



14  
24

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
"ARAGON"

**PROYECTO ESTRUCTURAL PARA LA REHABILITACION  
POST-SISMICA DE UNA CENTRAL TELEFONICA**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

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

**EBER FLORES AVILA**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1992



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## INDICE

### PROYECTO ESTRUCTURAL PARA LA REHABILITACION POST-SISMICA DE UNA CENTRAL TELEFONICA

#### CAPITULO I.- INTRODUCCION

	PAGS.
1.1.- Origen de los sismos.	1
1.2.- Sismicidad de la República Mexicana.	8
1.3.- Tectónica global y sismicidad de México.	9
1.3.1.- Características del desplazamiento horizontal de placas.	10
1.3.2.- Características de la convergencia de placas.	11
1.3.3.- Terremotos interplaca o típicos de subducción.	12
1.3.4.- Terremotos interplaca, por fracturamiento de la placa subducente de Cocos.	13
1.3.5.- Terremotos interplaca, por deformaciones tensionales de la corteza terrestre.	14
1.3.6.- Terremotos interplaca, por deformaciones de compresión de la corteza y manto de la placa de Norteamérica	15
1.4.- El sismo de 1985.	16
1.5.- Repercusiones del sismo del 19 de septiembre de 1985 en el Reglamento de Construcciones.	18

	PAGS.
1.6.- Alcances del presente trabajo	21
CAPITULO II._ DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y EVALUACION DE SUS CONDICIONES DE SEGURIDAD.	
2.1.- Descripción de la estructura original.	25
2.2.- Evaluación de las condiciones de seguridad.	30
2.3.- Aplicación de la metodología anterior al edificio tema de esta tesis.	34
2.3.2.- Visita preliminar al edificio en estudio.	34
2.3.1.1 Daños no estructurales.	35
2.3.1.2 Daños estructurales.	35
2.3.2.- Condiciones de seguridad.	36
2.3.3.- Clasificación de la estructura según su importancia.	37
2.4.- Recopilación de información técnica.	38
2.5.- Trabajos de sitio.	38
2.5.1.- Levantamiento geométrico.	39
2.5.2.- Levantamiento topográfico del terreno.	45
2.5.3.- Identificación de los sistemas estructurales.	47
2.5.4.- Levantamiento geométrico de las instalacio- nes.	49
2.5.5.- Extracción de muestras para definir la cali- dad de los materiales de construcción.	58

	PAGS.
2.5.5.1 Métodos para valuar la resistencia del concreto.	58
2.5.5.2 Métodos para conocer la resistencia en el acero, de refuerzo.	59
2.5.6.- Ejecución de calas para definir el refuerzo en elementos principales.	63
2.5.6.1 Calas en columnas.	63
2.5.6.2 Calas en vigas.	69
2.5.7.- Ejecución de calas para el reconocimiento de la cimentación.	72
2.5.8.- Mecánica de suelos.	76
2.5.8.1 Condiciones geotécnicas del sitio.	76
2.5.8.2 Interpretación estatigráfica y propiedades mecánicas.	85
2.5.9.- Análisis geotécnico.	88
2.6.- Levantamiento de daños.	91
2.7.- Elaboración del modelo estructural.	103
2.7.1.- Revisión de la estructura con las normas de su época.	107
2.7.2.- Revisión de la estructura con el Reglamento de 1987.	107
2.8.- Verificación experimental.	108
2.9.- Conclusiones del estudio preliminar.	109

CAPITULO III.- REVISION DEL PROYECTO ORIGINAL CONFOR-  
ME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE  
1976 Y 1987.

	PAGS.
3.1.- Generalidades.	110
3.2.- Revisión de la estructura en su estado actual y según el Reglamento de 1987.	110
3.3.- Determinación de acciones permanentes, va- riables y accidentales.	111
3.3.1.- Acciones permanentes.	112
3.3.2.- Acciones variables.	112
3.3.3.- Acciones accidentales.	113
3.4.- Distribución de cargas.	116
3.5.- Método de las rigideces para el análisis numérico, marcos que conforman la estructura.	122
3.6.- Parámetros de diseño.	129
3.6.1.- Espectro para diseño sísmico.	129
3.6.2.- Factor de comportamiento sísmico (factor de ductilidad).	132
3.6.3.- Reducción de fuerzas sísmicas.	135
3.6.4.- Factor de importancia.	136
3.7.- Análisis sísmico por los métodos dinámico modal y estático.	136
3.7.1.- Determinación de pesos para análisis sísmi- co de la estructura.	136

