MOMENT						
4	1 1	.0000	.0000	.0000						
PANEL FORCES										
5	PANEL PANELS	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE					
6	1 1	1145.9680	3811.5160	.0000	497.6700					
MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1										
LEVEL NO 1 LEVEL ID N-1										
COLUMN FORCES										
7	0	LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP-MOMENT	MINOR AXIS BOT-MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP-MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR	
8	1	COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD							
9	2	COLUMN ON LINE	2 HAS ZERO LOAD							
BEAM FORCES										
10	BEAM LOAD	TORS. MOMENT	I MOMENT	J MOMENT						
11	1 1	.0000	.0000	.0000						
PANEL FORCES										
12	PANEL PANELS	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE					
13	1 1	.0000	1145.9680	.0000	712.2200					
0.....FRAME NO 1.....										
TIME REQUIRED FOR STRESS COMPUTATION = .00										
TIME LOG (MINUTES)										
FORM FRAME STIFFNESSES..... .00										
SOLVE STIFF LOAD CASES..... .00										
FORM SHEARS AND FREQUENCIES..... .00										
COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS..... .00										
COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPL..... .00										
TOTAL TIME..... .00										

1	
2	
3	
4	
5	
6	
7	
8	
9	
10	
11	
12	
13	
14	
15	
16	
17	
18	
19	
20	
21	
22	
23	
24	
25	
26	
27	
28	
29	
30	
31	
32	
33	
34	
35	
36	
37	
38	
39	
40	
41	
42	
43	
44	
45	
46	
47	
48	
49	
50	
51	
52	
53	
54	
55	
56	
57	
58	
59	
60	
61	
62	
63	
64	
65	
66	
67	
68	
69	
70	
71	
72	
73	
74	
75	
76	
77	
78	
79	
80	
81	
82	
83	
84	
85	
86	
87	
88	
89	
90	
91	
92	
93	
94	
95	
96	
97	
98	
99	
100	

```

SSSSS S S SSSS SSSSS SSSS SSSSS SSSSS SSSSS SSSSS SSSSS
S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S
SSSSS S S SSSSS SSS SSSSS SS SSS S SSSSS SSSSS SSSSS
S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S S
SSSS SSSSS S SSSSS S S SSSSS S S S SSSSS SSSSS

```

SUPER - ETABS

AN ENHANCED VERSION OF THE ETABS PROGRAM

DEVELOPED BY

B. F. WILSON AND C. F. NELSON
 WILSON JOINT, INC., BERKELEY, CA
 JANUARY 1982

PROGRAM ETABS ORIGINALLY DEVELOPED BY

E. L. WILSON, R. H. GOMY AND J. P. KELLMES
 UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, CA
 SEPTEMBER 1974, REVISED MARCH 1977

MSDO CONVERSION BY

B. F. WILSON AND C. F. NELSON
 FEBRUARY 1982

Sismo Prelimiar



TEL-MEM-11-ETAB-0
 TOTAL NUMBER OF STOREYS --- 2
 NUMBER OF DIFF. FRAMES --- 1
 TOTAL NUMBER OF FRAMES --- 1
 NUMBER OF LOAD CONDITIONS --- 1
 TYPE OF ANALYSIS --- 0

EQ. 0 - STATIC LOADS ONLY
 EQ. 1 - MODE SHAPES AND FREQUENCIES ONLY

EQUI-TYPE 3 AND RESPONSE SPECTRUM ANALYSIS (INDIVIDUAL MEMBER RESPONSE ENVELOPES ONLY)
 EQUI-TYPE 3 AND TIME HISTORY ANAL. (INDIVIDUAL MEMBER RESPONSE ENVELOPES ONLY)
 EQUI-TYPE OPTION IS NOT AVAILABLE FOR USE
 EQUI-RESPONSE SPECTRUM ANAL. (GROSS BUILDING RESPONSE)
 EQUI-TYPE 3 AND 4 ANALYSES
 EQ. DYNAMIC MEMBER FOR GROSS BUILDING RESPONSE ENVELOPES OR STEP-BY-STEP RESPONSES

EQUI-TYPE 4 AND 8 ANALYSES
 EQ.-1,-2,-3 SAME AS 1,2,3 ABOVE EXCEPT APPROXIMATE PERIODS AND MODES USED

NUMBER OF FREQUENCIES---- 0
 STORY TRANSLATION CODE--- 1
 LAT-FORCE GENERATION CODE-- 0
 STRESS CHECK LEV----- 0
 DATA CHECK LEV----- 0
 ACC OF GRAVITY FOR CALCULATION OF P-Delta EFFECTS -- .000

STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(M)	MR**2	X(IN)	Y(IN)	K-X	K-Y
4	N-4	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
3	N-3	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	N-2	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00

CUMULATIVE STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(M)	MR**2
4	N-4	21.60	.00	.00
3	N-3	16.20	.00	.00
2	N-2	10.80	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00

STRUCTURE LATERAL LOADS, CASES A AND B

LEVEL NO.	FX-A	FY-A	FX-B	FY-B	MX-B	MY	RY	RZ
4	212.22	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0
3	281.41	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0
2	192.40	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0
1	96.20	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0

STORY SHEARS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-DELTA EFFECTS.

OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL	ID	DIRN	1	2
4	N-4	X	212.2200	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
3	N-4	FX	.0000	.0000

1	H-1	X	172.0500	.0000
1	H-1	Y	.0000	.0000
1	H-1	ROTH	.0000	.0000
2	H-2	X	684.0500	.0000
2	H-2	Y	.0000	.0000
2	H-2	ROTH	.0000	.0000
1	H-1	X	779.2200	.0000
1	H-1	Y	.0000	.0000
1	H-1	ROTH	.0000	.0000

STORY OVERLAPPING MOMENTS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-DELTA EFFECTS.

INPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL	ID	DIR	1	2
4	H-4	X	1145.9000	.0000
4	H-4	Y	.0000	.0000
4	H-4	ROTH	.0000	.0000
3	H-3	X	781.8500	.0000
3	H-3	Y	.0000	.0000
3	H-3	ROTH	.0000	.0000
2	H-2	X	1505.3500	.0000
2	H-2	Y	.0000	.0000
2	H-2	ROTH	.0000	.0000
1	H-1	X	1171.1700	.0000
1	H-1	Y	.0000	.0000
1	H-1	ROTH	.0000	.0000

INPUT FILE A

FRAME ID NUMBER-----	1
NUMBER OF STORY LEVELS----	4
NUMBER OF COLUMN SECTIONS---	8
NUMBER OF LAWS-----	7
NUMBER OF DIFF. COL. PROP-----	1
NUMBER OF DIFF. BEAM PROP----	2
NUMBER OF DIFF. PER-----	0
NUMBER OF PANEL ELEMENTS-----	12
NUMBER OF TRACING ELEMENTS----	2

COLUMN LINE COEFFICIENTS

LINE	X	Y
1	.00	.00
2	5.00	.00
3	9.00	.00
4	13.00	.00
5	18.00	.00
6	22.00	.00
7	26.40	.00
8	30.00	.00

COLUMN ID	E	A	MAJ SA	MIN SA	TORS I	MAJ I	MIN I	RIGID TOP	RIGID BOT
1	1131371.00	.39	.02	.00	.00	.01	.00	.80	.00
0 BEAM ID	E	SA	TORS I	FLEX I	IJI	IJI	IJI	RIGID I	RIGID J
1	1131371.00	.00	.00	50.00	4.00	4.00	2.00	.00	.00
2	1131371.00	.17	.00	.01	4.00	4.00	2.00	.27	.27
BEAM LOCATIONS									
7	BEAM	LEV	IC	IC	END	MAJ	MIN	GEN	MAJ
1	4	1	2	1	3	0	0	0	0
2	4	2	3	2	3	0	0	0	0
3	4	3	4	2	3	0	0	0	0
4	4	4	5	1	3	0	0	0	0
5	4	5	6	2	3	0	0	0	0
6	4	6	7	2	3	0	0	0	0
7	4	7	8	1	3	0	0	0	0
GENERATED BEAM LOCATIONS									
8	STORY	1	2	3	4	5	6	7	
4	1	2	2	1	2	1			
5	1	2	2	1	2	2	1		
6	1	2	2	1	2	2	1		
7	1	2	2	1	2	2	1		
COLUMN LOCATIONS									
0	LINE	LEV	DID	ICOL	GEN				
1	4	0	2	3					
2	4	0	3	3					
3	4	1	4	3					
4	4	0	5	3					
5	4	0	6	3					
6	4	1	7	3					
7	4	0	8	3					
8	4	0	7	3					
GENERATED COLUMN LOCATIONS									
9	STORY	1	2	3	4	5	6	7	8
4	0	0	1	0	0	1	0	0	0
5	0	0	1	0	0	1	0	0	0
6	0	0	1	0	0	1	0	0	0

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

PAEL CARDS

LEVEL	COL. I	COL. J	E	A	I	SA	G
4	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
4	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
4	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
3	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
3	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
3	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
2	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
2	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
2	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
1	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
1	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
1	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00

0...FRAME TYPE 1...

THE REQUIRED TO FOR STIFFNESS = .00

MEME POSITION DATA

FRAME ID	FORCE CODE	X1	Y1	ANG
1	1	.00	.00	.00

1
STORY DEFLECTIONS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY.
OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIFN	1	2	3	4	5	
4	H-4	I	.0000	.0000	.0000	.0576	.0090
3	H-3	I	.0099	.0099	.0000	.0406	.0000
2	H-2	I	.0000	.0000	.0000	.0232	.0000
1	H-1	I	.0000	.0000	.0000	.0061	.0000

STORY DRIFT RATIOS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY.
OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL	IC	DIR	1	2	3	4	5
4	N-4	X	.0000	.0000	.0000	.0031	.0000
3	N-3	X	.0000	.0000	.0000	.0032	.0000
2	N-2	X	.0000	.0000	.0000	.0028	.0000
1	N-1	X	.0000	.0000	.0000	.0015	.0000

LOAD CONDITION DEFINITION CASES

LOAD	I	II	III	A	B	SPECTRUM-1	SPECTRUM-2	SPECTRUM-3	SPECTRUM-4	TIME
1	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	

SPECTRUM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION
SPECTRUM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES
SPECTRUM-3... DOUBLE RUN COMBINATION
SPECTRUM-4... COMPLETE QUADRATIC COMBINATION

...OUTPUT FOR FRAME NO 1 ...

FRAME TYPE = 1
FRAME ID 1

...LATERAL FRAME DISPLACEMENTS...

LEVEL	IC	DIR	U
4	X		.0570557
4	Y		.0000000
4	ROTZ		.0000000
3	X		.0468176
3	Y		.0000000
3	ROTZ		.0000000
2	X		.0221077
2	Y		.0000000
2	ROTZ		.0000000
1	X		.0020644
1	Y		.0000000
1	ROTZ		.0000000

MEMBER FORCES ... FRAME ID 1 ... FRAME TYPE 1

LEVEL NO 1 ... LEVEL NO N-1

LINE NO	POSITIONAL MOVEMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS TOP MOMENT	AXIAL FORCE	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD								
1		.0000	22.8276	22.1102	-44.7576	11.00	0.00	9.9909

MEMBER NO. 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47 48 49 50 51 52 53 54 55 56 57 58 59 60 61 62 63 64 65 66 67 68 69 70 71 72 73 74 75 76 77 78 79 80 81 82 83 84 85 86 87 88 89 90 91 92 93 94 95 96 97 98 99 100

COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD									
6	1	.0000	22.7152	22.0440	-1.0314	.0000	.0060	9.5220	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD									
BEAM FORCES									
BEAM	LOAD	TOP-MOMENT	I-MOMENT	J-MOMENT					
1	1	.0000	.0000	49.2795					
2	1	.0000	-42.2952	-32.5791					
3	1	.0000	-20.7733	-42.1727					
4	1	.0000	47.4109	48.6750					
5	1	.0000	-43.1154	-31.5201					
6	1	.0000	-21.1011	-42.0142					
7	1	.0000	40.4817	.0000					
DUAL FORCES									
ELEMENTAL RESULTS									
I COL.	LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE				
1	1	-2188.0379	2879.6657	119.5607	213.1066				
4	1	-1298.6120	2194.6414	5.4284	202.3283				
7	1	-1481.1925	2795.5281	-109.2101	242.8417				
1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1									
LEVEL NO. 2 LEVEL ID. N-2									
COLUMN FORCES									
0 LINE	LOAD	POSITIONAL	MAJOR AXIS	AXIAL	MINOR AXIS	MAJOR	MINOR		
		MOMENT	TOP-MOMENT	FORCE	TOP-MOMENT	SHEAR	SHEAR		
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD									
3	1	.0000	43.4843	43.2542	-5.6453	.0000	.0060	18.0562	.0000
COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD									
6	1	.0000	42.6287	42.9214	-8.8757	.0000	.0000	18.6349	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD									

BEAM FORCES

BAR	LOAD	TORS. MOMENT	I. MOMENT	J. MOMENT
1	1	.0000	.0000	70.2847
2	1	.0000	-65.2878	-47.7869
3	1	.0000	-14.2257	-67.1607
4	1	.0000	67.8265	71.6464
5	1	.0000	-47.5701	-45.5970
6	1	.0000	-15.1015	-67.1607
7	1	.0000	71.2178	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS					
I COL. LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE	
1	1	-229.8616	229.8616	50.2481	271.8725
4	1	-215.2265	127.2712	4.4220	178.7425
7	1	-515.3120	1575.2004	-67.9679	178.2719

1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 3 LEVEL ID 11-3

COLUMN FORCES

LINE LOAD	TOP MOMENT	BOTTOM MOMENT	AXIAL FORCE	TOP MOMENT	BOTTOM MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD							
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD							
3	1	.0000	49.0220	-49.0220	-4.2122	.0200	.0000
COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD							
COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD							
6	1	.0000	43.3227	-49.1010	-7.2611	.0000	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD							
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD							

BEAM FORCES

BAR	LOAD	TORS. MOMENT	I. MOMENT	J. MOMENT
1	1	.0000	.0000	81.5224
2	1	.0000	-72.4470	-57.7867
3	1	.0000	-50.5573	-68.6121
4	1	.0000	77.1674	78.9127
5	1	.0000	-69.7613	-51.7100

6	1	.0000	-50.4455	-69.5093
7	1	.0000	78.3625	.0000
PANEL FORCES				

FLEXURAL PANELS					
1	COL. LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1	1	14.6799	974.4143	60.1657	187.1532
4	1	154.7284	572.0376	2.9595	176.5492
7	1	45.3958	648.7081	-58.3617	132.2415

MEMBER FORCES FRAME ID				
LEVEL NO 4 ... LEVEL ID N-4				
COLUMN FORCES				

0	LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD									
3	1	.0000	62.1165	55.9120	-2.2817	.0000	.0000	25.6585	.0000
COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD									
6	1	.0000	60.7331	54.8111	-.1424	.0000	.0000	25.1183	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD									

BEAM FORCES				
1	BEAM LOAD	TOP-MOMENT	1-MOMENT	1-MOMENT
1	1	.0000	.0000	79.6333
2	1	.0000	-67.1620	-36.4069
3	1	.0000	-32.5198	-58.7778
4	1	.0000	65.3321	67.6713
5	1	.0000	-66.1282	-33.8142
6	1	.0000	-33.1554	-60.3026
7	1	.0000	67.1773	.0000

PANEL FORCES				
--------------	--	--	--	--

FLEXURAL PANELS					
1	COL. LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1	1	172.6709	154.2078	26.5666	54.4442



 : NEME Y ALCOSEP, CALCULO Y ASOCIATA ESTRUCTURAL, S.C. 1

TELEFONO 71 44000 0 11
 24-V-89 -CUB-

Sismo - probador

1 GEOMETRY 1

# MEMBERS	# JOINTS	# ELECTRIC JOINTS	E (kg/cm ²)	THERMAL C.
12	10	5	117127.1	0

JOINT COORDINATES

JOINT #	X [m]	Y [m]
1	0.00	0.00
2	10.85	0.00
3	0.00	5.40
4	10.85	5.40
5	0.00	10.80
6	10.85	10.80
7	0.00	16.20
8	10.85	16.20
9	0.00	21.60
10	10.85	21.60

TYPE OF SECTIONS

TYPE #	SECTION (B.H)	TYPE #	PROPERTIES (I, J)
1	50 x 80	-	0.0279830 - 0.0780000
2	25 x 80	-	

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMBER	End 1	End 2	TYPE	Inert [m ⁴]	Area [m ²]	Length	GIJ	CGI
1	1	2	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
2	1	3	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
3	2	3	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
4	2	4	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
5	3	4	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
6	3	5	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
7	4	5	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
8	4	6	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
9	5	6	1	0.0267153	0.4257777	5.40	1.000	0.000
10	5	7	1	0.01066667	0.2000000	10.85	0.000	1.000
11	6	7	1	0.01066667	0.2000000	10.85	0.000	1.000
12	7	8	1	0.01066667	0.2000000	10.85	0.000	1.000

MEMBER ORIENTATIONS

JOINT #	X Disp.	Y Disp.	Z Rot.
1	1	1	1
2	1	1	1

MEME Y ALCOER, CALCULO Y ASesorIA ESTRUCTURAL, S.C.

TELEFONO 11 MARCO 4 Y 7
24-V-99 -CUB-

CASE --> [SEISMIC LOAD]

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT #	X Disp.	Y Disp.	Z Disp.	7 Rot.
1	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000000	0.000000	0.000000	0.000000
3	57.955140	-0.750168	-0.170957	
4	57.980029	0.590200	-0.171116	
5	176.487095	-1.287477	-0.159231	
6	176.702591	1.097253	-0.167800	
7	276.829010	-1.577512	-0.141500	
8	276.842100	1.274254	-0.140492	
9	340.573500	-1.634254	-0.099907	
10	340.559790	1.221761	-0.097942	

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Axial F.	Shear F.	Moment
1	1	714324	199100	-2041592
	2	714324	-199100	1171400
2	3	504944	345364	-1027072
	5	504944	345364	846734
3	4	275621	248034	-404746
	7	275621	248034	938748
4	5	105240	103625	-10530
	9	105240	103625	205576
5	6	-714824	389133	-1915115
	8	-714824	389133	1373304
6	7	-504944	332139	-599257
	9	-504944	332139	824294
7	8	-275621	244768	-416149
	10	-275621	244768	368750
8	9	-105240	106695	-17656
	10	-105240	106695	367516
9	7	5009	-209880	1140007
	9	5009	-209880	-1176007
10	8	1850	-309200	1240000
	10	1850	-309200	-1240000
11	7	4609	-170078	805011
	9	4609	-170078	-805011
12	8	-2570	-105240	525674
	10	-2570	-105240	-525674

SUPPORT ACTIONS

JOINT #	Horiz. F.	Vert. F.	Moment
1	0.000000	214324	-2041592
2	0.000000	214324	1171400

MEME Y ALCOVER, CALCULO Y ASesorIA ESTRUCTURAL, S.C.

TEL-MEX II MODO 4 Y 7
21-V-99 -CUB-

CASE --> [SEISMIC LOAD]

JOINT LOADS

JOINT #	Modo 4	Modo 7	Moment
9	106110	0	0
10	126110	0	0
7	140705	0	0
8	140705	0	0
5	95200	0	0
6	95200	0	0
U	47600	0	0
4	47600	0	0

Una vez obtenidos los desplazamientos de cada marco bajo la acción de F_i , se obtuvieron sus rigideces tomando en cuenta que el cortante es igual a la rigidez por el desplazamiento, por lo que:

$$V = K \delta \quad (\text{Ton})$$

$$K = \frac{V}{\delta} \quad (\text{Ton/m})$$

En donde:

V = Cortante de entrepiso

K = Rigidez

δ = Desplazamiento

El valor del cortante fué obtenido del análisis estático, por lo que el cálculo de las rigideces quedo de la siguiente manera:

MARCO EJE 1 Y 8

NIVEL	DESP. TOT.	DESP. REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	0.0416585			
		0.011965	212.22	17736.732
3	0.0296895			
		0.0123552	493.63	39953.218
2	0.0173343			
		0.0107682	684.03	63523.152
1	0.0065661			
		0.0065661	779.23	118674.71

MARCO EJE 2

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	2.3777613			
		0.4443393	212.22	477.607
3	1.933422			
		0.6873067	493.63	718.209
2	1.2461153			
		0.7884756	684.03	867.5348
1	0.4576397			
		0.4576397	779.23	1702.715

MARCO EJE 3

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	2.6808497			
		0.4572591	212.22	464.11323
3	2.2235906			
		0.7582463	493.63	651.01538
2	1.4653443			
		0.9078772	684.03	753.44
1	0.5574671			
		0.5574671	779.23	1397.8045

MARCO EJES 4 Y 5

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	3.4651025			
		0.6688136	212.22	317.30814
3	2.7962889			
		1.008528	493.63	489.45592
2	1.7877609			
		1.1390529	684.03	600.53
1	0.648708			
		0.648708	779.23	1201.203

MARCO EJES 6 Y 7

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	3.4356599			
		0.6673493	212.22	318.00
3	2.7683106			
		1.0013292	494.63	492.9747
2	1.7669814			
		1.1273125	684.03	606.779
1	0.6396689			
		0.6396689	779.23	1218.1771

IV.3 CALCULO DE RIGIDECES
ANALISIS DINAMICO

MARCO EJE A

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE	K RIGIDEZ
4	0.0575557			
		0.0169361	212.22	12530.63
3	0.0406196			
		0.0174599	494.63	28320.87
2	0.0231597			
		0.0150753	684.03	45374.221
1	0.0080844			
		0.0080844	779.23	96386.869

MARCO EJE B

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE	K RIGIDEZ
4	0.0816502			
		0.0233426	212.22	9091.53
3	0.0583076			
		0.0246734	493.63	20006.566
2	0.0336342			
		0.0217752	684.03	31413.259
1	0.0118590			
		0.0118590	779.23	65707.901

MARCO EJE C

NIVEL	DESP.TOT.	DESP.REL.	V CORTANTE ENTREPISO	K RIGIDEZ DE ENTREPISO
4	0.5734914			
		0.1759627	212.22	1206.05
3	0.3975287			
		0.1759602	493.63	2805.35
2	0.2215685			
		0.1480058	684.03	4621.6432
1	0.0735627			
		0.0735627	779.23	10592.732

Una vez calculadas las rigideces de entrepiso, de cada marco, los datos se proporcionan al programa de computadora, para la realización del análisis sísmico, son los siguientes:

- a) Se le indica si la estructura es regular ó irregular.- Esto es de acuerdo a la sección 4 de las Normas Complementarias para diseño por sismo, en donde se indica, que cuando en una estructura no se satisfagan las condiciones de regularidad (sección 6 de estas normas), el valor del factor de comportamiento sísmico Q se multiplicará por 0.8; lo anterior implica aumentar las fuerzas sísmicas en un 25%.
- b) Ubicación de la estructura.- La cual puede ser en zona I, zona II y zona III, que corresponden a terreno firme, de transición y comprensible respectivamente.

- c) Dirección por analizar.- El análisis es en dos direcciones ortogonales, con el objeto de utilizar efectos bidimensionales.
- d) Número de niveles y altura de entrepisos.
- e) Pesos de cada uno de los niveles.
- f) Módulo de elasticidad.
- g) Número de marcos en cada dirección.
- h) Coeficiente sísmico, afectado por el factor de importancia.
- i) Factor de comportamiento sísmico.
- j) Rigideces de entrepiso de cada marco.
- k) Ubicación de los marcos en cada sentido.
- l) Centros de gravedad en dos sentidos de las cargas verticales.

Con todos éstos datos, se procedió a realizar el análisis sísmico, el cual se muestra a continuación:

Análisis Sísmico Inédito

CÁLCULO ELECTRONICO

ANÁLISIS SISMICO - P.C.D.F. 87

PROYECTO: TEL-PEA II (TEL-MEX)

TIPO DE MARCOS PARALELOS AL EJE X (MARCO)

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Altura	F300
1	5.40	753.7
2	5.40	753.7
3	5.40	753.7
4	5.40	498.9

Numero de Marcos: 2
 Numero de pisos: 4
 Altura total: 21.60
 Coeficiente sísmico: 1.00
 Módulo de elasticidad: 1414214.20
 Fac. de const. sísmico: 2.00

Localización del terreno en zona III
 La estructura es regular

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
Frecuencia natural angular	13.080	20.160	41.364	54.220
Periodo expresado en segundos	1.480	1.223	1.152	1.099
Coefficiente de participación	1.476	-0.626	0.175	-0.020

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MODO 1	MODO 2	MODO 3	MODO 4
1	1.0291	-0.2550	1.7477	-55.7927
2	1.8258	-0.5927	1.7184	20.6444
3	1.6902	-0.4418	-0.1246	-0.8107
4	1.1104	1.0657	1.0500	1.0330

De acuerdo al artículo 9.7.11 de las N.T.C.
 Los desplazamientos y constantes dinámicas
 en esta dirección fueron amplificadas.

CONSTANTES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS, FLEXIONES, DESPLAZAMIENTOS TOTALES Y RELACION
 DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A PROFUNDIDAD DE EMPERFIDO DE LA ESTRUCTURA

Empresas	Cort-Cat (ton)	Cort-Em (ton)	Rigidez (ton/cm)	Despl. Total (m)	D. Rel./Altura
0 - 1	779.76	427.81	172688.	.0614	.0010
1 - 2	684.47	526.68	81409.	.0189	.0020
2 - 3	482.82	404.28	51177.	.0241	.0025
3 - 4	210.27	206.98	22888.	.0494	.0028

Los desplazamientos estan multiplicados por 0.

***** MARCO REFERENCIAL AL EJE Y *****

CARACTERÍSTICAS DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Pilona	Peso
1	5.40	733.7
2	5.40	733.7
3	5.40	733.9
4	5.40	415.7

Número de tramos 5
 Número de pisos 4
 Pilona total 21.60
 Coeficiente sismico .10
 Módulo de elasticidad 1914214.00
 Fac. de compr. sismico 2.00

Localización del terreno en zona III
 La estructura es regular

RESULTADOS RELATIVOS A LA FORMA DE VIBRAR DE LA ESTRUCTURA

	MOD 1	MOD 2	MOD 3	MOD 4
Frecuencia natural propia	15.455	75.811	75.026	75.511
Período expresado en segundos	.038	.176	.119	.060
Coefficiente de participación	1.426	-.627	.171	-.010

FORMA DE LOS MODOS

NIVEL	MOD 1	MOD 2	MOD 3	MOD 4
1	1.0478	-1.0942	1.0177	-0.0776
2	1.0124	-1.5886	1.4207	0.0248
3	1.7104	-1.4126	-0.0419	-0.5177
4	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

De acuerdo al artículo 9.3 de las N.T.C.
 los desplazamientos en distintas direcciones
 en esta dirección fueron considerados.

CONSTANTES ESTÁTICAS Y DINÁMICAS, FÍSICAS, DESPLAZAMIENTOS JOINTS Y RELACION
DE DESPLAZAMIENTO RELATIVO A ALTURA DE ENTREPISO DE LA ESTRUCTURA

Entrepiso	Cort-Est (ton)	Cort-Din (ton)	Rigidez (ton/cm)	Despl. Total (cm)	D. Rel./Altura
0 - 1	779.76	627.81	243209.	.6942	.6924
1 - 2	684.47	565.96	171960.	.9112	.9111
2 - 3	492.94	426.82	81241.	.6187	.6012
3 - 4	212.27	201.44	37656.	.6076	.6012

Los desplazamientos están ya multiplicados por Q.

DIMENSIONES DE LA ESTRUCTURA

Nivel	Paralelas al eje X	Paralelas al eje Y
1	20.69	15.65
2	20.69	15.65
3	20.69	15.65
4	20.69	15.65

CENTROS DE GRAVEDAD DE LAS CARGAS

Nivel	Coordenada X	Coordenada Y
1	14.69	9.72
2	14.69	9.72
3	14.69	9.72
4	15.65	9.89

LOCALIZACIÓN DE LOS MARCOS PARALELOS

AL EJE - X -

Marco	Coordenada Y
1	0.00
2	5.00
3	15.65

LOCALIZACIÓN DE LOS MARCOS PARALELOS

AL EJE - Y -

Marco	Coordenada X
1	0.00
2	5.07
3	14.59
4	17.09
5	18.00
6	22.20
7	26.40
8	32.40

ESCENTRACIONES Y MOMENTOS TORSIONANTES ANTES DE LA FUSION DEL PUNTO B.A. DE LAS N.T.C.

Nivel	Ea+	Ea-	El+	El-	Ely	Ely	M1x	M1Z	M1y	M2y
1	-0.32	-0.97	-0.51	0.77	-0.04	.62	-1891.07	780.74	-2216.34	1702.52
2	-0.32	-0.99	-0.54	0.74	-0.05	.61	-1725.89	745.02	-2004.35	1550.15
3	-0.28	-0.92	-0.50	0.77	-0.06	.64	-1270.98	284.56	-1492.91	1186.25
4	-0.17	-0.77	-0.33	0.89	-0.11	.79	-571.00	167.92	-668.52	591.67

Na fueron modificados ningún momento torsionante, ni excentricidades de diseño, de acuerdo al artículo 6.1.3 de las N.T.C.

ENTRERPIZO A - 1

Abscisa del centro de cortante	14.75 a
Ordenada del centro de cortante	7.72 a
Abscisa del centro de torsión	15.29 a
Ordenada del centro de torsión	14.75 a

*** SEIGN ATUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estático	779.76 ton
Cortante dinámico	622.81 ton
Momento torsionante máximo	-1056.23 ton-m
Momento torsionante mínimo	262.77 ton-m
Excentricidad máxima	-1.04 a
Excentricidad mínima	.62 a

MARCO	RIGIDEZ (ton/a)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTÁTICO (ton)	CORTANTE DINÁMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MÁXIMO (ton)	EFECTOS DE TORSION MÍNIMO (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	DOA DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
EJE C	10570	.661	47.85	79.26	7.49	-7.71	41.75	1.22	42.96
EJE B	65700	.421	276.70	277.11	11.67	-9.74	249.93	4.06	252.99
EJE A	46200	.550	455.13	342.13	-15.11	3.05	351.23	5.29	356.52

*** SEIGN ATUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estático	779.76 ton
Cortante dinámico	622.81 ton
Momento torsionante máximo	-1056.23 ton-m
Momento torsionante mínimo	262.77 ton-m
Excentricidad máxima	-1.04 a
Excentricidad mínima	.62 a

MARCO	RIGIDEZ (ton/a)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTÁTICO (ton)	CORTANTE DINÁMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MÁXIMO (ton)	EFECTOS DE TORSION MÍNIMO (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	DOA DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
-------	-----------------	--------------	-------------------------	-------------------------	---------------------------------	---------------------------------	------------------------	--	--------------------------

	(kg/cm²)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)
EJE 1	11675.	.484	377.25	301.81	65.02	-49.91	155.84	18.48	321.67
EJE 2	1705.	.067	5.41	4.22	.62	-4.47	4.75	.16	5.10
EJE 3	1298.	.068	4.44	3.55	.29	-2.22	3.84	.07	3.92
EJE 4	1001.	.065	3.92	3.05	.06	-0.95	3.12	.02	3.14
EJE 5	1001.	.065	3.82	3.05	-1.12	.09	3.14	.02	3.17
EJE 6	1218.	.065	3.87	3.10	-1.20	.23	3.33	.08	3.41
EJE 7	1218.	.065	3.87	3.10	-1.48	.37	3.47	.12	3.59
EJE 8	11675.	.484	377.25	301.81	-65.10	49.96	151.77	18.48	323.85

ENTREPIED. 1-2.

Abscisa del centro de cortantes	14.57 a
Ordenada del centro de cortantes	9.79 a
Abscisa del centro de torsion	15.29 a
Ordenada del centro de torsion	10.76 a

*** SIGMO ACTUANDO PARALELO A EJE 1

Constante elastica	684.48 ton
Constante dinamica	545.67 ton
Momento torsionante maximo	-1725.28 ton-cm
Momento torsionante minimo	145.02 ton-cm
Ecentricidad max	0.05 a
Ecentricidad minima	0.01 a

MARCO	RIGIDEZ (ton/cm)	FACTOR DIST.	CONSTANTE ESTADISTICO (ton)	CONSTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CONSTANTE FACIAL (ton)	SOL. DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CONSTANTE DE DISCO (ton)
EJE C	4822.	.057	38.88	30.20	3.64	-1.22	34.92	.71	75.84
EJE B	31413.	.126	264.17	249.44	9.61	-1.91	229.05	3.27	222.77
EJE A	45274.	.057	381.51	318.95	-17.28	3.42	319.43	4.24	323.64

*** SIGMO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Constante elastica	684.48 ton
Constante dinamica	545.66 ton
Momento torsionante maximo	-2004.25 ton-cm
Momento torsionante minimo	1554.15 ton-cm
Ecentricidad max	0.05 a
Ecentricidad minima	0.01 a

MARCO	RIGIDEZ (ton/cm)	FACTOR DIST.	CONSTANTE ESTADISTICO (ton)	CONSTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMOS (ton)	EFECTOS DE TORSION MINIMOS (ton)	CONSTANTE FACIAL (ton)	SOL. DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CONSTANTE DE DISCO (ton)
EJE 1	63522.	.185	331.71	274.27	57.53	-46.02	321.77	15.46	349.22
EJE 2	666.	.027	4.52	3.75	.54	-1.41	4.23	.14	4.47
EJE 3	752.	.027	3.97	3.25	.27	-1.11	3.91	.07	4.07
EJE 4	601.	.027	3.14	2.57	.15	-1.14	2.45	.01	2.57

EJE 5	697.	1.065	3.17	2.62	-1.26	1.01	2.62	.07	2.69
EJE 6	697.	1.065	3.17	2.62	-1.26	1.01	2.62	.07	2.69
EJE 7	697.	1.065	3.17	2.62	-1.26	1.01	2.62	.07	2.69
EJE 8	697.01	1.485	231.71	279.27	-56.59	46.08	320.25	15.48	325.83

ENTREFIJO 2-3

Abscisa del centro de cortantes	14.57 m
Ordenada del centro de cortantes	9.01 m
Abscisa del centro de torsion	15.28 m
Ordenada del centro de torsion	10.74 m

SISTO ACTUANDO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	452.96 ton
Cortante dinamico	424.29 ton
Momento torsionante maximo	-1270.59 ton-m
Momento torsionante minimo	224.58 ton-m
Excentricidad maxima	-2.99 m
Excentricidad minima	.66 m

MARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CONSTANTE ESTADICO (ton)	CONSTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMO (ton)	MINIMO (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
EJE 5	2995.	.655	27.10	22.60	1.69	-1.42	25.72	.66	26.37
EJE 6	2997.	.791	192.27	149.52	7.22	-1.58	177.12	2.50	179.62
EJE 8	28221.	.554	272.59	240.53	-6.07	2.00	245.53	3.16	248.69

SISTO ACTUANDO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	452.96 ton
Cortante dinamico	428.57 ton
Momento torsionante maximo	-1469.91 ton-m
Momento torsionante minimo	1194.25 ton-m
Excentricidad maxima	-3.50 m
Excentricidad minima	2.77 m

MARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CONSTANTE ESTADICO (ton)	CONSTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION MAXIMO (ton)	MINIMO (ton)	CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
EJE 1	2992.	.400	237.69	215.68	44.40	-25.14	250.03	11.50	261.53
EJE 2	710.	.609	4.26	3.70	.51	-1.42	4.22	.14	4.35
EJE 3	551.	.298	3.05	3.25	.77	-1.22	3.67	.07	3.70
EJE 4	484.	.202	2.31	2.52	.70	-1.04	2.57	.03	2.59
EJE 5	299.	.600	2.60	2.52	-1.10	.66	2.60	.03	2.62
EJE 6	491.	.605	2.92	2.54	-1.25	.20	2.77	.06	2.80
EJE 7	492.	.606	2.93	2.54	-1.41	.32	2.95	.10	2.96
EJE 8	29951.	.490	337.09	305.68	-44.51	35.27	240.91	11.55	252.46

ENTREFIJO 3-4

Abscisa del centro de cortantes	15.07 m
Ordenada del centro de cortantes	9.93 m
Abscisa del centro de torsion	15.21 m
Ordenada del centro de torsion	10.67 m

==== SIGNO RETORNADO PARALELO AL EJE X

Cortante estatico	212.27 ton
Cortante dinamico	205.00 ton
Momento torsionante maximo	-571.70 ton-m
Momento torsionante minimo	161.52 ton-m
Ecentricidad maxia	-0.77 m
Ecentricidad minima	.79 m

VARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION		CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
					MAXIMOS (ton)	MINIMOS (ton)			
EJE C	1226.	.657	11.00	16.67	.69	-.02	11.69	.26	11.97
EJE B	992.	.398	84.58	82.67	2.22	-9.2	85.29	1.17	86.42
EJE A	1251.	.565	116.57	112.10	-4.02	1.15	114.27	1.41	115.68

==== SIGNO RETORNADO PARALELO AL EJE Y

Cortante estatico	212.27 ton
Cortante dinamico	201.44 ton
Momento torsionante maximo	-540.57 ton-m
Momento torsionante minimo	531.62 ton-m
Ecentricidad maxia	-0.22 m
Ecentricidad minima	0.67 m

VARCO	RIGIDEZ (ton/m)	FACTOR DIST.	CORTANTE ESTATICO (ton)	CORTANTE DINAMICO (ton)	EFECTOS DE TORSION		CORTANTE PARCIAL (ton)	30% DE TORSION EN LA OTRA DIREC. (ton)	CORTANTE DE DISEÑO (ton)
					MAXIMOS (ton)	MINIMOS (ton)			
EJE 1	1777.	.471	99.75	94.01	19.65	-17.13	114.49	5.05	119.54
EJE 2	478.	.012	-2.69	2.55	.28	-.03	2.90	.09	2.99
EJE 3	464.	.12	2.62	2.45	.19	-.17	2.62	.05	2.73
EJE 4	317.	.005	1.79	1.70	.02	-.03	1.75	.01	1.74
EJE 5	317.	.008	1.79	1.70	-.06	.05	1.75	.02	1.77
EJE 6	315.	.003	1.79	1.70	-.16	.14	1.64	.04	1.68
EJE 7	310.	.009	1.79	1.70	-.25	.22	1.52	.07	1.67
EJE 8	1777.	.471	99.95	94.01	-19.79	17.21	112.02	5.07	117.09

En el Análisis sísmico se pueden observar los siguientes puntos:

Se dan a conocer las características de la estructura, - así mismo se determinan los resultados relativos a la forma - de vibrar de la estructura, tales como:

- Frecuencia natural angular.
- Período expresado en segundos.
- Coeficiente de participación.
- Forma de los modos.
- Desplazamientos totales y relativos.
- Excentricidades máximas y mínimas.
- Cortantes estáticos y dinámicos.
- Momentos torsionantes máximos y mínimos.

Todo lo anterior aplicando el Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, en lo que corresponde a las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo, basándose obviamente en los principios de sismicidad.

A partir de los cortantes de diseño, se procede a determinar las fuerzas sísmicas definitivas, las que aplicaremos a los marcos de la estructura, con el propósito de obtener los elementos necesarios (momentos, cortantes y cargas axiales), - las que nos servirán para revisar los elementos estructurales (columnas, trabes, cimentación, etc.) como se indica enseguida:

Cálculo de las Fuerzas Sísmicas de los Marcos 1-8; 6-7 y A.