	PAGS.
3.7.2.- Rigideces de los sistemas resistentes.	138
3.7.3.- Análisis sísmico por el método dinámico modal.	141
3.7.4.- Análisis sísmico por el método estático.	147
3.7.5.- Análisis por torsión.	150
3.7.6.- Resultados por el análisis por torsión.	157
3.8.- Envolventes de diseño.	160
3.9.- Revisión de vigas.	162
3.9.1.- Flexión.	162
3.9.2.- Revisión para fuerza cortante.	165
3.9.3.- Revisión de la viga eje 10.	167
3.10.- Revisión de columnas.	171
3.10.1 Características generales.	171
3.10.2 Revisión de los efectos de esbeltez.	172
3.10.3 Revisión de columnas por flexocompresión.	173
3.10.4 Revisión de la columna ejes A-9 nivel 1.	174
3.11.- Revisión de la estructura en su estado actual según el Reglamento de 1976.	176
3.11.1 Parámetros de diseño.	177
3.11.2 Análisis sísmico estático.	178
3.11.2.1 Determinación de fuerzas sísmicas y obtención de rigideces.	178
3.11.3 Análisis sísmico modal.	179
3.11.4 Análisis sísmico estático y torsión.	181
3.11.5 Método de las rigideces para la obtención de elementos mecánicos.	184

	PAGS.
3.11.6 Revisión de los elemntos estructurales.	188
3.11.7 Conclusiones.	192

#### CAPITULO IV.- DISCUSION DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION.

4.1.- Identificación del problema principal.	194
4.2.- Técnicas de reparación de edificios.	195
4.3.- Refuerzo local de elementos.	196
4.4.- Incremento en la resistencia del edificio a las fuerzas laterales.	196
4.5.- Alternativas de rehabilitación para el edificio en estudio.	197
4.5.1.- Encamisado en columnas.	198.
4.5.2.- Refuerzo con contraventeo metálico.	199
4.5.3.- Ampliación de los marcos al exterior.	201
4.6.- Comparación del análisis por torsión de las alternativas de rehabilitación.	202

#### CAPITULO V.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCION ADOPTADA.

5.1.- Descripción de la propueta aceptada para la rehabilitación.	205
5.2.- Idealización de la estructura para su análisis.	206



	PAGS.
5.3.- Parámetros de diseño.	211
5.3.1.- Espectro de diseño.	211
5.4.- Análisis sísmico estático y dinámico modal.	212
5.4.1.- Análisis sinásmico modal.	214
5.4.2.- Análisis sísmico estático.	216
5.5.- Revisión del marco existente.	219
5.6.- Diseño de los marcos nuevos.	223
5.7.- Diseño de la cimentación nueva.	229
5.8.- Comparación del estado original de la estructura con el estado posterior a la rehabilitación.	233
5.9.- Procedimiento constructivo.	235

## CAPITULO VI.- CONCLUSIONES,

6.1.- De los estudios preliminares.	236
6.2.- Del análisis de la estructura.	239
6.3.- De la comparación de alternativas.	239
6.4.- Del diseño estructural.	240
6.5.- De los procedimientos constructivos.	241

## CAPITULO I

### INTRODUCCION

#### 1.1 Origen de los Sismos.

Se le llama temblor o sismo a cualquier vibración o estremecimiento del suelo. La tierra puede temblar por razones muy diversas, entre las que se tienen:

- Explosiones
- Colapsos del subsuelo
- Erupciones
- Deslizamientos o acomodamiento por debajo de la superficie terrestre
- Otros

Los sismos producidos por las explosiones volcánicas pueden ser bastante fuertes, sin embargo la mayor parte de los temblores, sobre todo los más fuertes tienen origen tectónico.

Nuestro planeta, está formado por capas concéntricas, la más superficial es la corteza, cuyo espesor es alrededor de 30 km en los continentes, y se reduce a 15 km en los océanos. El límite inferior de la corteza terrestre se conoce como "discontinuidad de Mohorovic". Por debajo está el manto que se extiende hasta una profundidad de 2,900 km, donde se encuentra el núcleo de la tierra. Tomando en cuenta que el radio de la tierra es de 6,378 km, resulta que el núcleo terrestre es una esfera - de 3,478 km. de radio.

El cascarón más externo de la tierra se comporta como un cuerpo rígido. Esta porción tiene un espesor de aproximadamente 100 km. y forma la litósfera, constituida por la corteza y parte del manto, desde una perspectiva geológica (es decir, en períodos del orden de millones de años) es similar al de un líquido.

Dicho recubrimiento sólido no es continuo, sino que está - partido en pedazos similares a los gajos de una pelota de fútbol; a estas porciones se les llama placas. Las que forman o - colindan con nuestro país son: las del pacífico, la de Norteamé - rica, la de cocos y la del Caribe. Otras placas muy importantes son: la de Nazca, la Sudamericana, la Africana, Euroasiática, la Australiana y la Antártica (ver fig. 1.1)



**FIG. 1.1** PRINCIPALES PLACAS  
DEL MUNDO

Las placas están en contacto y se desplazan entre sí, con movimientos relativos. A veces se deslizan paralelamente sobre sus márgenes, pero otras veces una se sumerge por debajo de otra. Las causas de los movimientos de las placas se desconocen, pero se conjetura que se deben a lentas corrientes de convección en el manto, el cual arrastraría a las placas al desplazarse.