MARCOS EJES 1-8

NIVEL	ENTREPISO	CORTANTE DE ENTREPISO (TON)	FUERZA SISMICA DEFINITIVA (TON)
4			119.54
	4	119.54	
3			142.04
	3	261.58	
2			87.64
	2	349.22	
1			34.30
	1	383.52	

MARCO EJES 6 Y 7

NIVEL	ENTREPISO	CORTANTE DE ENTREPISO (TON)	FUERZA SISMICA DEFINITIVA (TON)
4			1.88
	4	1.88	
3			0.92
	3	2.80	
2			0.09
	2	2.89	
1			0.052
	1	3.41	
0			

MARCO EJE A

NIVEL	ENTREPISO	CORTANTE DE ENTREPISO (TON)	FUERZA SISMICA DEFINITIVA (TON)
4			115.68
	4	115.68	
3			130.01
	3	245.69	
2			77.95
	2	323.64	
1			32.88
	1	356.52	
0			

Con éstas fuerzas sísmicas se analizan los marcos por - Sísmico Definitivo, los cuales se muestran a continuación:

```

SSSSS S S S SSSS SSSS SSSS          SSSSS SSSSS SSSS SSSS SSSSS
S S S S S S S S S S S S S S S S S
SSSSS S S SSSSS SSS SSSSS SS SSSS S SSSSS SSSSS SSSSS
S S S S S S S S S S S S S S S S S
SSSSS SSSSS S SSSSS S S S SSSSS S S S SSSSS SSSSS

```

SUPER - ETABS

AN ENHANCED VERSION OF THE ETABS PROGRAM

DEVELOPED BY

E. F. MAISON AND C. F. MEUS
 JO BOGARD, INC., BERKELEY, CA
 JANUARY 1985

PROGRAM LINES UNDEVELOPED BY

E. L. WILLIAMS, H. H. LARLEY AND J. P. HULLINGS
 UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, CA
 SEPTEMBER 1974, REVISED MARCH 1974

FIELD VERIFICATION BY

B. F. MAISON AND G. H. HILMIBACH
 FEBRUARY 1985

Sismo Definitivo

1. TOTAL ELEMENTS
 TOTAL NUMBER OF STORIES--- 4
 NUMBER OF STIFF FRAMES--- 1
 TOTAL NUMBER OF FRAMES--- 1
 TOTAL NO. LOAD CONDITIONS 1
 TYPE OF ANALYSIS----- 0

SEISMIC LOADS ONLY
 SO. L. TIME SHAPES AND COMMENTS (SEE 1)

EQ. 7-STATIC AND MODE SHAPE ANALYSES

EQ. 3-TYPE 2 AND RESPONSE SPECTRUM ANAL

EQ. 4-TYPE 2 AND TIME HISTORY ANAL (INDIVIDUAL MEMBER RESPONSE ENVELOPES ONLY)

EQ. 5-THIS OPTION IS NOT AVAILABLE FOR USE

EQ. 6-RESPONSE SPECTRUM ANAL (MASS MULTIPLIED RESPONSE)

EQ. 7-TYPE 2 AND 8 ANALYSES

EQ. 8-TIME HISTORY ANAL (GROSS BUILDING RESPONSE/ENVELOPES OR STEP-BY-STEP RESPONSE)

EQ. 9-TYPE 4 AND 8 ANALYSES

EQ. 1, 5, 6, 8 SAME AS 1, 5, 8 ABOVE EXCEPT APPROPRIATE PERIODS AND MODES USED

NUMBER OF FREQUENCIES----- 0
 STORY TRANSLATION CODE----- 1
 LAT FORCE GENERATION CODE 0 0
 STRESS CHECK KEY----- 0
 DATA CHECK KEY----- 0
 ACC OF GRAVITY FOR CALCULATION OF P-Delta EFFECTS = .000

STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(M)	MR**2	X(M)	Y(M)	X-Y	K-Y
4	N-4	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
3	N-3	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	N-2	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00

CUMULATIVE STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(M)	MR**2
4	N-4	21.60	.00	.00
3	N-3	16.20	.00	.00
2	N-2	10.80	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00

STRUCTURE LATERAL LOADS...CASES A AND B

LEVEL NO.	FX-A	FY-A	MOM-A	FX-B	FY-B	MOM-B	TA	VA	TD	VB
4	119.54	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
3	142.04	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
2	87.64	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
1	34.20	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0

STORY SHEARS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-DELTA EFFECTS.

OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL	ID	DIRN	1	2
4	N-4	X	119.5400	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
4	N-4	ROTZ	.0000	.0000

2	N-1	X	321.5000	.0000
2	N-1	Y	.0000	.0000
2	N-1	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	349.2500	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	383.5200	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

STORY OVERLAPPING MOMENTS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE PSEUDO EFFECTS.

OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL	ID	DIRN	1	2
4	N-4	X	645.1100	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
4	N-4	ROTN	.0000	.0000
3	N-3	X	2058.0480	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	3743.8560	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	6014.8440	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

1 MATED EJE IYO
 FRAME ID NUMBER----- 1
 NUMBER OF STORY LEVELS----- 4
 NUMBER OF COLUMN LINES----- 2
 NUMBER OF BAYS----- 1
 NUMBER OF DIFF. COL. PROP----- 0
 NUMBER OF DIFF. ELEM. PROPS----- 1
 NUMBER OF DIFF. PROP. ELEM.----- 0
 NUMBER OF PANEL ELEMENTS----- 4
 NUMBER OF BRACING ELEMENTS----- 0

COLUMN LINE COORDINATES
 LINE X Y
 1 .00 .00
 2 10.00 .00

0	DEGN	ID	E	SA	TORZ	1	FLEX	1	K11	K12	K13	RIGID	1	RIGID	2
1	1111	1	1.00	.00	.00	50.00	4.00	4.00	2.00	.00	.00				

CREAM LOCATIONS

STORY	LEV	IC	JC	BID	GEN	V.1	V.2	V.3
1	4	1	2	1	3	0	0	0

GENERATED BEAM LOCATIONS

STORY 1

4	1
3	1
2	1
1	1

OCOLUMN LOCATIONS

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9

STORY	LEV	IC	JC	GEN
1	4	0	2	3
2	4	0	1	3

GENERATED COLUMN LOCATIONS

STORY 1 2

4	0	0
3	0	0
2	0	0
1	0	0

PANEL CAPS

LEVEL	COL I	COL J	E	A	I	SA	G
4	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
3	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
2	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40
1	1	2	1131371.00	3.31	42.34	2.71	452548.40

0...FRAME TYPE 1...

TIME REQUIRED TO FORM STIFFNESS = .00

IFRAME POSITION DATA

FRAME	ID	FREE	U1E	V1	AVG	
1	1	0	.00	.00	.00	1

STORY DEFLECTIONS

OUTPUT USING 1,2,3 OBTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY
 OUTPUT USING 4,5 OBTAIN RESULTS FROM STATIC EXTERNAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIR	1	2	3	4	5	
4	N-4	X	.0000	.0000	.0000	.0017	.0000
3	N-3	X	.0000	.0000	.0000	.0154	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000	.0000	.0087	.0000
1	N-1	X	.0000	.0000	.0000	.0033	.0000

STORY DRIFT RATIOS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES I,II,III, RESPECTIVELY
 OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,B, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIR	1	2	3	4	5	
4	N-4	X	.0000	.0000	.0000	.0012	.0000
3	N-3	X	.0000	.0000	.0000	.0012	.0000
2	N-2	X	.0000	.0000	.0000	.0010	.0000
1	N-1	X	.0000	.0000	.0000	.0006	.0000

LOAD CONDITION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPECTRUM-1	SPECTRUM-2	SPECTRUM-3	SPECTRUM-4	TIME HIST
1	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

SPECTRUM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION

SPECTRUM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES

SPECTRUM-3... DOUBLE SUM COMBINATION

SPECTRUM-4... COMPLETE QUADRATIC COMBINATION

1... OUTPUT FOR FRAME NO 1 ...

FFRAME LIST = 1

FFRAME ID

0... INITIAL FRAME DISPLACEMENTS..

LEVEL		N I
4	X	.000104
4	Y	.000000
4	ROTN	.000000
3	Y	.018200
3	X	.000000
3	ROTN	.000000

2	X	.000000
2	Y	.000000
2	ROTH	.000000
1	X	.000000
1	Y	.000000
1	ROTH	.000000

1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 1 ... LEVEL ID N-1

COLUMN FORCES

0 LINE LOAD	TORSION MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD							

COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD

BEAM FORCES

BAY LOAD	TORS MOMENT	1 MOMENT	2 MOMENT
1 1	.0000	.0000	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

1 COL LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1 1	-3943.6560	2943.6560	.0000	349.2000

1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 2 ... LEVEL ID N-2

COLUMN FORCES

0 LINE LOAD	TORSION MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD							

COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD

BEAM FORCES

BAY LOAD	TORS MOMENT	1 MOMENT	2 MOMENT
1 1	.0000	.0000	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

1 COL LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1 1	-2943.6560	2943.6560	.0000	349.2000

1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 3 ... LEVEL ID N-3

COLUMN FORCES

0 LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS		AXIAL FORCE	MINOR AXIS		MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD	TOP MOMENT	BOT MOMENT		TOP MOMENT	BOT MOMENT		

COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD

BEAM FORCES

BAY LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1 1	.0000	.0000	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

I COL. LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1 1	-645.5160	288.0480	.0000	281.5900

1 MEMBER FORCES FRAME NO 1 LEVEL NO 1

COLUMN FORCES LEVEL NO 4 LEVEL NO 11-4

0 LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS		AXIAL FORCE	MINOR AXIS		MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD	TOP MOMENT	BOT MOMENT		TOP MOMENT	BOT MOMENT		

COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD

BEAM FORCES

BAY LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1 1	.0000	.0000	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

I COL. LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1 1	.0000	645.5160	.0000	119.5400

0...FRAME NO 1...

TIME REQUIRED FOR STRESS COMPUTATION = .00

TIME LOG (MINUTES)

FORM FRAME STIFFNESSES.....	=	.00
SOLVE STATIC LOAD CASES.....	=	.00
NODE SHAPES AND PROJECTIONS.....	=	.00
COMPUTE NODE DISPLACEMENTS.....	=	.00
COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPLAY.....	=	.00
TOTAL TIME.....	=	.00

SSSSS S S SSSS SSSSS SSSS SSSSS SSSSS SSSS SSSS SSSSS
 S S S S S S S S S S S S S S S S S S
 SSSSS S S SSSSS SSS SSSSS SS SSS S SSSSS SSSSS SSSSS SSSSS
 S S S S S S S S S S S S S S S S S S S
 SSSSS SSSSS S SSSSS S S SSSSS S S S SSSSS SSSSS

SUPER - ETABS

AN ENHANCED VERSION OF THE LINDS PROGRAM

DEVELOPED BY

B. F. WILSON AND G. F. NELSON
 JOHNSON, INC., BERKELEY, CA
 JANUARY 1981

PROGRAM ETABS ORIGINALLY DEVELOPED BY

E. L. WILSON, H. H. DONEY AND J. P. HOLLINGS
 UNIVERSITY OF CALIFORNIA, BERKELEY, CA
 SEPTEMBER 1974, REVISED MARCH 1977

NUM32 CONVERSION BY

B. F. WILSON AND G. A. MATHIAS
 FEBRUARY 1982

Sismo Definitivo

1 TEL-MEX II ETAB
 TOTAL NUMBER OF STORIES-- 4
 NUMBER OF CHF. FLOORS-- 1
 TOTAL NUMBER OF FLOORS-- 1
 NUMBER OF LOAD CONDITIONS 1
 TYPE OF ANALYSIS----- 0

ECI-11411; LOADS ONLY

EQ.1-MODE SHAPE AND FREQUENCIES ONLY
 EQ.2-STATIC AND MODE SHAPE ANALYSES
 EQ.3-TYPE 2 AND RESPONSE SPECTRUM ANAL
 EQ.4-TYPE 7 AND TIME HISTORY ANAL (INDIVIDUAL MEMBER RESPONSE ENVELOPES ONLY)
 EQ.5-THIS OPTION IS NOT AVAILABLE FOR USE
 EQ.6-RESPONSE SPECTRUM ANAL (GROSS BUILDING RESPONSE)
 EQ.7-TYPE 3 AND 6 ANALYSES
 EQ.8-TIME HISTORY ANAL (GROSS BUILDING RESPONSE/ENVELOPES ON STEP-BY-STEP RESPONSE)
 EQ.9-TYPE 4 AND 8 ANALYSES
 EQ.-1,-6,-8 SAME AS 1,6,8 ABOVE EXCEPT APPROXIMATE PERIODS AND MODES USED

NUMBER OF FREQUENCIES----- 0
 STORY TRANSLATION CODE----- 1
 LAY FORCE GENERATION CODE 0 0
 STRESS CHECK KEY----- 0
 DATA CHECK KEY----- 0
 ACC OF GRAVITY FOR CALCULATION OF P-DELTA EFFECTS = .000

STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(U)	MASS(Z)	X(U)	Y(U)	K-X	K-Y
4	N-4	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
3	N-3	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
2	N-2	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00	.00	.00	.00	.00

CUMULATIVE STORY DATA

LEVEL NO.	ID	HEIGHT	MASS(U)	MASS(Z)
4	N-4	21.60	.00	.00
3	N-3	16.20	.00	.00
2	N-2	10.80	.00	.00
1	N-1	5.40	.00	.00

STRUCTURE LATERAL LOADS...CASES A AND B

LEVEL NO.	FX-A	FY-A	MOM-A	FX-B	FY-B	MOM-B	XA	YA	XB	YB
4	115.68	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
3	170.01	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
2	77.95	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0
1	32.88	.00	.00	.00	.00	.00	.0	.0	.0	.0

STORY SHEARS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-DELTA EFFECTS.

OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL	ID	DIRN	1	2
4	N-4	X	115.6800	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000

4	N-4	ROTN	.0000	.0000
3	N-3	X	245.4900	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	323.6400	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	256.5200	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

STORY OVERTURNING MOMENTS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-Delta EFFECTS.

COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A
 COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM DYNAMIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL ID	DIRN	1	2	
4	N-4	X	624.6700	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
4	N-4	ROTN	.0000	.0000
3	N-3	X	1951.3700	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	3694.0500	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	5624.2600	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

WPCD EJE A

FRAME ID NUMBER----- 1
 NUMBER OF STORY LEVELS---- 4
 NUMBER OF COLUMN LINES---- 6
 NUMBER OF BAYS----- 7
 NUMBER OF DIFF. COL. PROP. 1
 NUMBER OF DIFF. BEAM PROP. 2
 NUMBER OF DIFF. FEE----- 0
 NUMBER OF PANEL ELEMENTS--- 12
 NUMBER OF BEARING ELEMENTS 0

COLUMN LINE COORDINATES

LINE	X	Y
1	.00	.00
2	5.20	.00
3	9.50	.00
4	12.80	.00
5	18.00	.00
6	22.20	.00

4	N-4	ROTN	.0000	.0000
3	N-3	X	245.6400	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	323.6400	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	356.5200	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

STORY OVERTURNING MOMENTS

NOTE THAT THE FORCE QUANTITIES BELOW DO NOT INCLUDE P-Delta EFFECTS.

OUTPUT COLUMN 1 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE A

OUTPUT COLUMN 2 CONTAINS RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASE B

LEVEL ID	DIRN	1	2	
4	N-4	X	824.6720	.0000
4	N-4	Y	.0000	.0000
4	N-4	ROTN	.0000	.0000
3	N-3	X	1451.3780	.0000
3	N-3	Y	.0000	.0000
3	N-3	ROTN	.0000	.0000
2	N-2	X	3682.0240	.0000
2	N-2	Y	.0000	.0000
2	N-2	ROTN	.0000	.0000
1	N-1	X	3624.2620	.0000
1	N-1	Y	.0000	.0000
1	N-1	ROTN	.0000	.0000

1 MAFCD EJE A

FRAME ID NUMBER----- 1

NUMBER OF STORY LEVELS----- 4

NUMBER OF COLUMN LINES----- 8

NUMBER OF BAYS----- 7

NUMBER OF DIFF. COL. PROP----- 1

NUMBER OF DIFF. BAY PROP----- 2

NUMBER OF DIFF. FEF----- 0

NUMBER OF PANEL ELEMENTS----- 12

NUMBER OF BRACING ELEMENTS----- 0

COLUMN LINE COORDINATES

LINE	X	Y
1	.00	.00
2	5.20	.00
3	9.50	.00
4	13.80	.00
5	18.00	.00
6	22.20	.00

7 25.40 .00
 8 30.60 .00

OCOLUMN ID	E	A	MAJ SA	MIN SA	TORS I	MAJ I	MIN I	RIGID TOP	RIGID BOT
1	1131371.00	.39	.32	.00	.00	.01	.00	.80	.00
0 BEAM ID	E	SA	TORS I	FLEX I	VII	KJJ	KIJ	RIGID I	RIGID J
1	1131371.00	.00	.00	50.00	4.00	4.00	2.00	.00	.00
2	1131371.00	.17	.00	.01	4.00	4.00	2.00	.27	.27

BEAM LOCATIONS

RAY	LEV	IC	JC	BID	GEN	VL1	VL2	VL3
1	4	1	2	1	3	0	0	0
2	4	2	3	2	3	0	0	0
3	4	3	4	2	3	0	0	0
4	4	4	5	1	3	0	0	0
5	4	5	5	2	3	0	0	0
6	4	6	7	2	3	0	0	0
7	4	7	8	1	3	0	0	0

GENERATED BEAM LOCATIONS

OSTORY	1	2	3	4	5	6	7
4	1	2	2	1	2	2	1
3	1	2	2	1	2	2	1
2	1	2	2	1	2	2	1
1	1	2	2	1	2	2	1

OCOLUMN LOCATIONS

0 LINE	LEV	CID	ICD	GEN
1	4	0	2	3
2	4	0	3	3
3	4	1	4	3
4	4	0	5	3
5	4	0	6	3
6	4	1	7	3
7	4	0	8	3
8	4	0	7	3

GENERATED COLUMN LOCATIONS

OSTORY	1	2	3	4	5	6	7	8
4	0	0	1	0	0	1	0	0
3	0	0	1	0	0	1	0	0

7 0 0 1 0 0 1 0 0
 1 0 0 1 0 0 1 0 0

PANEL CARDS

LEVEL	COL I	COL J	E	A	I	SA	G
4	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
4	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
4	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
3	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
3	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
3	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
2	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
2	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
2	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00
1	1	2	1131371.00	2.11	7.98	1.37	452548.00
1	4	5	1131371.00	1.51	4.27	.95	452548.00
1	7	8	1131371.00	1.91	5.42	1.17	452548.00

0...FRAME TYPE 1...

TIME REQUIRED TO FORM STIFFNESS = .00

FRAME POSITION DATA

FRAME	ID	FORCE CODE	X1	Y1	R1	
1	1	0	.00	.00	.00	1

STORY DEFLECTIONS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY
 OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,E, RESPECTIVELY

LEVEL	ID	DIRN	1	2	3	4	5
4	N-4	X	.0000	.0000	.0000	.0282	.0000
3	N-3	X	.0000	.0000	.0000	.0197	.0000
2	N-2	X	.0000	.0000	.0000	.0111	.0000
1	N-1	X	.0000	.0000	.0000	.0028	.0000

STORY DRIFT RATIOS

OUTPUT COLUMNS 1,2,3 CONTAIN RESULTS FROM VERTICAL LOAD CASES 1,11,111, RESPECTIVELY
 OUTPUT COLUMNS 4,5 CONTAIN RESULTS FROM STATIC LATERAL LOAD CASES A,E, RESPECTIVELY

LEVEL ID	DIRN	1	2	3	4	5	
4	N-4	X	.0000	.0000	.0000	.0016	.0000
3	N-3	X	.0000	.0000	.0000	.0016	.0000
2	N-2	X	.0000	.0000	.0000	.0014	.0000
1	N-1	X	.0000	.0000	.0000	.0007	.0000

LOAD CONDITION DEFINITION CARDS

LOAD	I	II	III	A	B	SPECTRUM-1	SPECTRUM-2	SPECTRUM-3	SPECTRUM-4	TIME
1	.00	.00	.00	1.00	.00	.00	.00	.00	.00	.00

SPECTRUM-1... ROOT MEAN SQUARE COMBINATION

SPECTRUM-2... SUM OF ABSOLUTE VALUES

SPECTRUM-3... DOUBLE SUM COMBINATION

SPECTRUM-4... COMPLETE QUADRATIC COMBINATION

1... OUTPUT FOR FRAME NO. 1 ...

FRAME TYPE = 1

FRAME ID

0... LATERAL FRAME DISPLACEMENTS...