La frontera o contacto entre las placas, en zona de subducción, es una gigantesca falla o sistema de fallas. Así, por ejemplo, frente a las costas de Guerrero y Michoacán se encuentra el contacto entre las placas de Norteamérica y de Cocos, lo que origina la profundidad oceánica conocida como fosa de Acaapulco. (fig. 1.2)

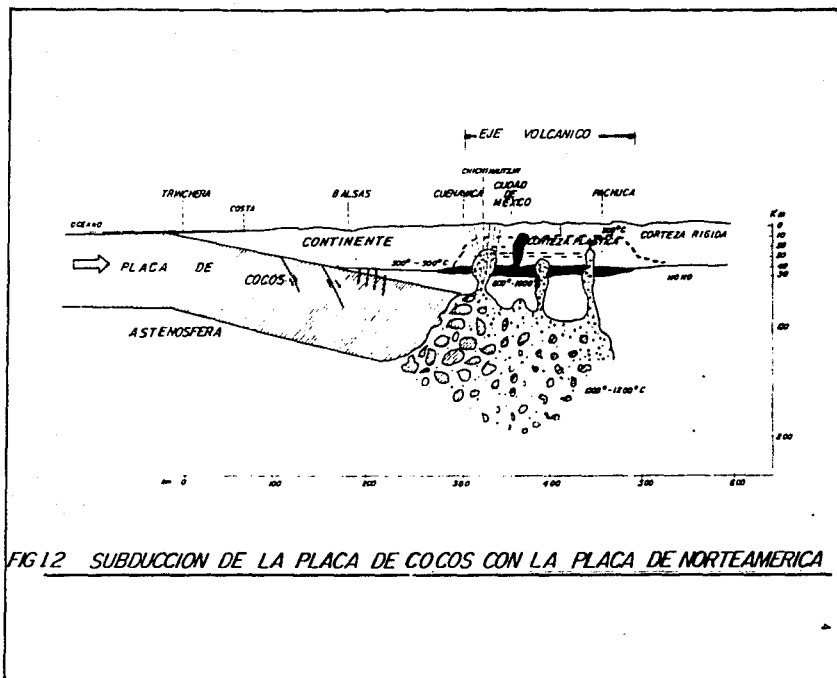
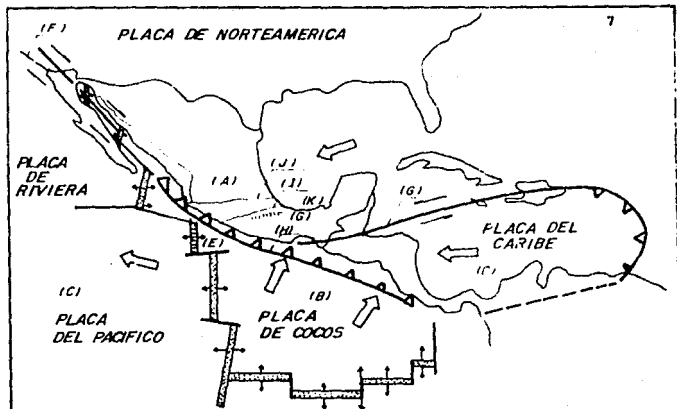


FIG 12 SUBDUCCION DE LA PLACA DE COCOS CON LA PLACA DE NORTEAMERICA

El movimiento de una placa bajo la otra no es continuo, -- pues la fricción origina discontinuidades en el desplazamiento. Por ello, el esfuerzo se acumula hasta llegar a un nivel mayor que la fuerza de fricción entre las placas, lo que produce un deslizamiento súbito que genera las ondas sísmicas o vibraciones del terreno, mismas que constituyen el temblor o terremoto. Así, cada movimiento repentino es un temblor, pero al mismo -- tiempo ese movimiento es el que mantiene a la placa continental por encima del océano. De esta manera, el motor de los sismos es el mismo que genera los cambios geológicos: Sin él no tendríamos continentes, valles, ni atmósfera o vida sobre la tierra.

Se reconoce en la actualidad que en las placas existen segmentos llamados brechas, que tienen relativa independencia de movimiento. En México, que es un país altamente sísmico (fig. 1.3) debido a que su costa del Pacífico está en el borde de una zona de subducción, en la que la placa de Norteamérica cabalga sobre la de Cocos, existen varias de estas brechas, entre ellas están las de Jalisco, Michoacán, Guerrero, Ometepec y Tehuantepec. Es necesario distinguir dos clases de movimientos en las fronteras de subducción: Sismos ordinarios y sismos característicos. En la zona de subducción Mexicana se generan sismos característicos con magnitud del orden de 7.8 a 8.2 y cuya longitud de ruptura tiene cierta correlación con el tamaño de las -- brechas y puede alcanzar unos 200 km. Por otra parte, los sismos ordinarios son más pequeños y más frecuentes.

Suelen transcurrir muchos años antes que se repita un sismo característico en una misma brecha. Por ejemplo, en el caso de México, los periodos de recurrencia se han estimado entre 35 y 80 años. Durante este tiempo la brecha está quieta, en el sentido de que no presenta actividad sísmica mayor, por lo que se habla de una zona de quietud. En general una zona de quietud que se localiza en una zona de subducción sísmica indica que se está acumulando energía que finalmente tendrá que liberarse en forma de sismo. Es por eso que estas zonas de quietud sísmica constituyen los indicios más significativos para realizar la predicción de los temblores. Es evidente que si es posible determinar, a través de la observación directa de las fallas, el momento en que esta energía sea liberada, la predicción de los temblores sería una realidad. Sin embargo, hasta ahora la ciencia no ha logrado dar este último paso.



**PLACAS:**

- A1 NORTEAMERICANA
- B1 COCOS
- C1 PACIFICO
- D1 CARIBE
- E1 RIVIERA

**FALLAS:**

- F1 DE SAN ANDRES
- G1 DEL GRAN CAMAN
- H1 TRINCHERA DE ACAPULCO
- I' ZACATEPECO
- J1 OAXACA

**VULCANISMO:**

- K1 EJE VOLCANICO

**FIG. 1.3. DISPOSICION DE LAS PLACAS TECTONICAS**



## 1.2 Sismicidad de la República Mexicana.

México presenta una notable actividad sísmica en diversas regiones de su territorio, en donde sus grandes terremotos liberan alrededor del 3% de la energía sísmica mundial, (fig. 1.4). En México, en promedio, ocurre un sismo de magnitud Richter mayor que 7.0 cada dos años. En el siglo XX han ocurrido en México 8 sismos de igual o mayor que 8.0 ( 1900, 8.1; 1903, 8.3; - - 1907, 8.2; 1928, 8.0; 1931, 8.0; 1932, 8.4 y 8.0; 1985, 8.1), - afectando regiones densamente pobladas del sur del país. Las - ciudades de Oaxaca, Guadalajara y México, entre otras, han sufrido daños importantes por dichos terremotos. Descripciones - históricas sugieren que en 1768 México fue afectado por un gran terremoto de 8.5. Estos terremotos afectan grandes extensiones del territorio nacional y pueden generar maremotos, peligrosos para los poblados de la costa Sur de México o situados en otras latitudes de la costa del océano Pacífico. Un sismo de magnitud 8.1, como el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, fue originado por una falla de 150 km de longitud a lo largo de la - trinchera de Acapulco; uno de 8.5, como el del año de 1768 debe haberse originado en una falla de unos 350 km. de longitud.



**FIG. 1.4.** MAPA EPICENTRAL DE LOS SISMOS MAYORES ( $M \geq 7.0$ ) OCURRIDOS EN MÉXICO DESDE 1900 A LA FECHA. SE OBSERVA QUE LA MAYOR LIBERACIÓN DE ENERGÍA SISMICA OCURRE EN LA PARTE SUR DE LA REPUBLICA.

En la actualidad en México hay dos zonas en el sur, a lo largo de la trinchera de Acapulco, a las que se les asigna una alta probabilidad de generar un terremoto mayor, de magnitud comprendida entre 7.9 y 8.8. Las denominamos las brechas de Guerrero y Tehuantepec.

Estos ejemplos justifican la necesidad que tiene México para desarrollar investigaciones y observaciones sismológicas.

### 1.3 Tectónica Global y Sismicidad de México.

La actividad sísmica de México tiene su origen en los fenómenos neotectónicos producto de la interacción de cuatro gran-

des placas (fig. 1.3) que son:

- Norteamericana
- Del Pacífico
- Del Caribe
- La de Cocos.

En el análisis del potencial sísmico también hay que considerar la pequeña placa de la Riviera. En general en México se presentan dos tipos de actividad sísmica:

- A.- Zona de desplazamiento horizontal de placas. (Placas - de Norteamérica y del Pacífico).
- B.- Zona de convergencia de Placas. (Placas de la Riviera y Norteamérica, Placas de Cocos y Norteamérica, Placas de Cocos y del Caribe.

### 1.3.1 Características del Desplazamiento Horizontal de Placas.

El movimiento relativo de la Placas de Norteamérica y del Pacífico da origen, en México, a la actividad sísmica que ocurre en el Golfo de California y en la parte norte de la Península de Baja California. Los grandes sismos presentan por lo general, un movimiento transcurrente lateral derecho a lo largo de fallas de rumbo. Un ejemplo de desplazamiento repentino en este sistema es el terremoto de Mexicali-Valle Imperial,  $M_s=6.9$ , ocurrido el 14 de octubre de 1979 que causó daños tanto en Méxi

co como en los Estados Unidos de Norteamérica.

El movimiento relativo entre las Placas de Norteamérica y del Pacífico, a lo largo de las fallas de San Andrés y San Jacinto, presentan valores promedios de 2.5 y 10 cm./año; el potencial sísmico en México, en el norte de la Península de Baja California, está asociado a la extensión de este sistema de fallas hacia el sur.

Hay que recordar que en 1887 ocurrió el terremoto de Bavispe, Sonora que afectó a poblados fronterizos de México y E.U.A. su magnitud fue de 7.4 y su mecanismo focal corresponde al de una falla normal con desplazamiento de 3m. a lo largo de 80km. de longitud y unos 15km de profundidad. El origen de este terremoto tiene relación con la provincia tectónica Basin and Range controlada por esfuerzos tensionales horizontales de la corteza terrestre. En los Estados Unidos de Norteamérica, gracias a la amplia cobertura instrumental está claramente definida la actividad sísmica asociada a la provincia tectónica Basin and Range; en México, esta provincia sismotectónica no ha sido estudiada instrumentalmente.