LEVEL		U
4	X	.0291711
4	Y	.0000000
4	ROT	.0000000
3	X	.0197248
3	Y	.0000000
3	ROT	.0000000
2	X	.0111190
2	Y	.0000000
2	ROT	.0000000
1	X	.0026216
1	Y	.0000000
1	ROT	.0000000

1 MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

COLUMN FORCES LEVEL NO 1 ... F.F. ID N-1

LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD						
COLUMN ON LINE	2 HAS ZERO LOAD						

3	1	.0000	1.2710	13.9582	-3.3281	.0000	.0000	4.7360	.0000
---	---	-------	--------	---------	---------	-------	-------	--------	-------

COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD

COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD

6	1	.0000	10.7712	10.9224	-5.588	.0000	.0000	4.7160	.0000
---	---	-------	---------	---------	--------	-------	-------	--------	-------

COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD

COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD

BEAM FORCES

BAY	LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1	1	.0000	.0000	27.7480
2	1	.0000	-21.1075	-15.6641
3	1	.0000	-14.7855	-20.7092
4	1	.0000	22.8202	22.4521
5	1	.0000	-20.7844	-15.1462
6	1	.0000	-14.9780	-20.7089
7	1	.0000	23.3364	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

I COL. LOAD	TOP MOMENT	BOT MOMENT	AXIAL FORCE	shear FORCE	
1	1	-1078.8054	1051.6221	54.3469	142.1144
4	1	-542.0686	1044.8525	2.6729	92.0211
7	1	-712.5202	1331.2807	-51.1829	110.8916

MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 2 ... LEVEL ID N-2

COLUMN FORCES

0 LINE LOAD	TORSIONA MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR		
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD									
3	1	.0000	21.9834	20.9889	-2.1818	.0000	.0000	9.1472	.0000
COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD									
6	1	.0000	20.8813	20.8203	-4.358	.0000	.0000	9.0812	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD									
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD									

BEAM FORCES

RAY LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1 1	.0000	.0000	35.8301
2 1	.0000	-31.9199	-22.3420
3 1	.0000	-21.8611	-30.3965
4 1	.0000	34.1490	35.0717
5 1	.0000	-31.0857	-22.4256
6 1	.0000	-22.0334	-30.9119
7 1	.0000	34.8177	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS

I COL. LOAD	TOP MOMENT	BOT MOMENT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE
1 1	-475.1412	1127.0965	44.2672	129.3055
4 1	-172.2024	628.2481	1.1892	84.2680
7 1	-276.1632	775.3086	-42.4429	92.6195

I MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

LEVEL NO 3 ... LEVEL ID N-3

COLUMN FORCES

0 LINE LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR AXIS BOT MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE 1 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE 2 HAS ZERO LOAD								
3 1	.0000	24.1858	24.5177	-2.0628	.0000	.0000	10.5877	.0000
COLUMN ON LINE 4 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE 5 HAS ZERO LOAD								
6 1	.0000	23.8617	24.2106	-2.2743	.0000	.0000	10.4505	.0000
COLUMN ON LINE 7 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE 8 HAS ZERO LOAD								

BEAM FORCES

RAY LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1 1	.0000	.0000	40.3599
2 1	.0000	-35.8646	-28.1271
3 1	.0000	-25.0442	-33.9771
4 1	.0000	38.2154	39.0946

5	1	.0000	-34.4493	-25.4147
6	1	.0000	-25.0895	-34.4195
7	1	.0000	38.6095	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS					
I COL	LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE
1	1	-16.5649	509.2423	29.8399	91.2365
4	1	62.8965	301.2763	1.4653	67.4394
7	1	14.9102	341.3593	-28.9780	65.9758

MEMBER FORCES FRAME ID 1 FRAME TYPE 1

COLUMN FORCES LEVEL NO 4 ... LEVEL ID N-4

O LINE	LOAD	TORSIONAL MOMENT	MAJOR AXIS TOP MOMENT	MAJOR AXIS BOT MOMENT	AXIAL FORCE	MINOR AXIS TOP MOMENT	MINOR AXIS BOT MOMENT	MAJOR SHEAR	MINOR SHEAR
COLUMN ON LINE	1 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE	2 HAS ZERO LOAD								
3	1	.0000	30.9402	27.0587	-1.1405	.0000	.0000	12.7624	.0000
COLUMN ON LINE	4 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE	5 HAS ZERO LOAD								
6	1	.0000	30.2602	27.3129	-1.0881	.0000	.0000	12.3170	.0000
COLUMN ON LINE	7 HAS ZERO LOAD								
COLUMN ON LINE	8 HAS ZERO LOAD								

BEAM FORCES

RAY	LOAD	TORS MOMENT	I MOMENT	J MOMENT
1	1	.0000	.0000	20.1427
2	1	.0000	-31.5764	-18.1329
3	1	.0000	-16.1994	-27.2597
4	1	.0000	32.5234	33.3928
5	1	.0000	-29.9384	-16.0820
6	1	.0000	-16.5253	-30.9250
7	1	.0000	33.4590	.0000

PANEL FORCES

FLEXURAL PANELS					
I COL	LOAD	TOP-MOMENT	BOT-MOMENT	AXIAL-FORCE	SHEAR-FORCE

1	1	29.5174	164.2111	15.2202	21.4273
4	1	118.1526	81.9559	.6970	37.0575
7	1	60.1682	58.0439	-12.7187	21.8911

0...FRAME NO 1...
 TIME REQUIRED FOR STRESS COMPUTATION = .00

TIME LOG (MINUTES)

FORM FRAME STIFFNESSES.....	=	.00
SOLVE STATIC LOAD CASES.....	=	.00
MOVE SUPPORTS AND ENSEMBLES.....	=	.00
COMPUTE FRAME DISPLACEMENTS.....	=	.00
COMPUTE AND PRINT STRESSES AND DISPL.....	=	.00
TOTAL TIME.....	=	.00

TEL. HEX 11 MARCO 3
1721128-0001 PC

sismo Definitivo

0 6072000. 1

MEMBERS # JOINTS # RESTRIC. JOINTS E (degrees) THERMAL C.
20 15 3 110.00 0

JOINT COORDINATES

JOINT #	X (mts)	Y (mts)
1	0.00	0.00
2	5.40	0.00
3	15.85	0.00
4	0.00	5.40
5	5.00	5.40
6	15.85	5.40
7	0.00	10.80
8	5.00	10.80
9	15.85	10.80
10	0.00	16.20
11	5.00	16.20
12	15.85	16.20
13	0.00	21.60
14	5.00	21.60
15	15.85	21.60

TYPES OF SECTIONS

TYPE #	SECTION (BxH)
1	45 x 45
2	54 x 64
3	54 x 72
4	54 x 54
5	54 x 54

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

MEMB #	End of	End of	TYPE	Inert	Area	Length	Stiff	CRS
MEMB #	MEMB #	MEMB #	MEMB #	MEMB #				
1	1	4	1	0.0054719	0.21719000	5.40	1.000	0.30
2	1	7	1	0.0054719	0.28221500	5.40	1.000	0.00
3	4	7	1	0.0054719	0.50221500	5.40	1.000	0.00
4	10	17	1	0.0054719	0.20221500	5.40	1.000	0.00
5	5	8	2	0.0057168	0.48221500	5.40	1.000	0.00
6	7	8	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
7	7	8	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
8	8	11	4	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
9	7	6	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
10	6	9	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
11	9	12	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
12	12	15	3	0.0057168	0.40221500	5.40	1.000	0.00
13	4	5	4	0.0029007	0.20221500	5.40	1.000	1.000
14	7	8	4	0.0029047	0.20221500	5.40	1.000	1.000

 1 MEME Y ALGEBRA, GEOMETRY, STATISTICS, PROBABILITY, CALCULUS

TEL MEX 11 MARZO 8
 17.11/89 MNY FC

8 BORNAYS 8

MEMBER INFORMATION, ORIENTATION AND PROPERTIES

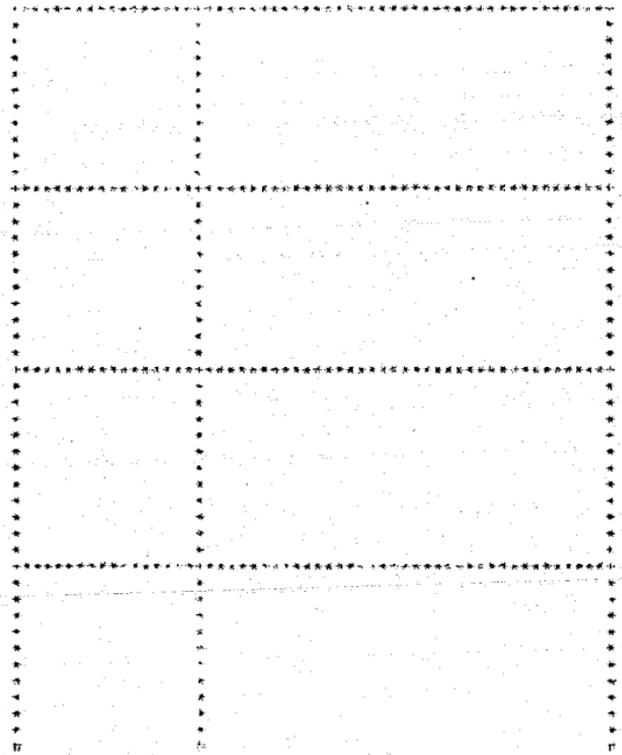
MEME #	End J	End I	TYPE	Inert	Area	Length	OH	OC
*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****	*****
15	10	11	4	0.00260417	0.12200000	5.00	0.000	1.000
15	13	14	4	0.00260417	0.12200000	5.00	0.000	1.000
17	5	4	5	0.01000000	0.20000000	10.00	0.000	1.000
18	8	9	5	0.01000000	0.20000000	10.00	0.000	1.000
19	11	12	5	0.01000000	0.20000000	10.00	0.000	1.000
20	14	15	5	0.01000000	0.20000000	10.00	0.000	1.000

RESTRICTED JOINTS

JOINT #	X Disp.	Y Disp.	Z Rot.
*****	*****	*****	*****
1	1	1	1
2	1	1	1
3	1	1	1

! NENE Y ALDOREZ, CALCULO Y ASesorIA ELECTRICAL, S.A.

TEL MEX. II MARCO I
17/11/88 MMX FC



 : NOME Y ALCOBER, CALCULO Y ASesorIA ESTRUCTURAL, S.C. :

TEL MEX 11 MARCO 5
 17/11/89 HHY PC

CASE #10 DETERMINO LOADS

JOINT LOADS

JOINT #	Horiz F.	Vent F.	Moment
*****	*****	*****	*****
13	1325	0	0
15	1315	0	0
10	485	0	0
12	485	0	0
7	-55	0	0
9	-55	0	0
4	165	0	0
6	165	0	0

TEL MEA 17 MARCO 3
17/11/89 RMY PG

CASE --> (SEISMIC LOAD)

JOINT DISPLACEMENTS

JOINT #	X Disp.	Y Disp.	Z Rot.
1	0.000000	0.000000	0.000000
2	0.000000	0.000000	0.000000
3	0.000000	0.000000	0.000000
4	0.290501	-0.008484	-0.000379
5	0.275550	-0.000040	-0.000732
6	0.295574	0.004466	-0.000743
7	0.321512	-0.014805	-0.000716
8	0.321819	-0.000084	-0.000901
9	0.321748	-0.007009	-0.000891
10	1.368013	-0.018330	-0.000863
11	1.368580	-0.000137	-0.000805
12	1.367357	-0.009311	-0.000805
13	1.754249	-0.019927	-0.000371
14	1.790954	-0.000157	-0.000545
15	1.772980	0.010405	-0.000531

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	axial F.	Shear F.	Moment
1	1	3597	413	-1520
	4	3599	413	679
2	4	2152	517	-1453
	7	2632	517	1297
3	7	1831	513	-1547
	10	1831	513	1424
4	10	592	433	-981
	13	592	433	178
5	13	79	2170	-9951
	5	39	2170	1552
6	5	42	1844	-5811
	8	42	1844	4154
7	8	50	1917	-4657
	11	50	1917	5693
8	11	57	1254	-2188
	14	57	1254	5.25
9	14	-3528	1577	-6332
	6	-3635	1777	1105
10	6	-2724	1270	-3843
	9	-2724	1270	2797
11	9	-1650	1270	-3125
	12	-1650	1270	3754
12	12	-650	943	-1552
	15	-650	943	3505
13	15	-267	-917	-2192
	4	-267	-917	3333
14	4	59	-1101	3647
	8	59	-1101	-1613
15	8	-405	-988	2535
	11	-405	-988	-2535

 NEME Y ALCOBER, CALCULO Y ASesorIA ESTRUCTURAL, S.C.

TEL. MEX 11 MARCO 7
 17/11/85 NMY PC

CASE --> [SEISMIC LOADS]

MEMBER END ACTIONS

MEMBER *****	END *****	Axial F. *****	Shear F. *****	Moment *****
16	13	-922	-572	1378
	14	-922	-572	-1564
17	5	17	-211	4928
	6	17	-214	-4748
18	8	-13	-1023	7741
	9	-13	-1092	-5421
19	11	158	-981	5724
	12	158	-981	-5516
20	14	421	-621	3541
	15	421	-650	-3500

SUPPORT ACTIONS

JOINT # *****	Horiz. F. *****	Vert. F. *****	Moment *****
1	412	-3599	-1529
2	2130	-38	-9951
3	1377	3638	-6372

C A P I T U L O

V

" D I S E Ñ O E S T R U C T U R A L "

Una vez realizado el análisis sísmico dinámico , y obteniendo los resultados satisfactorios, que se apegarán al Nuevo Reglamento de construcciones para el Distrito Federal y a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sísmo, se procedió a realizar un análisis con los resultados ya definitivos de carga permanente y su combinación con las cargas accidentales; para verificar así mismo, que tanto la estructura como la cimentación resistieran las necesidades de fuerzas tales como cortantes, momentos torsionantes de entrepiso, momentos flexionantes, fuerzas axiales y momentos de volteo; afectadas por sus correspondientes factores de carga.

En la revisión de la reestructuración, definitivamente rigió el efecto de resistencia sobre el efecto de desplazamiento por cargas laterales, (quedando por lo tanto, sobrados en los desplazamientos permisibles).

Para la revisión y diseño de los distintos elementos estructurales, los efectos de ambos componentes horizontales del movimiento, se combinaron tomando en cada dirección de análisis de la estructura, el 100% de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30% de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que para cada concepto resulten más desfavorables.

Un aspecto importante, en esta revisión, fué la falta de información, respecto al armado existente de los elementos -

estructurales, (columnas y trabes), por lo que se optó por - considerar porcentajes de acero existentes, igual al mínimo.

A continuación se muestran los diseños de los elementos_ estructurales más importantes de ésta:

V.1 MUROS DE RIGIDEZ

Para el análisis de los muros de rigidez, (que son los e lementos más importantes en dicha reestructuración), se tomaron en cuenta las hipótesis y teorías de la elasticidad, y - por lo tanto sus propiedades elásticas; tales como módulo de_ Elasticidad, módulo Cortante y módulo de Poisson, todo esto - con el fin de integrar los muros de rigidez a los marcos que forman la estructura del edificio.

El diseño de estos nuevos elementos, sujetos a fuerzas_ de compresión, flexión y cortante, fué realizado mediante dia_ gramas de interacción momento-carga axial, los cuales mues- - tran las cargas de compresión o tensión, así como los momen-- tos flexionantes que puede admitir una sección.

Para el buen funcionamiento de estos muros, se tomaron - en cuenta dos puntos esenciales, que son:

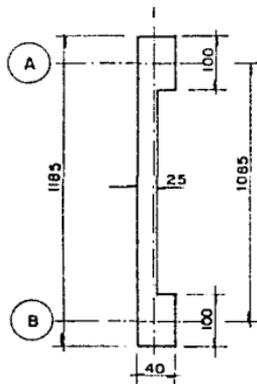
- a) Cimentación Adecuada, que proporcione una fijación su ficiente a su base.

- b) Continuidad en la conexión de los muros en cada piso, con las columnas y traveses para resistir de conjunto las cargas horizontales.

Por lograr un mejor trabajo en éste tipo de muros, sujetos a momentos considerables, el refuerzo a flexión, se colocó próximo a sus extremos; debido a las inversiones de momentos originados bajo cargas laterales. Por lo que se requirió cantidades semejantes de refuerzo en ambos extremos, resistiendo de ésta manera el momento flexionante, mediante el par de acero interno, lo que provoca una mayor eficiencia en su ductilidad.

Determinación del Diagrama de Interacción.

Se diseñará el marco del eje 1 y 8, tomando como base su geometría, se propondrá un cierto porcentaje de acero en las columnas y a partir de éste, se calculará el diagrama de interacción correspondiente.



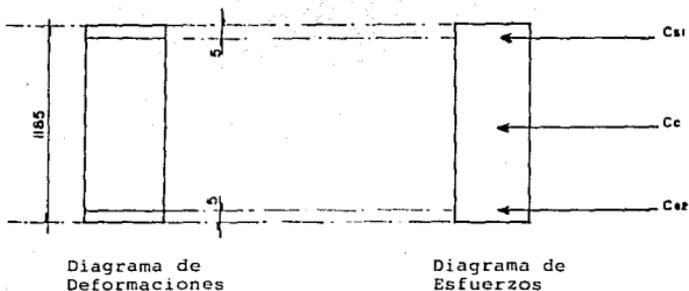
$$\text{Area Total del Muro} \\ (100 \times 40) 2 + 985 \times 25 = 32625 \text{ cm}^2$$

$$\bar{Y} = 592.5 \text{ cm}$$

Primer tanteo, considerando un porcentaje de acero = 0.055, por lo que el área de acero en cada columna será de:

$$A_s = 40 \times 100 \times 0.055 = 220 \text{ cm}^2$$

Carga Axial (Compresión Pura)



En donde C_{s1} y C_{s2} es la compresión de acero, por lo que:

$$C_{s1} = F_R A_S f_y$$

y C_c igual a compresión del concreto.

$$C_c = F_R f'_c A_c$$

De las igualdades anteriores se tiene que:

F_R = Factor de Resistencia, igual a 0.8, de acuerdo al Reglamento de Construcción del D.F. (87).

A_c = Area total de concreto

A_s = Area de acero

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero, igual a 4200 Kg/cm² (acero de refuerzo)

f^*_c = Esfuerzo de compresión pura en el concreto = 0.85 f^*_c ,

por lo que $f^*_{c1} = 0.08 f^*_c$

Si utilizamos concreto $f' c = 250 \text{ Kg/cm}^2$ (este es el concreto que pide el Reglamento de Construcción del D.F., para - estructuras del grupo A).

$$f^* c = 0.8 f' c = 0.8 \times 250 = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'' c = 0.85 \times 200 = 170 \text{ Kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores, determinemos la compresión pura:

ACERO:

$$C_{s1} = 0.8 \times 220 \times 4200 = 739200 \text{ Kg.}$$

$$C_{s1} = C_{s2} = 739.20 \text{ Ton.}$$

CONCRETO:

$$C_c = 0.8 \times 170 \times 32625 = 4437000 \text{ Kg.}$$

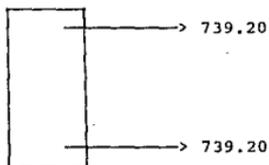
$$C_c = 4437 \text{ Ton.}$$

Por lo que se tiene que:

$$P = (739.20)2 + 4437 = 5915.4 \text{ Ton.}$$

El momento es cero, $M = 0$

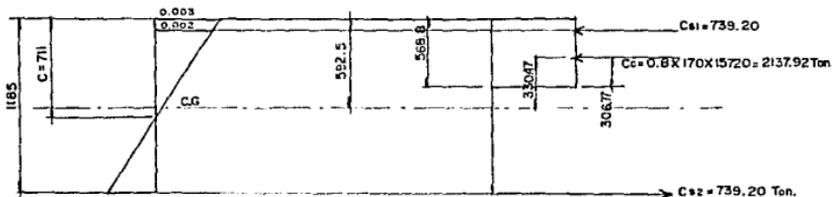
Considerando que el concreto no tiene resistencia a la tensión, se puede determinar el punto 2 que es a tensión.



$$P = 739.20 + 739.20 = 1478.4 \text{ Ton.}$$

$$M = 0$$

Determinación del punto 3. (falla balanceada).



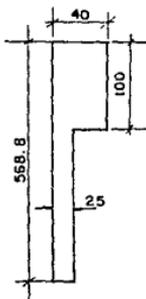
$$\frac{C}{0.003} = \frac{1185}{0.002}$$

$$C = 711$$

$$a = 0.8 (c) = 0.8 \times 711 = 568.8$$

Determinación de la resultante de los esfuerzos de compresión del concreto:

$a = 568.8$, por lo tanto se tiene la siguiente área de concreto:



$$A_c = 40 \times 100 + 468.8 \times 25 = 15\,720 \text{ cm}^2$$

$$Y_c = \frac{4000(518.8) + 11720(234.4)}{15720} = 306.77$$

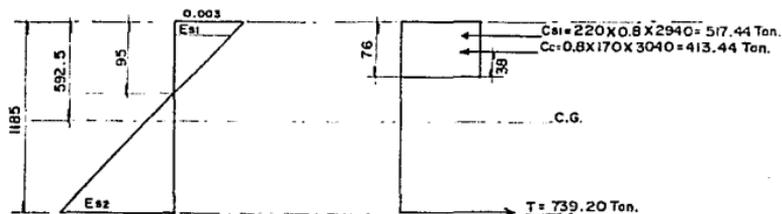
Determinando la Compresión y el Momento:

$$P = 739.20 + 2\,137.92 - 739.20 = 2\,137.92 \text{ Ton.}$$

$$M = 739.20 \times 5.895 + 2\,137.92 \times 3.3047 + 739.20 \times 5.895 = 15\,780.34 \text{ T-m}$$

Determinación del punto 4.