### 1.3.2 Características de la Convergencia de Placas.

La interacción de las Placas de Cocos y Norteamérica en el sur de México (fig. 1.3) da origen a grandes sismos, que por su naturaleza podemos diferenciar en cuatro tipos fundamentales:

- 1.- Interplaca; debido al desplazamiento relativo de ambas placas a profundidades someras (15-35 km);
- 2.- Interplaca; por fracturamiento de la placa subducente de Cocos (fig. 1.2 a profundidades intermedias (40-150 km).
- 3.- Interplaca; por deformaciones tensionales de la corteza terrestre (5-15 km) debido a fenómenos volcánicos;
- 4.- Interplaca; por deformaciones de compresión de la corteza y manto de la Placa de Norteamérica a profundidades someras (20-30 km).

### 1.3.3 Terremotos Interplaca o Típicos de Subducción.

Presentan en México las mayores Magnitudes registradas instrumentalmente. En junio de 1932, los terremotos de Jalisco alcanzaron una magnitud de 8.4 y 8.0 en la escala de Richter. En este siglo en el sur de México, entre Jalisco y Oaxaca han ocurrido 33 sismos de magnitud mayor que 7.0. Las placas de Cocos y Norteamérica convergen con una velocidad promedio de 6 cm/año. Los grandes sismos liberan aproximadamente la mitad de la energía elástica acumulada por dicho movimiento; la otra mitad se libera por procesos asísmicos.

Un ejemplo de estos grandes terremotos es el ocurrido el 19 de septiembre de 1985 de magnitud de 8.1 y de carácter complejo, pues estuvo constituido por dos eventos de aproximadamente igual magnitud que ocurrieron a 27 segundos de diferencia, y con epicentros distantes alrededor de 100 km, estando situado -

el segundo al sureste del primero. Al día siguiente, 36 horas después del terremoto del 19 de septiembre, ocurrió otro terremoto de magnitud 7.5 situado a continuación del área de réplicas del terremoto principal. Fenómenos de ésta y mayor complejidad se presentan también en otras zonas de subducción. El modelo de la tectónica de placas es útil para predecir las regiones de mayor potencial sísmico, pero insuficiente para pronosticar el grado de complejidad de las rupturas por encadenamiento casi simultáneo de dos o más unidades sismogénicas. El terremoto de 1768 pudiera constituir un evento múltiple que rompió más de una unidad sismogénica, dando como resultado un terremoto mayor, de magnitud del orden de 8.5.

#### **1.3.4 Terremotos Interplaca, por Fracturamiento de la Placa Subducente de Cocos.**

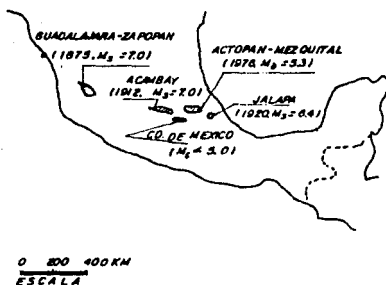
En México, la placa oceánica de Cocos penetra por debajo de la placa de Norteamérica con un ángulo que varía de 35° en Colima-Michoacán, a 15° en Oaxaca. La expresión superficial de este fenómeno es un eje Volcánico Transmexicano no paralelo con la trinchera de Acapulco. Además, a profundidades del orden de 50 a 100 km, en la Placa de Cocos se producen tensiones que originan sismos de gran magnitud, del orden de 6.5 a 7.0, que causan graves daños en las poblaciones del interior de la República. Ciudades de los Estados de Puebla, Veracruz y Norte de Oaxaca han sido afectadas por terremotos de este tipo, se cree -- que terremotos de esta naturaleza pueden ocurrir también en la

parte norte de los Estados de Guerrero y Michoacán, pues allí - ocurren sismos de magnitud media, menor que 6.0, originados por esfuerzos tensionales en la placa de Cocos que subduce.

Como ejemplo de este tipo de terremotos se tiene el de Córdoba, Orizaba de Agosto de 1973, y el de Huajuapán de León de Octubre de 1980, ambos de magnitudes del orden de 7.0. El de mayor magnitud de este siglo ocurrió al sur de la Ciudad de Oaxaca, en enero de 1931, con magnitud igual a 8.0 y profundidad de 40 km.

#### **1.3.5 Terremotos Interplaca, por Deformaciones Tensionales de la Corteza Terrestre.**

En el sur de México también ocurren sismos de gran magnitud (M 7.0), asociados al Eje Volcánico Transmexicano. Estos sistemas generalmente son del tipo de falla normal (ver fig. 1.5), someros (5-15 km. de profundidad) controlados por esfuerzos tensionales de la corteza. Los dos sismos más notables ocurridos durante este siglo en 1912 son los de Tixmadeje-Acambay, Edo. de México y magnitud de 7.0; el segundo ocurrió en 1920 a 30 km. de la ciudad de Jalapa, Ver. con magnitud de 6.5. Estos terremotos son especialmente peligrosos en la región epicentral por su poca profundidad.



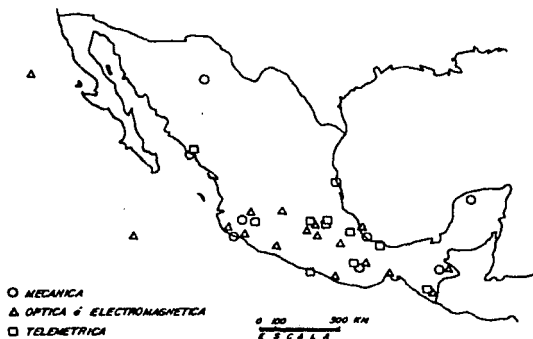
**FIG. 1.5.** MAPA ESQUEMATICO DE LAS REGIONES DEL EJE VOLCANICO MEXICANO QUE HAN SIDO AFECTADAS REPETIDAMENTE POR SISMIOS SOMEROS DE MODERADA A GRAN MAGNITUD. ESTOS SISMIOS SON ESPECIALMENTE PELIGROSOS POR OCURRIR EN ZONAS DENSAMENTE POBLADAS.

### 1.3.6 Terremotos Interplaca, por Deformaciones de Compresión de la Corteza y Manto de la Placa de Norteamérica.

En la región del Golfo de México también ocurren sismos, - debido a la deformación compresional de la corteza terrestre, - por convergencia de las placas de Norteamérica y de Cocos. Estos sismos presentan en general magnitudes moderadas, menores - de 5.5. Sin embargo, en la región de Jaltipan-Coatzacoalcos, - en el Estado de Veracruz, han ocurrido terremotos destructores como el del 26 de Agosto de 1959, de magnitud 6.4 y a profundidad de 20 km. Los antecedentes históricos confirman que esta - zona ha sido afectada anteriormente por terremotos similares, -



lo que significa que en ella existe un peligro sísmico permanente. Esta es una región que actualmente no está instrumentada - por lo que requiere de una atención urgente. (fig. 1.6).



**FIG.16** DISTRIBUCION ACTUAL DE LA RED DE OBSERVATORIOS SISMOLOGICOS DEL INSTITUTO DE GEOFISICA, UNAM. AMBIVAMENTE LA RED CUBRE LA ZONA SISMICA DEL SUR DEL PAIS; SIN EMBARGO, LA DIVERSIDAD Y OBSOLECENCIA DEL INSTRUMENTAL NO PERMITEN ASEGURAR UN MONITORIO CONFIABLE DE LA ACTIVIDAD SISMICA DE MEXICO.

#### 1.4 El Sismo de 1985.

La mañana del 19 de septiembre la ciudad de México fue sacudida por un sismo de magnitud de 8.1 en la escala de Richter, el epicentro estuvo localizado frente a la costa de Michoacán. Se estima que fue más intenso que el de 1911. Causó gran destrucción y pérdidas de aproximadamente 10,000 vidas humanas, -- 1000 edificios se colapsaron o dañaron irreparablemente, y muchos más experimentaron daños de diversos grados de importancia;

buen número de ellos tuvo que ser demolido posteriormente.

La intensidad del sismo fue mucho mayor y sus características mucho más destructivas, que cualquier otro terremoto sufrido con anterioridad. Los daños en edificios fueron mucho más extensos; su concentración en ciertas zonas demuestra, una vez más, la gran importancia que tiene el suelo en las características de las ondas sísmicas que se propagan a través de él y en la respuesta de los edificios.

Los túneles y estaciones subterráneas del metro no sufrieron daños de consideración, al igual que el sistema de drenaje, la red de agua potable: en tuberías principales se rompieron en varias docenas de secciones, y hubo más de 7000 fracturas en la red secundaria.

Los registros instrumentales que se obtuvieron del temblor señalan no sólo su gran intensidad, sino también otras características que lo hicieron destructivo, como su gran duración y el elevado número de ciclos con períodos casi constante.

En terrenos duros y relativamente firmes se registraron -- aceleraciones horizontales máximas comprendidas entre 1 y 4 por ciento de la gravedad; los daños experimentados por los edificios construidos en esos terrenos, que pertenecen a la zona I, fueron casi nulos. En la zona III en la proximidad del edificio principal de la S.C.T. en terreno altamente compresible, la

aceleración máxima del terreno alcanzó el 20 por ciento de la gravedad; los registros muestran un período notoriamente dominante de 2.0 segundos, y el 50% de la aceleración máxima se excedió 21 veces. El espectro de respuesta calculado partiendo del registro del temblor muestra que los edificios con período fundamental de vibración de alrededor de 2 segundos y amortiguamiento del 5% del crítico (más grande que el de muchas construcciones reales) quedaron sometidos a aceleraciones horizontales algo mayores que la de la gravedad.

Por otro lado las instalaciones telefónicas del área metropolitana del D.F. sufrieron el daño más grave que haya padecido una red telefónica en el mundo. La central telefónica Victoria sufrió colapso en cuatro de sus niveles y la Central San Juan, perdió equipo costoso debido al terremoto por lo que originó la suspensión del servicio a 36,000 usuarios.