Proponiendo un $C = 95$ cm.



$$a = 0.8 (95) = 76$$

$$\frac{0.003}{95} = \frac{E_{s1}}{45}$$

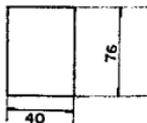
$$E_{s1} = 0.0014 < 0.002 \therefore f_y = 0.0014 \times 2.1 \times 10^6 = 2940 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{E_{s2}}{1090} = \frac{0.003}{95}$$

$$E_{s2} = 0.034 > 0.002 \text{ por lo que se deja } 0.002$$

Determinación de la resultante de los esfuerzos a compresión del concreto:

como $a = 95$ cm, se tiene la siguiente área de concreto:



$$A_c = 40 \times 76 = 3040 \text{ cm}^2$$

$$Y = 38 \text{ cm}^2$$

Determinación de la compresión y el momento.

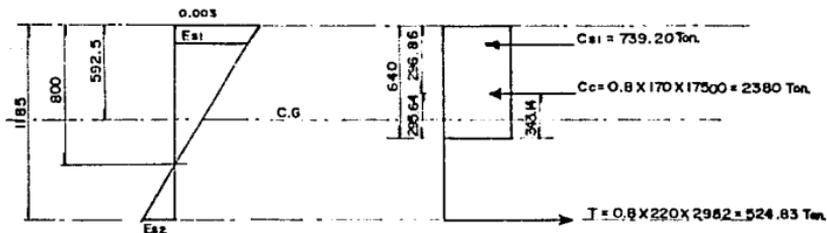
$$P = 517.44 + 413.44 - 739.20 + 191.68 \text{ Ton.}$$

$$M = 517.44 \times 5.895 + 413.44 \times 5.545 + 739.20 \times 5.895 =$$

$$= 9700.41 \text{ T-m}$$

Determinación del punto 5.

Proponiendo un $c = 800$



$$a = 0.8 (800) = 640$$

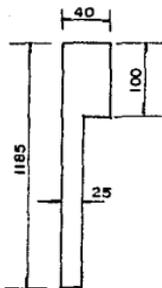
$$\frac{E_{s1}}{750} = \frac{0.003}{800} \quad E_{s1} = 0.002 \therefore f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{E_{s2}}{385} = \frac{0.003}{800} \quad E_{s2} = 0.0014 < 0.002 \therefore$$

$$f_y = 0.00142 \times 2.1 \times 10^6 = 2982 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinación de la resultante de los esfuerzos a compresión del concreto:

Como $a = 640$ cm, se tiene la siguiente área de concreto:



$$A_c = 40 \times 100 + 540 \times 25 = 17500 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{4000 \times 590 + 13500 \times 270}{17500} = 343.14 \text{ cm}$$

Determinación de la compresión y el momento:

$$P = 739.20 + 2380 - 524.83 = 2594.37 \text{ Ton.}$$

$$M = 739.20 \times 5.895 + 2380 \times 2.956 + 524.83 \times 5.895 = 14486.73 \text{ Ton-m}$$

Esfuerzos Mecánicos Actuantes:

A partir del análisis sísmico dinámico, se procedió a analizar los marcos que componen la estructuración del edificio, por sismo definitivo, de éstos, se han obtenido los siguientes elementos mecánicos:

Carga estática (vertical)

$$P = 279.94 \text{ Ton.}$$

$$M = 0.00 \text{ T-m}$$

Carga dinámica (sismo).

Marco Eje 1 y 8

$$P = 0.00$$

$$M = 6014.84 \text{ T-m}$$

$$V = 383.52 \text{ Ton}$$

Marco Eje A y B

$$P = 54.34 \text{ Ton}$$

$$M = 1851.62 \text{ T-m (Se tomó el mismo valor para ambos marcos)}$$

$$V = 143.11 \text{ Ton (para ambos marcos).}$$

Por lo que:

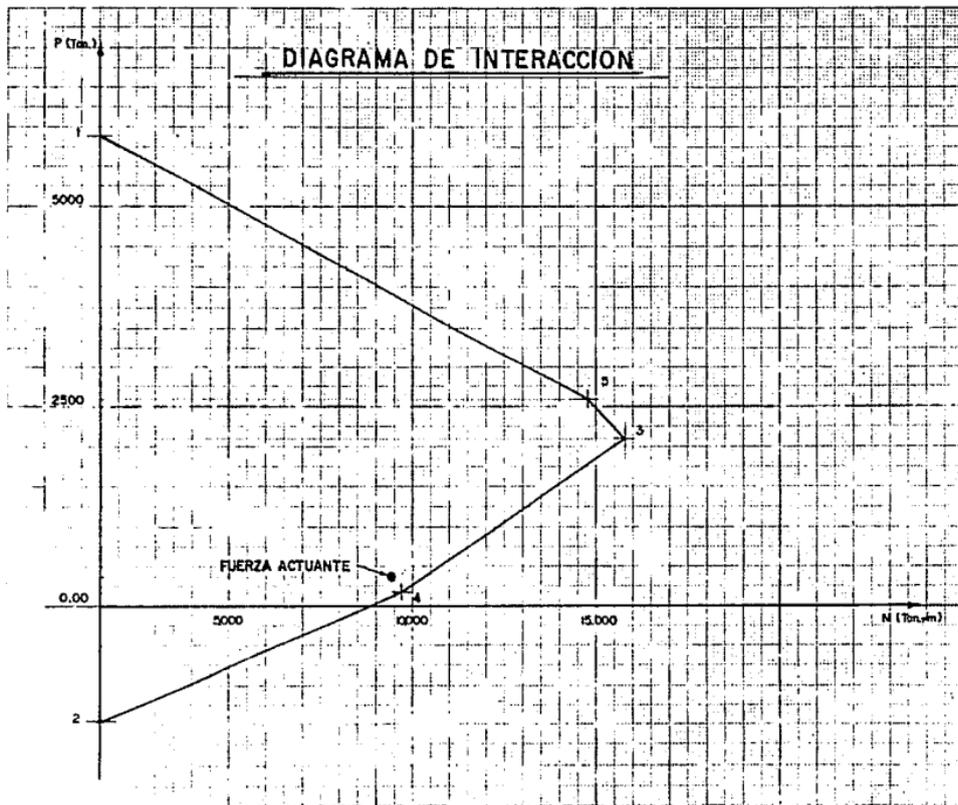
$$P = \left[[279.94 + (54.34) 0.3] 1.1 \right] 1.20 = 391.04 \text{ Ton.}$$

Se observa que la carga P, se está incrementando un 20%,

esto es debido al artículo 203 del R. D. D. F., en que se debe afectar por dicho porcentaje, a los elementos mecánicos, que toman más de un 25% del cortante total.

$$M = \left[(6014.84 + (1851+1851) 0.3) 1.1 \right] 1.20 = 9405.58 \text{ T-m}$$

Se puede observar que dichos resultados de P y M, caen dentro del diagrama de interacción.



Diseño del Muro de Rigidez (columnas).

Ya que el diagrama fué realizado con una área de acero, igual a 220 cm^2 para cada columna, se tiene lo siguiente:

Proponiendo varillas $\emptyset 1\frac{1}{2}$ "

$$\frac{220}{11.35} = 19.38 \text{ Vars.}$$

Se podrán dejar 19 varillas $\emptyset 1\frac{1}{2}$ " o bien, si se toma en cuenta el a cero existente de la columna, podrían disminuirse el número de es tas, como se observa a continua-- ción. (Fig. 14).

Si consideramos que las Vars. existentes son $\emptyset 1$ ", el número de éstas que podríamos utilizar, sería de:

$$9 \emptyset 1"$$

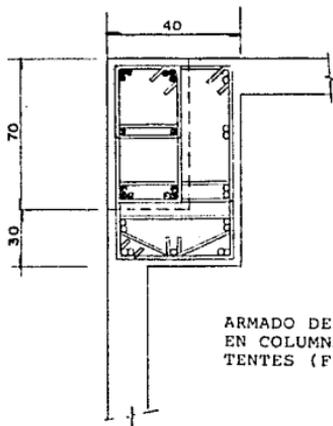
$$9 \times 5.07 = 45.63 \text{ cm}^2$$

Por lo que de A_s total:

$$220 - 45.63 = 174.37 \text{ cm}^2$$

$$\frac{174.37}{11.35} = 15 \text{ Vars.}$$

- Armado existente.
- Armado Nuevo.



ARMADO DE REFUERZO EN COLUMNAS EXISTENTES (Fig. 14).

Revisión por Cortante.

El cortante actuante es de:

$$V_u = \left[(383.52 + (143.11 + 143.11) 0.3) 1.1 \right] 1.20 = 619.58 \text{ ton.}$$

De acuerdo al Reglamento, la limitación para la cortante -
 V_u es igual a:

$$2 F_R L_t \sqrt{f_c^*}$$

$$V_u = 2 \times 0.8 \times 1185 \times 25 \sqrt{200} = 670337 \text{ Kg} = 670.34 \text{ Ton} > 619.58 \text{ Ton}$$

Donde L = Longitud del muro.

t = Espesor del muro.

Determinación del Esfuerzo Actuante.

$$V_u = \frac{619580}{0.8 \times 29625} = 26.14 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo del concreto es de :

$$V_R = F_R (0.5 \sqrt{f_c^*} + \rho_n f_y)$$

$$V_c = 0.8 (0.5 \sqrt{200}) = 5.66 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u - V_c = 26.14 - 5.66 = 20.48 \text{ Kg/cm}^2$$

Determinación del porcentaje de acero.

$$\rho_h = \frac{20.48}{0.8 \times 4200} = 0.006 > 0.0025 \text{ (porcentaje de acero mínimo)}$$

$$\rho_h = \frac{A_s}{t_s} \quad \therefore \quad s = \frac{A_s}{t_h}$$

Proponiendo Vars $\emptyset \frac{1}{2}$ en dos lechos.

$$s = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 0.006} = 16.93 \text{ se podrá dejar } @ 16 \text{ cm.}$$

Por lo que se podrá dejar en el muro el armado horizontal para el cortante, $\emptyset \frac{1}{2}$ @ 16 en el primer entrepiso.

Para el armado vertical y de acuerdo al Reglamento que dice:

"La cuantía de refuerzo horizontal y vertical en cada dirección, no será menor de 0.0025"

"Si la relación H/L no excede de 2.0, la cuantía de refuerzo vertical no debe ser menor que la del refuerzo horizontal".

Si $21.60/11.85 = 1.82 < 2$, la cuantía vertical será la misma que la horizontal.

Por lo que el diseño del Muro, queda de la siguiente manera:

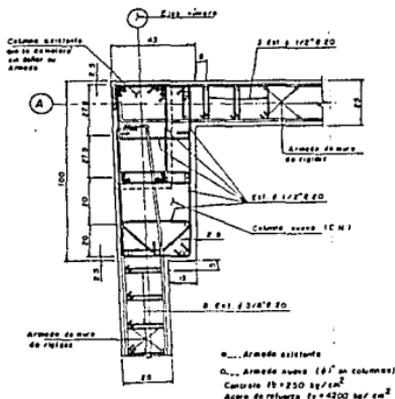


Fig. 15. ARMADO TIPO DE COLUMNA NUEVA CON MURO DE RIGIDEZ.

V.2 Revisión de Columnas.

Debido a la estructuración elegida, que es a base de muros de rigidez, como se aprecia en la siguiente figura:

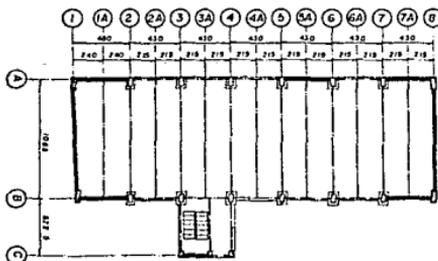


Fig. 16. NIVEL PLANTA TIPO REFORZADA

Se puede observar en el análisis sísmico dinámico, que los marcos en el sentido transversal, toman la mayor parte del cortante de entrepiso, y son el 1 y 8, ya que debido a su rigidez, entre los dos toman el 97% de dicho cortante.

En el sentido longitudinal, dicho cortante se distribuye obviamente entre los marcos de los ejes A, B y C.

Debido a lo anterior, al diseñar los muros de rigidez (como se realizó anteriormente), quedan diseñadas las columnas de dichos muros, por lo que, para las columnas que no forman muro, en el sentido de los ejes número, los elementos mecánicos por sismo son casi despreciables, no así en el sentido longitudinal.

En base a lo anterior, se procederá a la revisión de la columna 3-A.

Elementos Mecánicos para la Revisión de las Columnas.

Para la obtención de éstos elementos, fué necesario primeramente, realizar un análisis por carga vertical mediante algún método de análisis, tal como el método de Cross, y a su vez, conjuntar los resultados propios del análisis sísmico definitivo, de los marcos en ambos sentidos (Eje A y Eje 3).

De dichos análisis se obtuvieron los siguientes resultados:

Carga axial

Sismo en sentido x

$$P = 164.65 \text{ Ton}$$

$$P_{x_s} = 3.32 \text{ Ton}$$

$$M_x = 0.00 \text{ T-m}$$

$$M_{x_s} = 10.95 \text{ T-m}$$

$$M_y = 10.6 \text{ T-m}$$

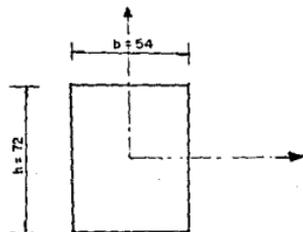
Sismo en Sentido y

$$P_{y_s} = 3.64 \text{ Ton}$$

$$M_{y_s} = 6.33 \text{ T-m}$$

Cálculo de las Excentricidades:

De acuerdo a la sección de la columna, se tiene:



$$e_{ax} = 0.05 \times 54 = 2.7$$

$$e_{ay} = 0.05 \times 72 = 3.6$$

} Según 2.1.3 (a)
del RDF (NTC)

Cotas en cm.

Combinaciones de Cargas.

Carga Vertical

$$P = 164.65 \text{ Ton}$$

$$M_x = P e_x = 164.65 (0.027) = 4.44 \text{ T-m}$$

$$M_y = 10.6 + P e_y = 10.6 + 164.65 (0.036) + 16.53 \text{ T-m}$$

CV. + Sismo x

$$P = 164.65 + 3.32 + 0.3 (3.64) = 169.06 \text{ Ton}$$

$$M_x = 10.95 + 0.027(169.06) = 15.51 \text{ T-m}$$

$$M_y = 10.6 + 0.3 (6.33) + 0.036 (169.06) = 18.59 \text{ T-m}$$

CV. + Sismo y

$$P = 164.65 + 0.3 (3.32) + 3.64 = 169.29 \text{ Ton}$$

$$M_x = 0.3 (10.95) + 0.036 (169.29) = 9.375 \text{ T-m}$$

$$M_y = 10.6 + 6.33 + 0.036 (169.10) = 23.02 \text{ T-m}$$

Excentricidades

Carga Vertical:

$$e_x = \frac{M_x}{P} = \frac{4.44}{164.65} = 0.0269$$

$$e_y = \frac{M_y}{P} = \frac{16.53}{164.65} = 0.100$$

Carga Vertical + Sismo x ;

$$e_x = \frac{15.51}{169.06} = 0.091$$

$$e_y = \frac{18.59}{169.06} = 0.109$$

Carga Vertical + Sismo y

$$e_x = \frac{9.375}{169.29} = 0.055$$

$$e_y = \frac{23.02}{169.29} = 0.1359$$

Determinación de los Parámetros (R)

Carga Vertical:

$$R_x = \frac{e_x}{b} = \frac{0.0269}{0.54} = 0.0498$$

$$R_y = \frac{e_y}{h} = \frac{0.1}{0.72} = 0.138$$

Carga Vertical + Sismo x

$$R_x = \frac{0.091}{0.54} = 0.168$$

$$R_y = \frac{0.109}{0.72} = 0.151$$

Carga Vertical + Sismo y

$$R_x = \frac{0.055}{0.54} = 0.102$$

$$R_y = \frac{0.1359}{0.72} = 0.1887$$

Determinación de los Parámetros K

Carga Vertical

$$K = \frac{F_c \times N}{F_R \times h \times f''c}$$

En donde:

$$F_c = 1.5$$

$$F_R = 0.7$$

$$K = \frac{1.5 \times 164,650}{0.7 \times 54 \times 72 \times 170} = 0.53$$

Carga Vertical + Sismo x :

$$K = \frac{1.1 \times 169,060}{0.7 \times 54 \times 72 \times 170} = 0.4019$$

Carga Vertical + Sismo y :

$$K = \frac{1.1 \times 169,290}{0.7 \times 54 \times 72 \times 170} = 0.402$$

Relación de R menor/R mayor

$$\text{Carga Vertical: } \frac{R_x}{R_y} = \frac{0.0498}{0.138} = 0.36$$

Carga vertical + Sismo x

$$\frac{R_y}{R_x} = \frac{0.151}{0.168} = 0.899$$

Carga Vertical + Sismo y

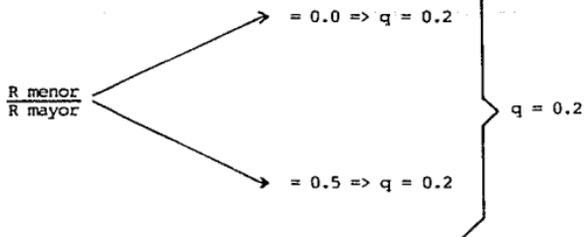
$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.102}{0.1887} = 0.54$$

Determinación de (q)

Utilizando las gráficas para diseño de Columnas.

Carga Vertical:

$$\frac{d}{h} = \frac{67}{72} = 0.93$$



Carga Vertical + sismo x

$$\frac{d}{h} = 0.90 \quad \left. \begin{array}{l} \frac{R \text{ menor}}{R \text{ mayor}} \rightarrow 0.5 \\ \phantom{\frac{R \text{ menor}}{R \text{ mayor}}} \rightarrow 1.0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} q = 0.30 \\ q = 0.52 \end{array} \quad \left. \right\} q = 0.4596$$

Carga Vertical + sismo y

$$\frac{d}{h} = 0.9 \quad \left. \begin{array}{l} \frac{R \text{ menor}}{R \text{ mayor}} \rightarrow 0.5 \\ \phantom{\frac{R \text{ menor}}{R \text{ mayor}}} \rightarrow 1.0 \end{array} \right\} \begin{array}{l} q = 0.2 \\ q = 0.2 \end{array} \quad \left. \right\} q = 0.2$$

Determinación del porcentaje de acero (ρ).

$$q = \rho \frac{f_y}{f'_c}$$

$$\rho = q \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.4596 \times \frac{170}{4200} = 0.0186$$

Por lo que el área de acero:

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0186 \times 72 \times 54 = 72.32 \text{ cm}^2$$

Utilizando Vars. $\emptyset 1"$

$$\frac{72.32}{5.07} = 14. \text{ Vars.}$$

Si consideramos (de una manera conservadora), un acero mínimo a la Col. existente de 30×60 .

$$A_s = 30 \times 60 \times 0.01 = 18 \text{ cm}^2$$

$$18/5.07 = 3.55 \Rightarrow 4 \text{ Vars. } \emptyset 1"$$

Por lo que dejaremos un armado de 12 Vars $\emptyset 1"$ + 4 $\emptyset 1"$ existentes, tenemos, 14 Vars $\emptyset 1"$.

$$16 \times 5.07 = 81.12 \text{ cm}^2 \quad \text{Por lo que se cumple con la área de acero -}$$
$$81.12 \text{ cm}^2 > 72 \text{ cm}^2 \quad \text{requerida.}$$

NOTA:

De acuerdo a calas realizadas en las columnas existentes, se observó una área de acero mayor (12 $\emptyset 1"$ + 2 $\emptyset 3/4$) pero que, de acuerdo a la nueva sección reforzada, no contribuyen de la misma manera que el acero colocado perimetralmente, lo cuál puede comprobarse mediante un diagrama de interacción, para tomar en cuenta el trabajo real de dichas varillas, de acuerdo a su posición.

El arreglo del acero que formará la sección reforzada se puede apreciar en el siguiente dibujo: (Fig. 17).