#### **1.5 Repercusiones del Sismo del 19 de Septiembre de 1985 en el Reglamento de Construcciones.**

Los sismos del 19 y 20 de septiembre afectaron gravemente diferentes ciudades del País causando efectos desastrosos en la Ciudad de México. Su magnitud, intensidad y carácter, excedió a las previsiones de diseño sísmico consignadas en el reglamento de construcciones de 1976.

El reglamento de noviembre de 1976 incorporaba las guías -

de emergencia establecidas después del fuerte sismo de julio de 1957 que derribó el Angel del monumento de la Independencia. - Este sismo evidenció las deficiencias en el reglamento de 1942, las cuales reflejaban las prácticas establecidas en otros países y la experiencia del sismo de 1942 en el estado de Jalisco. El reglamento de 1942 eximía a las construcciones de menos de cinco pisos de su diseño sísmico; para construcciones más elevadas consideraba la acción de la aceleración horizontal estática igual a 5% de la fuerza de gravedad. Esto estaba justificado - desde que los edificios diseñados en Tokio, Japón, por Tachu -- Naito, con una aceleración de un décimo de la fuerza de gravedad, resistieron el sismo de 1923.

Parecía justificable que en el reglamento de 1942 se considerara un 5% de la aceleración de la gravedad, ya que la ciudad de México se encuentra menos expuesta a sismos que la ciudad de Tokio.

Posteriormente la intensidad del sismo de 1957 generó la formulación de un nuevo reglamento que comprendió requisitos -- adicionales. Sin embargo, como consecuencia de los sismos de 1962 y 1964 y sus efectos en la Cd. de México y Acapulco, así como de la experiencia de edificios modernos en otras ciudades del mundo y de los resultados de investigaciones nacionales y -- extranjeras, en 1966 se elaboró un nuevo reglamento. Este fue reemplazado por el de 1976, el cual incorporaba las últimas investigaciones nacionales, así como las experiencias obtenidas, -- por lo que era avanzado, y el cual influyó en algunos reglame-

tos de Nueva Zelanda, Canadá, Estados Unidos, El Salvador, Nicaragua y Venezuela.

A pesar de esto, fue imposible prever un sismo como el de - septiembre de 1985, por lo que fueron dadas las Normas de Construcción de emergencia, emitidas el 18 de octubre de 1985 y posteriormente el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias en Julio de 1987.

Las Normas de Emergencia obligan a los propietarios de edificios dañados a realizar dictamen técnico, para la evaluación de estabilidad estructural de los edificios y repararlos en caso necesario. En estructuras de gran importancia y de Servicios públicos, como son Escuelas, Hospitales, Templos, Centrales Telefónicas, etc. que no sufrieron daños considerables, se decide realizar su evaluación estructural. en el caso de las centrales telefónicas, su importancia, está en la continuidad de la transferencia de las comunicaciones, el equipo con el que cuenta es sumamente costoso, por eso pertenece a las estructuras del grupo A. Teléfonos de México a raíz del sismo de septiembre de 1985, se vió en la necesidad de reparar las centrales telefónicas dañadas, y dictaminar el comportamiento estructural de las no dañadas, para cumplir con los requerimientos del nuevo reglamento de construcciones del Distrito Federal. Debido a que este reglamento es más severo, muchas de las centrales telefónicas no cumplieron las normas, por lo que se plantearon alternativas para su reestructuración, así como de am-

pliaciones para su crecimiento.

Los cambios específicos del reglamento de construcciones - para el diseño sísmico de edificios, se dan en cuanto a los espectros de diseño, el factor de comportamiento sísmico (Ductilidad) el factor de amplificación sísmica por la importancia de la estructura, los cuales se numeran a continuación:

1.- Coeficiente sísmico en estructuras del Grupo B

Tipo del terreno	RCDF 1976			RCDF 1987		
	C.	Ta	Tb	C	Ta	Tb
I	0.16	0.3	0.8	0.16	0.2	0.6
II	0.20	0.5	2.0	0.32	0.3	1.5
III	0.24	0.8	3.3	0.40	0.6	3.9

2.- Factor de Amplificación a estructuras del Grupo A

RCDF 1976	RCDF 1987
1.3	1.5

3.- Factor de comportamiento sísmico.

RCDF 1976	RCDF 1987
6.0,4.0,2.0,1.5,1.0	4.0,3.0,2.0,1.5,1.0

1.6 Alcances del Presente Trabajo.

Los daños severos causados por los sismos de 1985 pueden - atribuirse a que estos movimientos, excedieron las aceleracio

nes previstas por el reglamento vigente en ese entonces y que databa de 1976. Por esta razón el comité encargado de la redacción del nuevo reglamento decidió modificar los espectros de diseño incrementando las aceleraciones que deben considerarse en el proyecto de nuevas construcciones. Al tomarse este paso, se planteó la duda sobre qué debería hacerse con las construcciones existentes. La decisión tomó en cuenta la importancia de las edificaciones. De acuerdo con esto se decidió en el caso de las estructuras comunes (Grupo B) que su comportamiento ante el sismo de 1985 podía servir como una prueba de su seguridad, de tal manera que una construcción existente no requería reforzarse para cumplir con el nuevo reglamento, si no había sufrido daños en ese terremoto; en cambio las estructuras importantes (Grupo A) debían revisarse conforme al nuevo reglamento y reforzarse en caso de que no lo cumplieran.