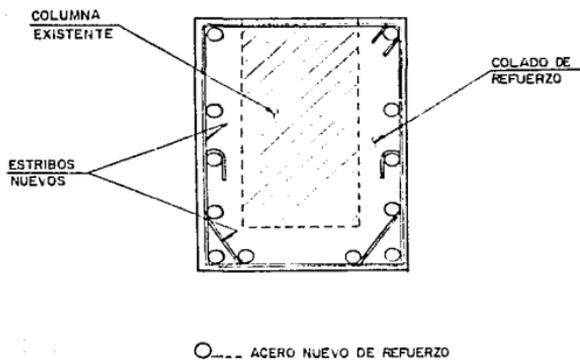


Fig. 17

V.3 Revisión de Trabe Existente

De la misma manera en que se realizó el diseño de la Columna, se procederá al diseño de una Trabe Principal, esto es, basándose en el análisis Sísmico Dinámico, así como en el análisis por Carga Vertical.

Se trabajará con la trabe del eje A entre ejes 2 y 3.

Para el diseño de ésta trabe se consideraron los siguientes puntos:

- a) Se tuvo que partir de la revisión de un elemento existente de sección 25×80 .
- b) Se consideró la aportación del armado de dicha sección, para el trabajo de la sección de 45×90 .
- c) Por falta de información respecto al armado existente por flexión y cortante, se consideraron armados mínimos.
- d) Se realizaron las pruebas necesarias para determinar la resistencia del concreto existente ($f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$).

Elementos Mecánicos para el Diseño;

Carga Vertical:

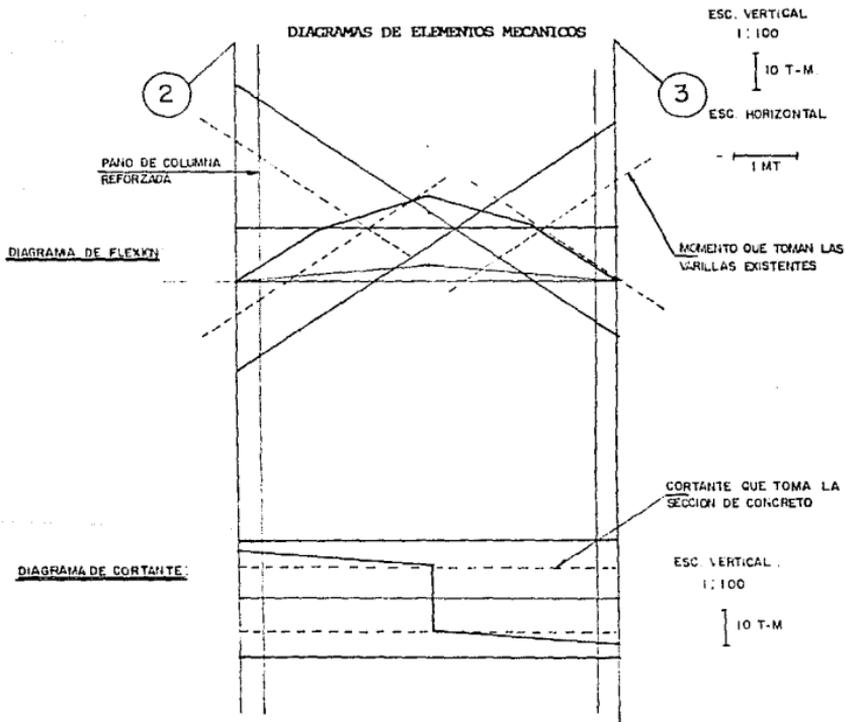
$$M = 13.89 \text{ T-m}$$

$$V = 11.44 \text{ Ton}$$

Sismo

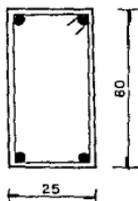
$$M = 35.86 \text{ T-m}$$

$$V = 14.56 \text{ Ton}$$



De acuerdo a los diagramas aquí expuestos, se graficarán los elementos mecánicos que toma la sección de 25 x 80 , con un armado mínimo:

SECCION 25 x 80.



$$A_s \text{ min} = 0.0023 \times 25 \times 80 = 4.6 \text{ cm}^2$$

Conservadoramente dejaremos 2 ϕ 3/4

$$A_s = 2.87 \times 2 = 5.74 \text{ cm}^2$$

En base al momento que toma el acero existente, se graficará en el diagrama; por lo que tenemos lo siguiente:

Momento que toman dos Vars ϕ 3/4 con un concreto $f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

$$M = 14.45 \text{ T-m} \quad (\text{-----})$$

El cual se graficará con línea punteada (ver diagrama de elementos mecánicos).

Observando el diagrama, se ve, que de un momento negativo de carga vertical + sismo es de : 49.5 T-m.

$$49.5 - 14.45 = 35.05 \text{ t-m.}$$

Es el momento que deberá tomarse con la sección de 45 x 90, como se-

observa a continuación: (Fig. 18).

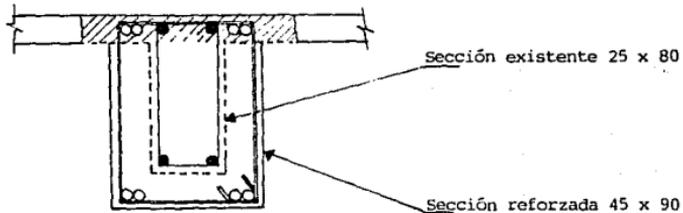


Fig. 18

Momento positivo existente 22.00 T-m

Momento que toma el acero existente 8.67 T-m (-----)

Momento que deberá ser tomado con la sección reforzada (45 x 90)

$$22.00 - 8.67 = 13.33 \text{ T-m}$$

Determinación del Acero de Refuerzo.

Para el momento de 35.05 T-m

Si el momento anterior lo tomamos al paño de la columna, éste será - de 28.00 T-m, lo que podrá tomarse con 2 \varnothing 3/4 (eje 2).

Para el momento negativo del eje 3, se tiene:

Momento para tomar 18 T-m, lo que se tomará con 2 \varnothing 5/8 (eje 3).

En forma similar se realizó para el momento positivo, teniendo el siguiente armado de dicha trabe, en su tramo correspondiente entre el eje 2 y 3

Trabe Eje A

Sec. reforzada
45 x 90

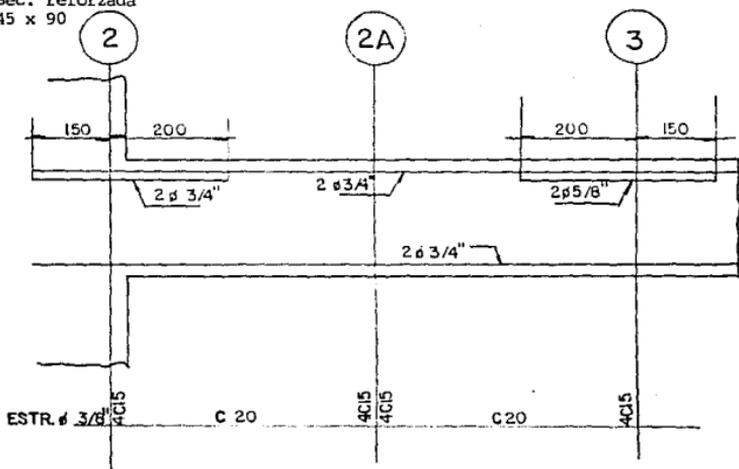


Fig. 19

ARMADO DE REFUERZO EN TRABES

NOTA: Los detalles de armado se verán en el Cap. VII.

C A P I T U L O

V I

"RECIMENTACION, ANALISIS Y DISEÑO"

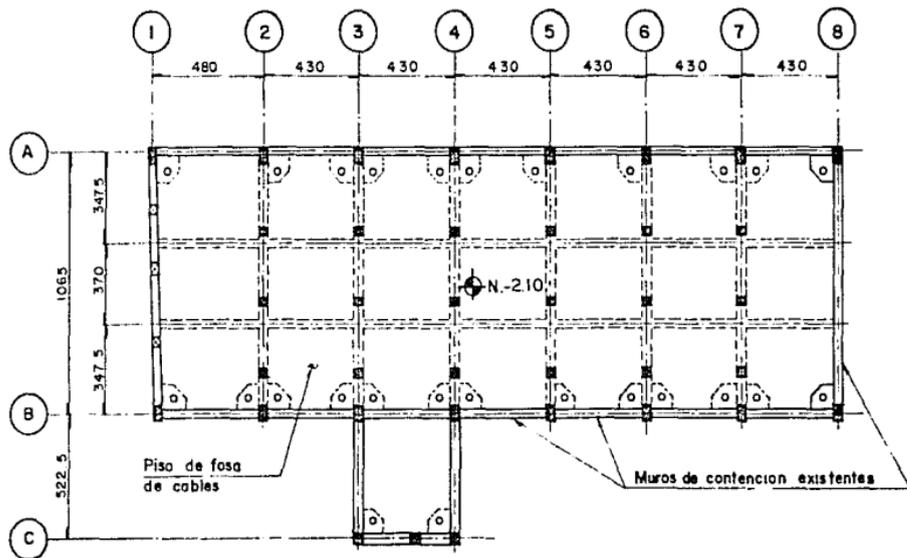
Como consecuencia del tipo de reestructuración elegida, fué necesario revisar la cimentación existente (independiente mente de los daños que ésta sufrió durante los sismos), ya - que la presencia de los muros de rigidez trajo como resultado, la concentración de esfuerzos considerables en dicha cimenta- ción.

La revisión se realizó, considerando las nuevas solicita ciones por el reforzamiento, tomando en cuenta las disposicio nes que marcaban las Normas de Emergencia y así mismo el Re- glamento de Construcciones del D. F. de 1987.

Originalmente la cimentación estaba formada por un cajón de compensación parcial, desplantado a 2.6 mts, complementado por 24 pilotes de control, apoyados en la capa resistente . (fig. 20).

El comportamiento de la cimentación, durante los sismos, en general fué satisfactorio, no así el de los pilotes, los - cuales tuvieron un comportamiento irregular, pues en algunos casos, presentaron deformaciones excesivas en sus dispositi- vos y en algunos casos, fallas de los elementos estructurales de los dispositivos. (fig. 21).

Nuestro edificio está ubicado en la zona lacustre de la



○ ---- 24 Pilotes de control existentes ϕ 50 cm.

Fig. 20.- PLANTA DE CIMENTACION EXISTENTE

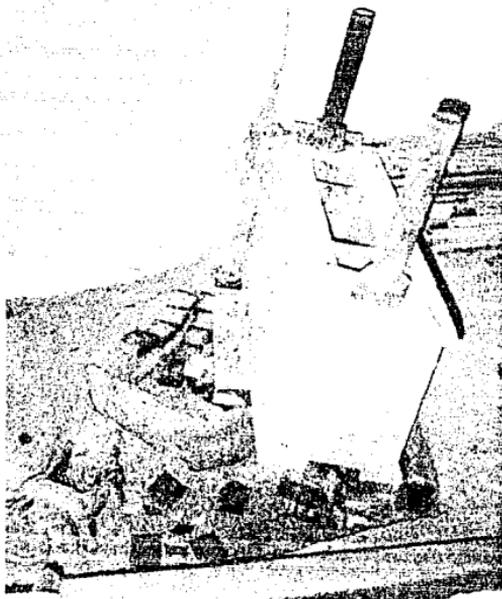


Fig. 21. DAÑO EN LOS DISPOSITIVOS
MECANICOS DE LOS PILOTES.

Ciudad de México, por lo que las condiciones del subsuelo representan uno de los factores críticos para su comportamiento, pues se caracterizan por la presencia de potentes estratos de alta compresibilidad.

Para conocer las propiedades y características del subsuelo del edificio, y su comportamiento ante nuevas solicitudes fué necesario realizar un sondeo de tipo mixto, que alcanzó una profundidad de 34.8 mts. es decir, hasta penetrar dentro de la capa resistente.

El sondeo realizado fué mixto, el cual consistió en el empleo del método de penetración estandar, alternando con el hincado a presión constante de tubos de pared delgada en los suelos blandos; con el cual fué posible conocer la compacidad del subsuelo, al correlacionarlo con la dificultad de avance del penetrómetro estandar, recuperándose muestras representativas, que permitieron en el laboratorio conocer sus propiedades principales. Además, sobre las muestras obtenidas con los tubos de pared delgada, se practicaron ensayos especiales para conocer el comportamiento mecánico del subsuelo.

En la Fig. 22, se indican los resultados de las pruebas de campo y laboratorio, así como la posición del nivel freático.

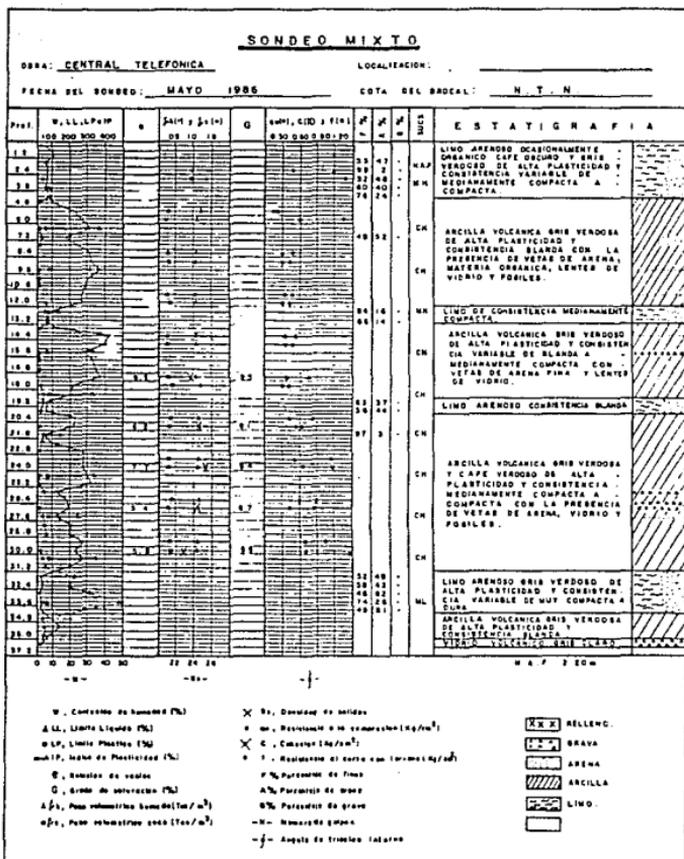


Fig. 22. RESULTADO DE LA EXPLORACION DEL SUBSUELO.

VI.1 Criterios de Recimentación

Como punto de partida se propuso una recimentación tal, que cumpliera con los requisitos de Seguridad y de Servicio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, tomando en cuenta las modificaciones planteadas por las Normas de Emergencia.

De acuerdo a lo anterior, se revisó el estado límite de fallas en condiciones estáticas y dinámicas, aplicando la siguiente expresión:

$$Q_{Fc} \leq R$$

En donde:

Q_{Fc} = Suma de acciones verticales.

R = Capacidad de carga de la cimentación obtenida como la suma de capacidades de la losa de cimentación y la de los pilotes.

En las condiciones estáticas, la revisión se llevó a cabo utilizando la combinación de cargas permanentes y cargas vivas de intensidad máxima afectada por un factor de carga de 1.5.

Para las condiciones dinámicas se utilizó la combinación de cargas permanentes, cargas vivas de intensidad instantánea y acciones debidas al sismo, aplicando un factor de carga de 1.1.

La capacidad de carga de la losa se determinó considerando el suelo de apoyo como puramente cohesivo, utilizando la expresión:

$$RL = (C N_c Fr + P_v) A$$

Ya que en el mecanismo de falla analizada, la superficie de deslizamiento se desarrolla prácticamente dentro de una masa de suelo formada por arcilla, cuyo comportamiento corresponde al supuesto por dicha expresión, en el cual:

C = Cohesión media del suelo que subyace a la losa hasta la profundidad de influencia ($z = 2B$).

N_c = Coeficiente de capacidad de carga.

F_r = Factor de resistencia igual a 0.7 para carga estática y 0.35 para cargas dinámicas.

P_v = Presión vertical total actuante a la profundidad de desplante de losa.

A = Área de contacto losa-suelo, eliminando el área de los pilotes existentes y adicionales. Para el caso del análisis dinámico se tomó el área reducida -

considerando el ancho y/o largo efectivo como --

$$B = B = 2e$$

La capacidad de los pilotes se determinó con la expresión:

$$R_p = N AL F fr$$

En donde:

N = Número de pilotes alojados en el área A , la que equivaldrá al área total de la losa en el caso de la carga estática y a la reducida en la condición dinámica.

AL = Area lateral del pilote.

F = Adherencia lateral media pilote-suelo.

fr = Factor de resistencia igual 0.7 en condiciones estáticas y 0.35 en condiciones dinámicas de acuerdo a las Normas de Emergencia.

En la revisión se consideró la suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales, más la de la losa de cimentación. Verificándose adicionalmente que se cumpliera con la desigualdad ($Q F_c \leq R$), considerando un mecanismo de falla formado por la masa de suelo que aloja al grupo de pilotes de la cimentación considerada como una pila, para tal efecto la capacidad de carga de la pila se tomó como:

$$R = C N_{cs} FR a_p$$

En donde:

C = Cohesión del suelo subyacente al nivel de desplante de los pilotes.

N_{cs} = Coeficiente de capacidad de carga a_p .

FR = Factor de resistencia igual a 0.7.

a_p = Area transversal de la base de la pila.

La revisión anterior se llevó a cabo, dividiendo la cimentación en diferentes zonas, formadas por grupos de pilotes, tal es el caso de la zona de las cabeceras, en donde se concentran los mayores esfuerzos, debido a la presencia de los muros de rigidez y en donde se localiza el mayor número de pilotes.

Para la revisión del estado límite de falla bajo condiciones sísmicas, se tomaron todas las posibles combinaciones de dirección y sentido del sismo sobre los ejes principales del edificio, considerando que la combinación de cargas más crítica probable, es aquella en la que se toman al 100% las obtenidas, de considerar al sismo en el sentido analizado y el 30% en la dirección perpendicular.

Así mismo, en dicho análisis se consideró, que la capacidad

dad de carga de la cimentación, está dada por la suma de las capacidades del sistema de Suelo-Losa y el sistema Suelo-Pilotes de Fricción, lo que puede ser así tomado de conjunto, implica una compatibilidad de deformaciones, ya que ambos sistemas presentan un comportamiento bajo carga diferente, resultando el sistema Suelo-Pilotes más rígido que el otro. Partiendo de lo anterior, se verificó que las deformaciones producidas por la carga sobre la losa, no excedieran el límite de desplazamientos requerido por los pilotes, los cuales, de acuerdo con los resultados obtenidos en pruebas de carga rápida de pilotes individuales, fallan al llegar a desplazamientos entre 2 y 3 cm.

La revisión de esta compatibilidad se llevó a cabo verificando que, al considerar que los pilotes contribuyen a equilibrar el momento de volteo, en la medida que su resistencia última exceda la carga neta por pilote, obtenida del análisis por carga vertical.

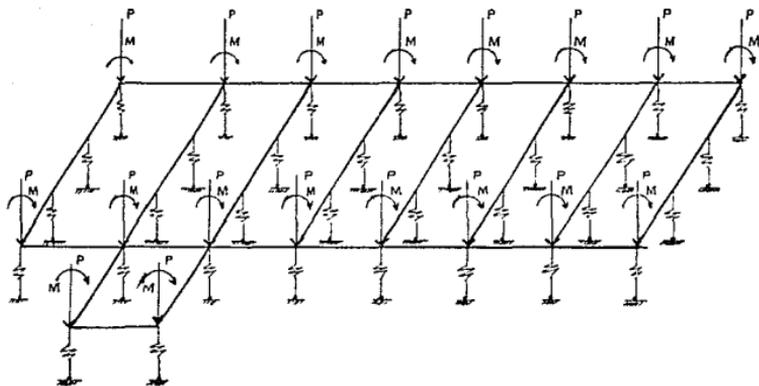
Para realizar esto, se consideró que la configuración de deformaciones en la losa es lineal, y se aplicó la teoría de la elasticidad para el cálculo de asentamientos; sin embargo se hace notar que la aplicación de estas hipótesis en la mecánica de suelos, se hace con relativa frecuencia y los resultados obtenidos bajo condiciones dinámicas se apegan satisfactoriamente al comportamiento observado.

Como resultado de estos análisis y para satisfacer las - condiciones de servicio de la estructura, así como los requisitos de compatibilidad de deformaciones, se propuso una solución de recimentación, basada en la colocación de 72 pilotes de fricción de sección cuadrada de 30 x 30 cm., desplantados a 27 m. de profundidad, retirándose posteriormente los - controles de los pilotes existentes. (Fig. 23).

Para poder llegar finalmente a la recimentación de los - pilotes adicionales, se revisó cuidadosamente la estructura del cajón de cimentación, ya que la transmisión de esfuerzo - provenientes de la superestructura, deberán ser tomados prime ramente por la estructura de la recimentación, y así mismo - ser transmitida al sistema suelo-pilotes.

Esta revisión consistió en el planteamiento de una retícula de cimentación, que tomó en cuenta las propiedades geométricas de la cimentación existente más la reforzada, así mismo las recomendaciones correspondientes a la geotecnia (características del terreno e hincado de los 72 pilotes adicionales).

El modelo de la cimentación planteado, se muestra a continuación:



Modelo de Reticula de Cimentación en el espacio.

(Fig. 24)

En el modelo anterior se pueden observar los elementos estructurales que forman la cimentación, (los cuales se indican con barras). Así mismo, los pilotes conjuntamente con el suelo (resortes). Respecto a los elementos estructurales, se_

tomaron secciones modificadas, que representaron los elementos existentes con su refuerzo adicional. Por otro lado, los resortes indicaron conjuntos de pilotes cercanos a los ejes de cada columna, tomando a su vez las propiedades del suelo, (módulo de reacción), todo esto en su área tributaria de cada resorte.

Finalmente, a dicho modelo se le aplicaron las cargas (P y M) producto de las descargas de la superestructura a la cimentación. En las cargas mencionadas, se contempló la combinación de cargas verticales más sismo en un sentido, más el 30% del sismo en el sentido perpendicular al que se está tratando.

El análisis de la reticula en el espacio, se realizó con la ayuda de un programa de computadora, bajo las siguientes condiciones de carga:

$C_v + S_x \rightarrow + 30\% S_y \uparrow$	$C_v + S_y \uparrow + 30\% S_x \rightarrow$
$C_v + S_x \leftarrow + 30\% S_y \uparrow$	$C_v + S_y \uparrow + 30\% S_x \leftarrow$
$C_v + S_x \rightarrow + 30\% S_y \downarrow$	$C_v + S_y \downarrow + 30\% S_x \rightarrow$
$C_v + S_x \leftarrow + 30\% S_y \downarrow$	$C_v + S_y \downarrow + 30\% S_x \leftarrow$

En donde:

C_v = Carga Vertical.

S_x = Carga de Sismo en sentido x.

S_y = Carga de Sismo en sentido y.

Con lo anterior se pudieron determinar los elementos mecánicos necesarios para la revisión de la cimentación propuesta. Así mismo se comprobaron los desplazamientos permitidos por Geotécnia.

C A P I T U L O

V I I

"DETALLES DE REFORZAMIENTO"

La conclusión del análisis y diseño, se vieron representados en los planos de detalles y procedimientos constructivos. Fué de suma importancia plasmar en dibujos, las ideas de lo -- antes mencionado, que sirvieron de guía en el reforzamiento de la Central Telefónica.

Para la reestructuración de nuestro edificio, como se mencionó en capítulos anteriores, se procedió primeramente a brindar la seguridad de la estructura, tal y como la dejaron los - sismos, esto fué mediante apuntalamiento y algunos refuerzos - provisionales (que tuvieron que demolerse posteriormente).

Enseguida se procedió a la elección del tipo de reestructuración, para que así mismo, ésta pudiera analizarse y diseñarse, posteriormente se determinó la manera en que se llevaría a cabo dicho reforzamiento, esto es definir un procedimiento constructivo, el cual quedó plasmado conjuntamente con los detalles de refuerzo.

La reestructuración cumplió con los siguientes requisitos:

Dar seguridad necesaria al personal que laboraba en el edificio.

Mantener o reestablecer el Servicio Telefónico.

Reforzar los elementos estructurales apeándose a los li-

neamientos de las Normas de Emergencia editadas por el Departamento del Distrito Federal.

Lo anterior se dividió en seis etapas, las cuales se enlistan a continuación:

Reestructuración de la zona Central del Edificio.

Reestructuración de la zona de Cabeceras (Muros de Rigidez).

Reestructuración del cubo de Escaleras.

Reestructuración de la Cimentación.

Retiro de Puntales.

Acabados e Instalaciones.

Se presentan como siguiente punto, los detalles típicos más importantes del reforzamiento.

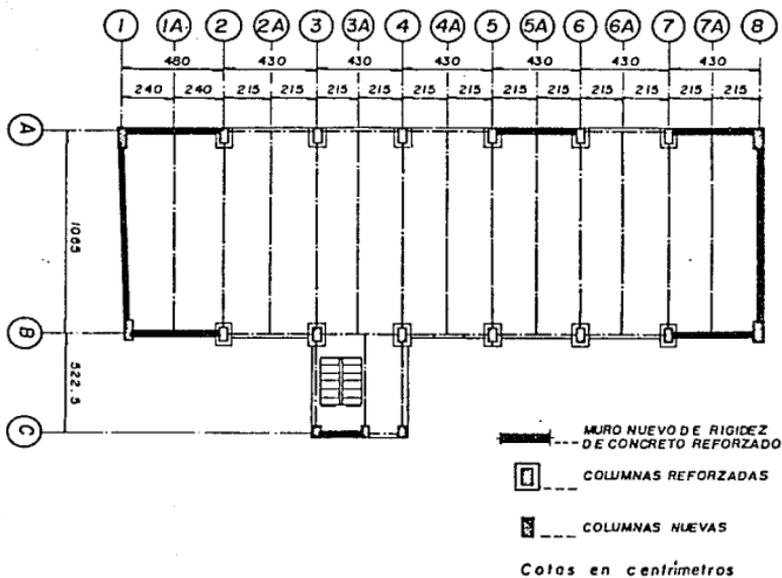


Fig. 25. PLANTA TIPO REESTRUCTURADA.

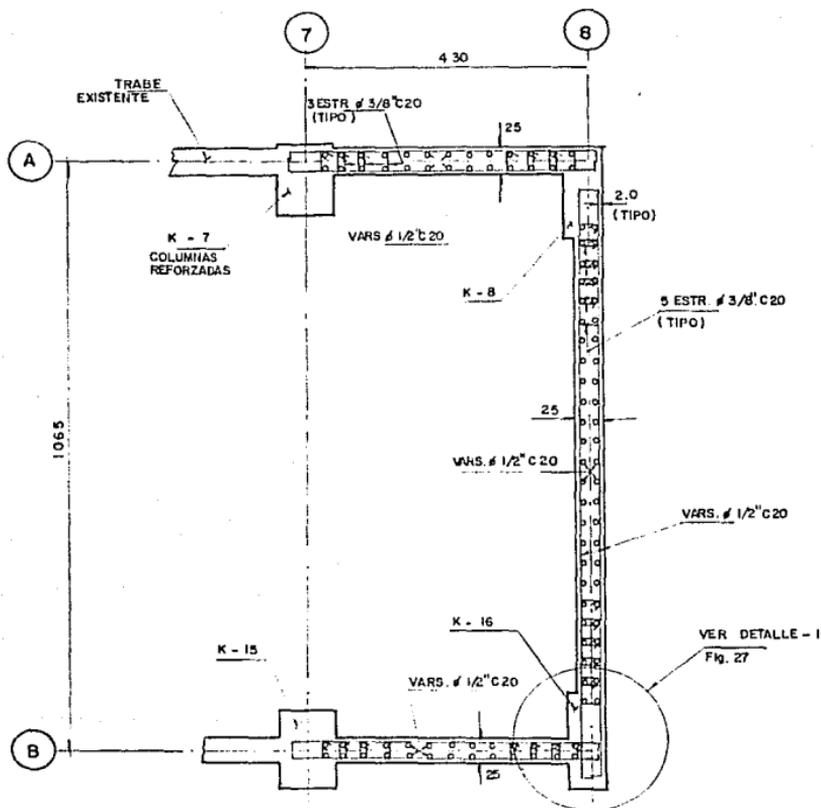
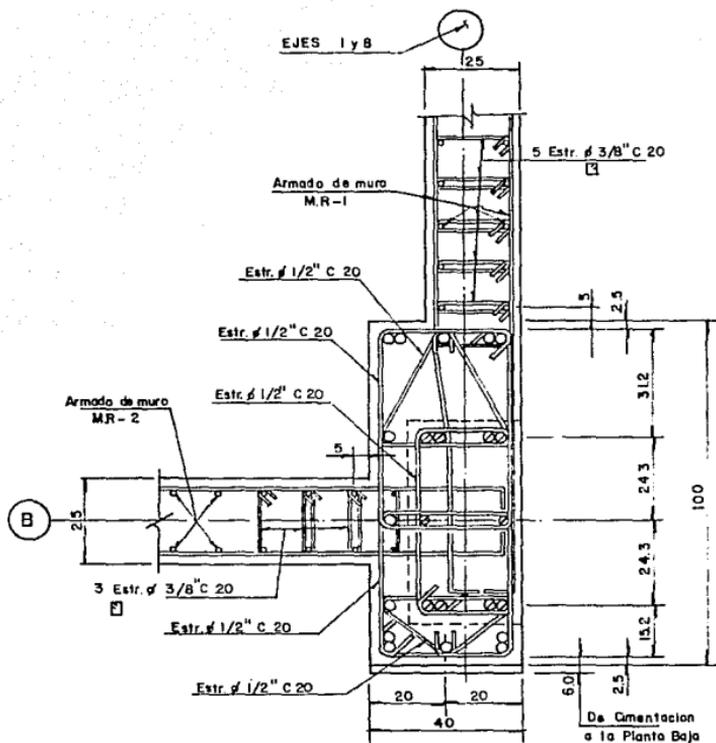


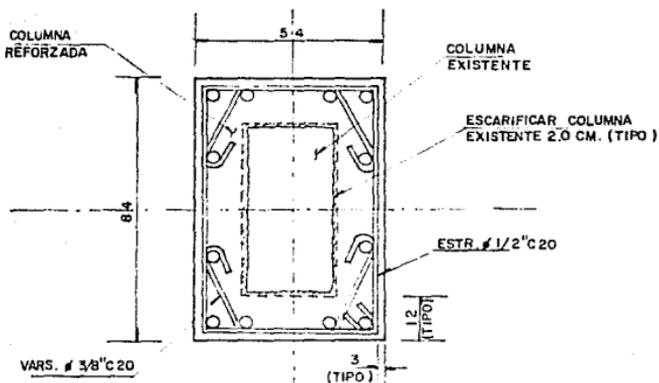
Fig. 26 ARMADO DE MURO DE RIGIDEZ (MR-I)



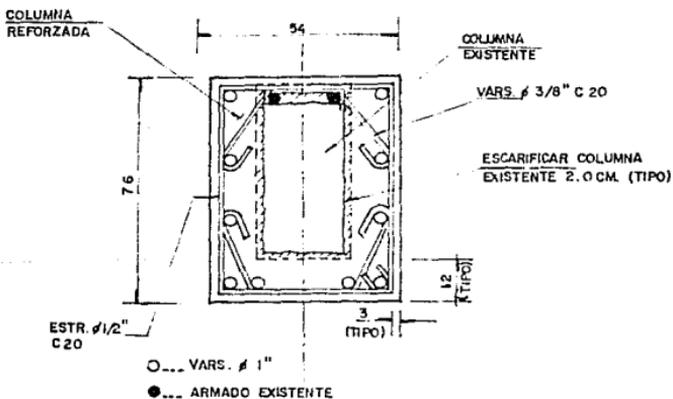
- ⊙ --- Vars existentes
- --- 13 Vars. # 1/2"
- --- Vars. adicionales # 1/2"

D E T A L L E - I

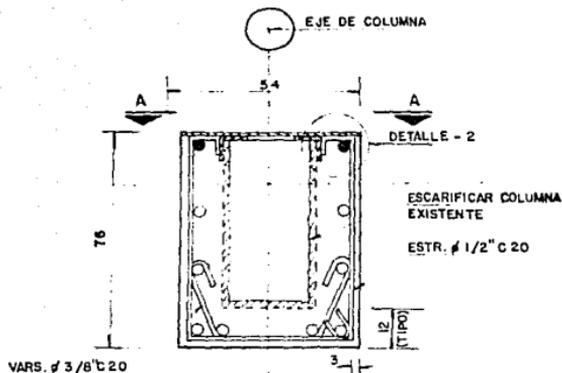
Fig. 27. ARMADO DE COLUMNA NUEVA



O --- VARS. # 1"
Fig. 29. REFUERZO DE COLUMNA FUERA DE ZONA DE COLINDANCIA (ALTURA LIBRE)



O --- VARS. # 1"
 ● --- ARMADO EXISTENTE
Fig. 30. REFUERZO DE COLUMNA EN ZONA DE COLINDANCIA (REBASANDO LA ALTURA DE LA COLINDANCIA)



○ --- VARs. # 1" (EN TODA SU ALTURA)

● --- VARs. # 1" (SOLO EN TRAMO LIBRE DE COLUMNA).

Fig. 31 REFUERZO DE COLUMNA EN LA ALTURA

CORRESPONDIENTE A ZONA DE COLINDANCIA

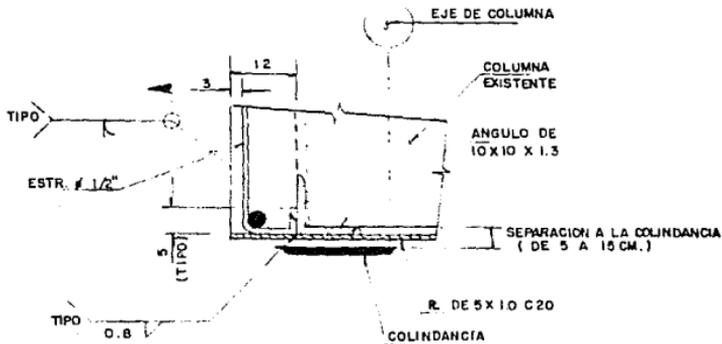


Fig. 32 DETALLE - 2

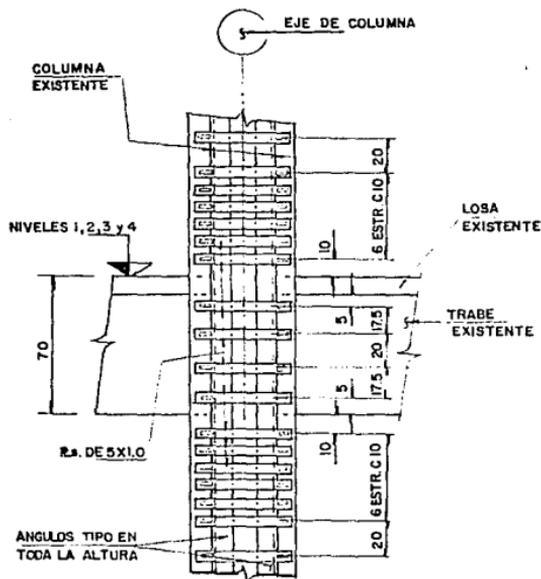


Fig. 33 VISTA A - A
VISTA POSTERIOR DE COLUMNA REFORZADA EN
EN ZONA POSTERIOR (COLINDANCIA)

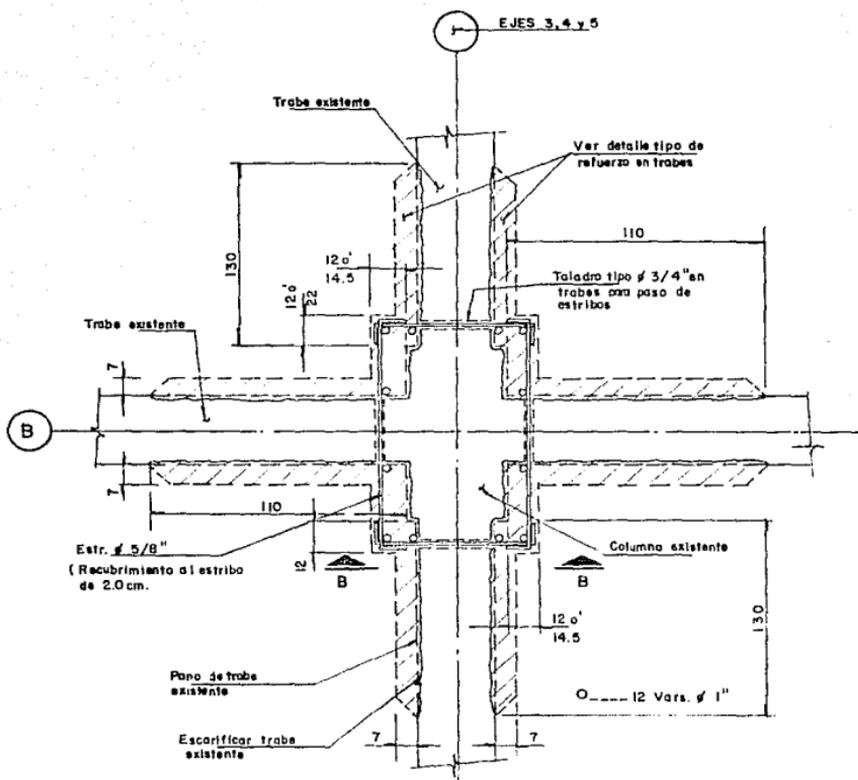


Fig. 34. REFUERZO DE COLUMNA Y TRABES EN ZONA DE NODOS
(NO CONTINUAS A MUROS DE RIGIDEZ)

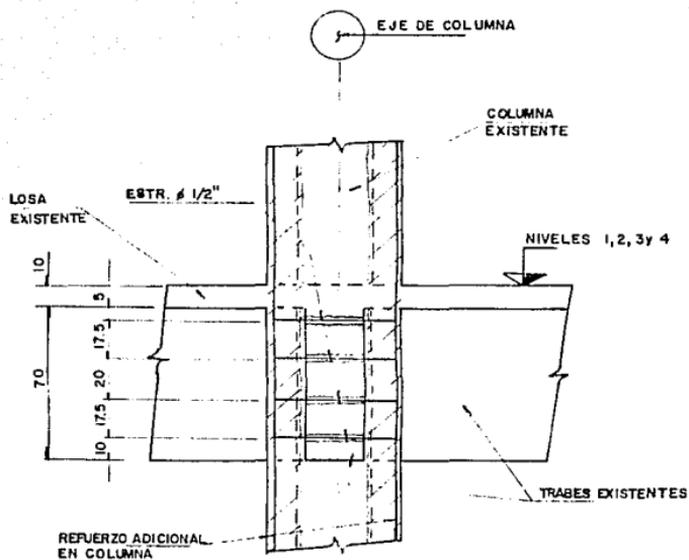


Fig. 35 C O R T E B - B

COLOCACION DE ESTRIBOS EN LA ZONA DE NODOS

NOTA: NO SE APRECIA EL ARMADO DE REFUERZO DE LAS TRABES.

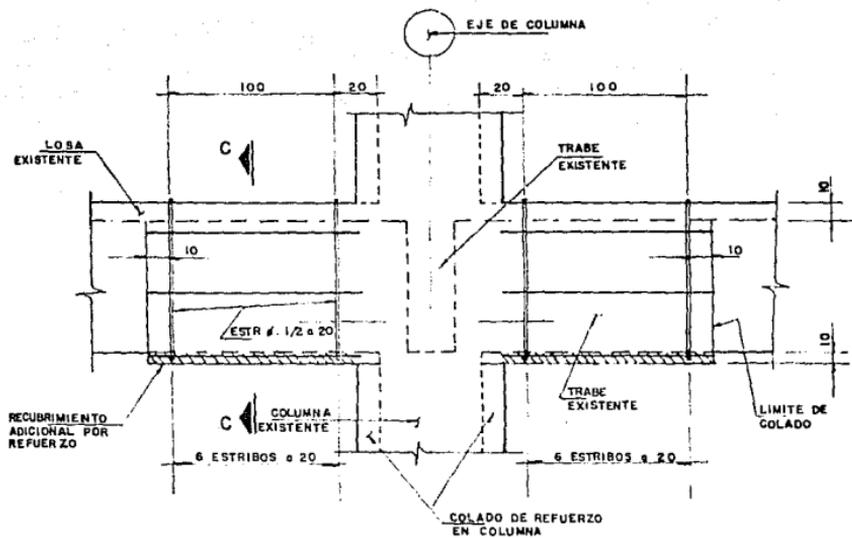


Fig. 36 - DETALLE TIPO DE REFUERZO EN LAS UNIONES
DE TRABES CON COLUMNAS

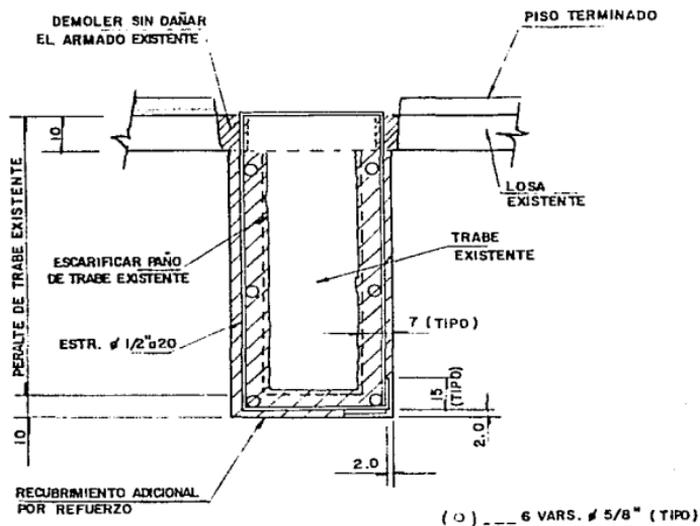


Fig. 37. - CORTE C-C. - REFUERZO DE TRABE DONDE NO EXISTE EQUIPO TELEFONICO

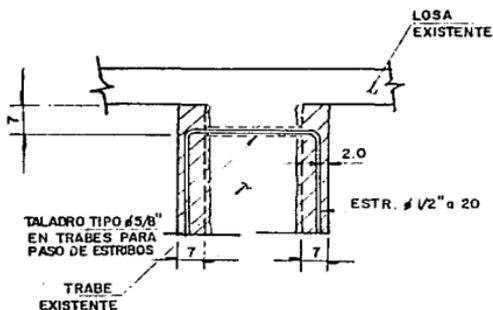


Fig. 38. - REFUERZO DE TRABE DONDE EXISTE EQUIPO TELEFONICO

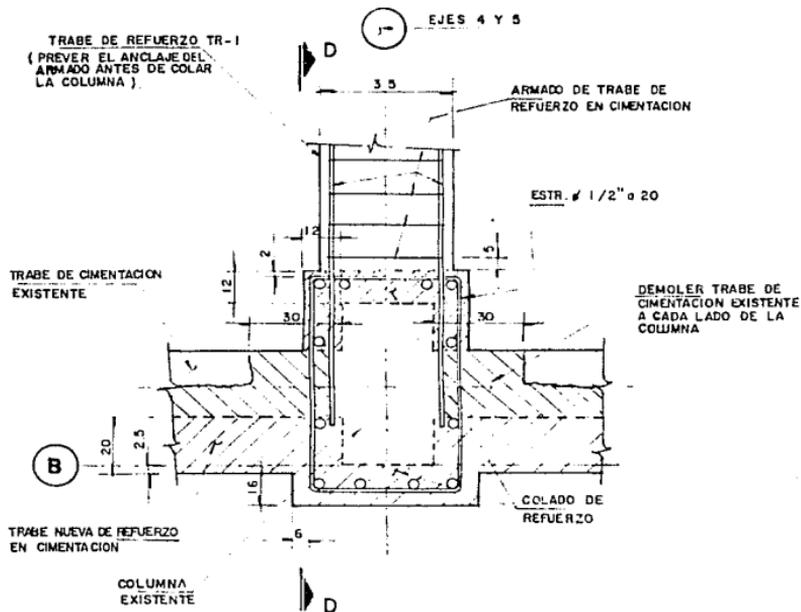


Fig. 39 - COLUMNA REFORZADA EN CIMENTACION (K-12 Y K-13)

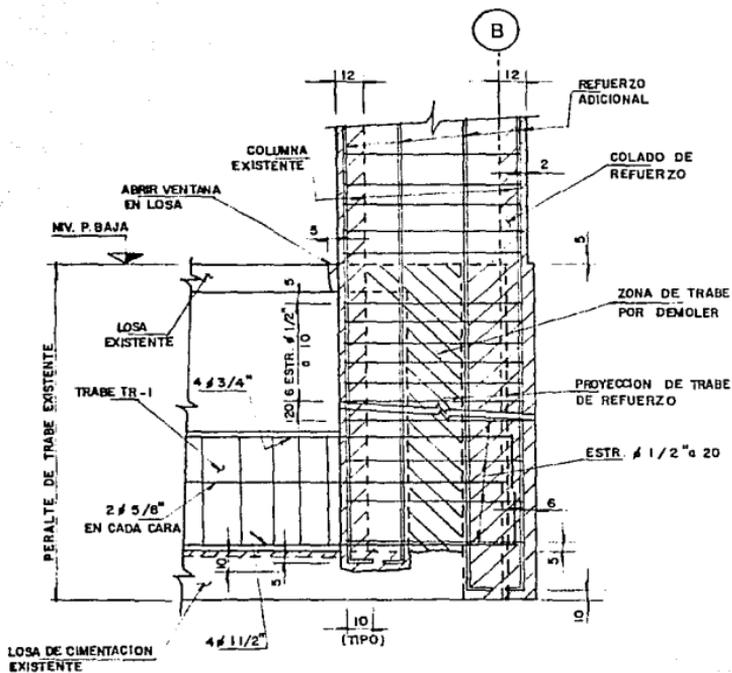


Fig. 40.- CORTE D-D ANCLAJE DE COLUMNA K-12 Y K-13
A CIMENTACION

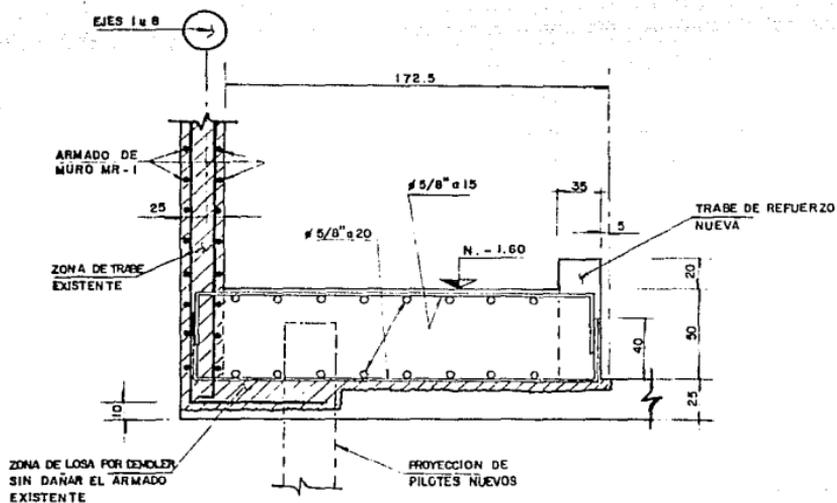


Fig. 41 - ANLAJE DE MURO DE RIGIDEZ Y LOSA DE
REFUERZO A CIMENTACION

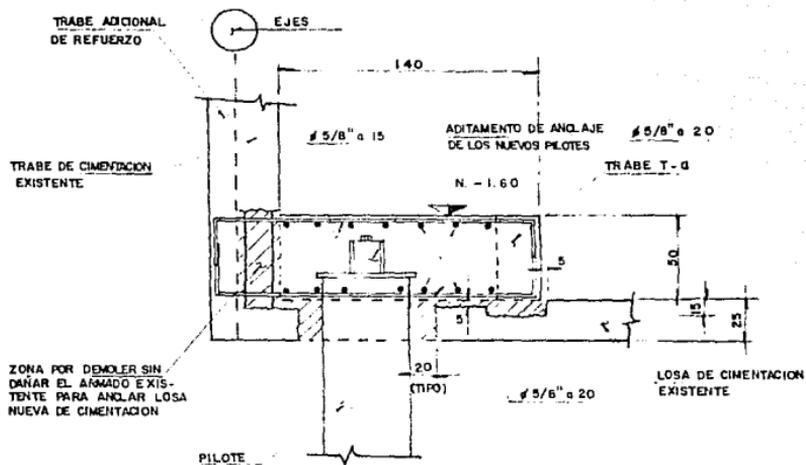


Fig. 42.- ANCLAJE DE LOSA DE REFUERZO NUEVA EN CIMENTACION A TRABE NUEVA

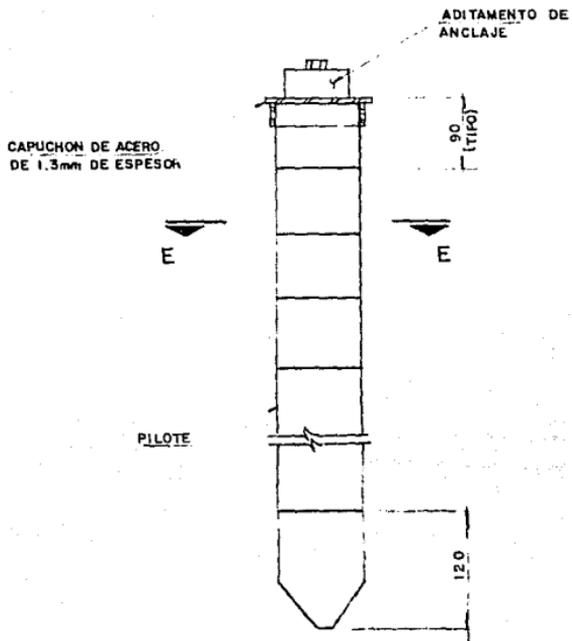
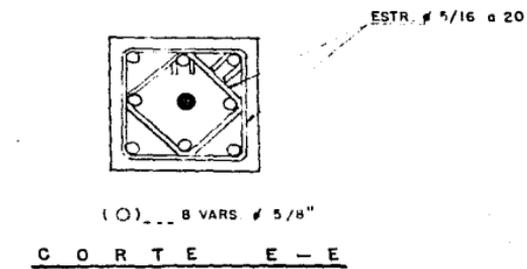


Fig. 43. - PILOTES NUEVOS - DETALLE DE ARMADO



Una vez que se tiene la información requerida para el reforzamiento, esta debe complementarse con los siguientes puntos:

Procedimiento Constructivo.- El cual nos indica los pasos a seguir, así como los elementos estructurales que deben reforzarse primero.

Especificaciones Constructivas.- Dichas especificaciones deberán venir en planos, o bien tenerse de una manera manual que puedan consultarse fácilmente en obra.

Tipo de materiales a utilizar.- Estos deben estar de acuerdo a especificaciones y adaptarse al tipo de elemento por estructurar.

En el desarrollo de éstos trabajos juega un papel importante una adecuada supervisión, para vigilar el desarrollo del proyecto, así mismo, el control de calidad de los materiales a utilizar. Y posteriormente un seguimiento del comportamiento estructural, que es más que nada el mantenimiento en todos los aspectos de la estructura.

C A P I T U L O

V I I I

"CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES"

La exposición del reforzamiento de una edificación, dañada por los sismos de septiembre de 1985, permite visualizar de una manera sencilla, los cambios involucrados por la aplicación de las Normas de Emergencia elaboradas a raíz de dichos sismos y que fueron la base para la realización del nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, sustituyendo así al anterior, editado en 1977.

De acuerdo a diversos estudios consultados, respecto a los factores que influyeron en las fallas de las estructuras de los edificios afectados, se encontró que el mayor número de daños lo sufrieron las estructuras de concreto a base de marcos rígidos en dos direcciones, de 6 a 15 niveles y que se localizaban desplantados en zona de lago (caso de nuestro edificio en estudio).

Los edificios definidos con las características anteriores, presentaron una alta probabilidad de sufrir el efecto de resonancia, ya que su periodo fundamental de vibración, resultó muy próximo al periodo dominante del sismo del 19 de septiembre de 1985.

Desde el punto de vista estructural, las principales fallas se debieron a que la respuesta de los edificios afectados fué distinta de la esperada, ya fuera por no haber realizado -

satisfactoriamente el proyecto estructural, por haberlo modificado inadecuadamente, deficiencia en el proceso constructivo y falta de mantenimiento durante su vida útil.

Estos aspectos tuvieron una influencia muy importante, ya que dieron origen a características estructurales indeseables, llevando a las construcciones a presentar un sistema estructural totalmente desfavorable para responder a los efectos sísmicos.

Dichas características están estrechamente relacionadas con las condiciones que pretenden evitarse al definir una correcta estructuración. Entre ellas destacan las irregularidades de rigidez y resistencia, en planta y elevación, las cuales provocaron torsiones excesivas.

Igualmente se observó que los requisitos de diseño no fueron totalmente suficientes, en algunos casos, para garantizar el comportamiento de los elementos estructurales ante un efecto de la magnitud manifestada.

Constructivamente también se encontraron fallas que se manifestaron en la mala respuesta estructural de las edificaciones, ocasionadas en algunas, por no respetar el proyecto estructural o bien, por la deficiencia en la ejecución de los traba-

jos correspondientes.

Además, el incumplimiento de requisitos preventivos tales como: la separación libre necesaria entre edificios, la acumulación de cargas excesivas (mayores a las de diseño), el cambio en el uso destinado para las construcciones, las modificaciones estructurales arbitrarias; con respecto a estos puntos, las Normas ratifican los requisitos ya establecidos por el Reglamento, tratando de hacer énfasis en la necesidad de su cumplimiento.

Sin embargo los puntos de mayor trascendencia establecidos por éstas, fueron el incremento del coeficiente sísmico y la restricción del factor de ductibilidad.

Analizando lo anterior se tiene que:

Para el Coeficiente Sísmico, se partirá del criterio en base al cual se elaboró el espectro de diseño del Reglamento, para la zona de Terreno Comprensible.

Dicho espectro, fué elaborado tomando como base las características del sismo de 1957 (el de mayor magnitud hasta antes de los de 1985). Este sismo, tuvo una magnitud de 7.5 con una aceleración máxima de 6% de la aceleración de la gravedad -- (0.06 g) y el espectro de diseño presentó valores de 0.24 g en

el intervalo de periodos de vibración en el cual podría desarrollarse el fenómeno de resonancia para dicha zona.

Esto representó valores cuatro veces mayores a los registrados en ese momento y mostraban un criterio adecuadamente conservador aún en el caso de presentarse el efecto de resonancia.

Ahora bien, el sismo de 1985 tuvo aceleraciones del 20% de la gravedad para la misma zona, por lo tanto, para las estructuras en las que no se desarrolló el fenómeno de resonancia, las aceleraciones de diseño cubrían satisfactoriamente las aceleraciones originadas por el sismo y los efectos generados por estas. Si se considera que el probable efecto de resonancia llevaría al doble de las aceleraciones registradas, las aceleraciones de diseño tendrían que ser al menos iguales al 40% de g, tal como lo indican las Normas de Emergencia para el rango de periodos en los que puede presentarse dicho efecto.

Desde este punto de vista, podría pensarse que los daños sufridos se debieron fundamentalmente a los efectos de resonancia. Sin embargo, en todos los casos de falla de los estudios consultados, siempre se encontró una deficiencia, ya fuera de diseño o constructiva. Esto significaría que a pesar -

de las características del sismo, no fué precisamente éste, - el factor principal que ocasionó múltiples daños.

De esta forma resultarían un tanto injustificados los valores dados por las Normas para los coeficientes sísmicos de los diferentes tipos de terreno (zona II y zona III).

En cuanto al factor de ductilidad, se sabe que, el con-creto pierde rigidez bajo los efectos de cargas repetidas, resultando evidente que pierde ductilidad y por lo tanto, es poco probable que la estructura alcance niveles elevados de de-formación.

Esto mismo, lleva a la necesidad de detallar en forma - más exigente los elementos estructurales y sus conexiones, y es la razón de que las Normas establezcan requisitos más es-trictos para el diseño de columnas.

Como ya se mencionó anteriormente, estos puntos fueron - los de mayor trascendencia, ya que su aplicación lleva a valores de rigidez y resistencia considerablemente mayores a los que se obtendrían si se aplicaran los mismos puntos pero de - acuerdo al Reglamento anterior. Basándose en la magnitud de - tales diferencias y en la incertidumbre de que los valores a-adoptados, sería válido cuestionarse si será necesario in-crementar la rigidez y resistencia de una estructura en la me-

da en que lo hacen las Normas, ya que si además, se considera que, construcciones similares a las afectadas, desplantadas - en terreno similar y diseñadas con el mismo Reglamento, no sufrieron daños, fué porque tenían la capacidad suficiente para resistir los sismos a que fueron sometidas, y por lo tanto sería muy importante estudiar los edificios que no sufrieron daño.

COMENTARIOS AL NUEVO REGLAMENTO DE
CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL
DEL 6 DE JULIO DE 1987.

En el nuevo Reglamento existen modificaciones de diversos tipos, los comentarios al respecto se enfocarán al aspecto estructural, dado el objetivo de este trabajo.

Los puntos primordiales son igualmente, el Coeficiente Sísmico y el Factor de Ductilidad, además los que de algún modo están involucrados en el diseño tales como: Cargas Vivas, Estados Límite, Excentricidades, Requisitos de Diseño, etc.

La restricción al factor de ductilidad es razonable, ésta restricción la mantiene el nuevo Reglamento, con la adición de requisitos especiales para el uso de factores de ductilidad mayores de 2, (3 y 4). Dichos requisitos están contenidos en el Capítulo de las Normas de Concreto, definidos co-

mo Marcos Dúctiles.

Como se mencionó, dicha restricción resulta razonable, pero para las características que se proporcionaría a la estructura al diseñarla con el Reglamento y las Normas.

Al solicitar requisitos más exigentes en el diseño de las estructuras, como los que se establecen en el capítulo de marcos dúctiles, puede deducirse, que las estructuras podrían desarrollar valores de ductilidad todavía mayores que los considerados por las Normas y el Nuevo Reglamento.

Por otra parte, los valores de los coeficientes sísmicos, considerados por las Normas de Emergencia, fueron ratificados por en Nuevo Reglamento. Nuevamente se cuestionaría, si será necesario incrementar la rigidez y resistencia de una estructura en la medida a la que llevan las modificaciones implantadas tanto por las Normas, como por el nuevo Reglamento.

Además, el estado límite por desplazamientos laterales, es restringido por el Reglamento actual, a 0.006 de la altura de entrepiso, en lugar de 0.008, y a 0.012, en lugar del 0.016.

Con estos puntos, al efectuar el análisis de una estructura, se hace necesario proporcionar secciones muy robustas -

para los elementos estructurales, ya que por un lado se incrementan las fuerzas sísmicas (por el coeficiente), y por otro, se deberán controlar los desplazamientos laterales. Si a esto se adicionan los requisitos que se indican para marcos dúctiles, se obtendrán elementos con características excepcionales, muchos de los cuales, en algunos casos, estarán sometidos a esfuerzos muy por debajo de los que son capaces de resistir con los requisitos de diseño mínimo.

Otro aspecto relevante del Nuevo Reglamento, son las condiciones de regularidad, las cuales, en términos generales tratan de evitar características indeseables en la estructuración de una edificación. De esta forma se distinguen las estructuras como regulares e irregulares, y se establecen las disposiciones para cumplir con cada una de ellas.

La irregularidad lleva implícito el incremento de las fuerzas sísmicas bajo las cuales debe diseñarse una estructura, lo que a su vez conduce a que se tenga una mayor capacidad de la misma, con lo cual se tendrá una mayor defensa en contra de los efectos desfavorables que pudieran originarse a causa de la irregularidad que presente.

Como podrá observarse, todos estos puntos, llevaron igualmente a cambios considerables en lo que se refiere a las

cimentaciones, tal es el caso de la cantidad de pilotes que se necesitaron para recimentar el edificio en estudio; de este modo, se podrá tener una idea de las necesidades que requerirán las cimentaciones ante los efectos producidos por la aplicación del Nuevo Reglamento.

La intención de estos comentarios, no es la de cuestionar la certeza de las medidas adoptadas por el Nuevo Reglamento, ya que si es necesario un aumento en la resistencia de las edificaciones, ante fuerzas sísmicas, pero no de la magnitud a la que llevan las Normas de Emergencia y en consecuencia el Nuevo Reglamento.

Considero que es de gran beneficio a nuestro Reglamento, el que existan Instituciones y personas, dedicadas a la investigación de los problemas de sismicidad y todo lo que se relaciona a la edificación de estructuras, para que se llegue más a fondo por razones de conocimiento, apegándose en lo posible a la capacidad real de las estructuras.