Esta tesis se refiere a la aplicación del requisito anterior a una central telefónica ubicada en la zona de suelos blandos de la ciudad de México. Por la importancia que las comunicaciones tienen para la atención de las emergencias generadas por un terremoto, es evidente que las centrales telefónicas deben considerarse del grupo A.

Por esta razón la empresa Teléfonos de México se vio obligada a revisar todas sus instalaciones en la zona Metropolitana de la Ciudad de México y en aquellos casos en los que fue necesario, a reforzarla.

La central telefónica que nos ocupa está constituida por dos cuerpos de dos niveles cada uno. La estructura fue construida aproximadamente en 1951, por lo que de antemano se sabía que no cumplía con el nuevo reglamento de 1987; sin embargo los daños causados en ella por el sismo de 1985 fueron ligeros.

En el segundo capítulo de esta tesis se describe la metodología aplicada para seleccionar el sistema más conveniente de readecuación sísmica. En primer término se describen los trabajos que llevaron al levantamiento de la estructura original y de sus daños, y posteriormente se presenta la evaluación de sus condiciones de seguridad antes de las obras de reforzamiento -- propuestas.

Para tener una visión más completa de las condiciones de seguridad del edificio original se revisó la estructura conforme a las normas de 1976, trabajo que se resume en el capítulo -- tercero de la tesis.

Como en todo proyecto de ingeniería en los problemas de -- rehabilitación de edificios se presentan a menudo, varias alternativas posibles, cada una de las cuales ofrece diferentes ventajas y desventajas, desde los puntos de vista constructivos, -- económicos y de seguridad. En el caso que presentamos en esta tesis se plantearon varias soluciones factibles de rehabilitación, las que se analizan en el capítulo IV.



Una de las soluciones analizadas fue escogida como la más conveniente, por lo que se procedió a desarrollarla a nivel de detalle para generar los planos constructivos correspondientes. Este desarrollo se presenta en forma resumida en el capítulo V.

Finalmente, el autor obtuvo de su participación en este -- trabajo algunas experiencias y conclusiones que se presentan en el capítulo VI y que tienen la pretensión de constituirse en -- una modesta aportación al desarrollo de la ingeniería sísmica - en nuestro País.

## CAPITULO II

### DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA ORIGINAL Y EVALUACION DE SUS CONDICIONES DE SEGURIDAD

#### 2.1 Descripción de la Estructura Original.

Como ya se mencionó anteriormente el edificio está formado por dos cuerpos, con dos niveles cada uno de ellos. En la fig. 2.1 se muestra una planta del inmueble donde puede apreciarse - que el cuerpo I es prácticamente rectangular, en tanto que el - cuerpo II tiene una planta irregular. Ambos cuerpos están sepa rados a lo largo del eje 9, mediante una junta de dilatación en tre dos marcos adyacentes. La estructura es de concreto reforzado y está constituida por marcos ortogonales de vigas y columnas, las losas son macizas también de concreto reforzado de 10 cm. de espesor. Los dos ejes longitudinales del cuerpo I (A y B) y el eje transversal extremo del mismo cuerpo (Eje 15) tie-- nen además muros de rigidez de ladrillo rojo que quedan confina dos por los marcos alejados en los ejes mencionados.



Se ignoraba al principio el tipo de cimentación aunque por la altura del edificio y su fecha de construcción (1951), se -- sospechaba que debería ser cimentación por superficie. Esta -- sospecha fue confirmada por exploraciones posteriores que indicaron que la cimentación está formada por zapatas corridas de - concreto reforzado, que corren a lo largo de los ejes transversales y por una zapata de mampostería a lo largo de cada eje -- longitudinal que corre uniendo las zapatas transversales.

Como ya se indicó, este edificio se encuentra ubicado en - la zona de Vallejo, al Norte de la ciudad, dentro de la zona de suelos blandos (tipo III).

Está dedicado a la operación de una central telefónica. - Por su función de central telefónica, las alturas del entresuelo del edificio son de 4.80 mts. aproximadamente, bastante mayores que las usuales en edificios habitacionales. Esta característica puede apreciarse en los alzados de los marcos longitudinales y transversales del cuerpo I que se muestran en la fig. 2.2 y - 2.3.

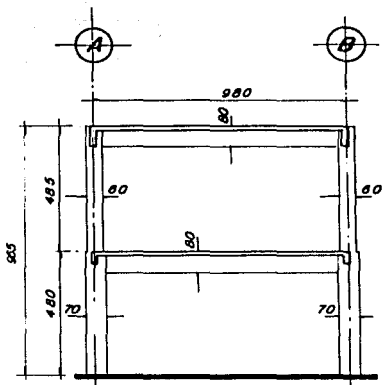


FIG 22. MARCO EJES 9, 10, 11, 12, 14.

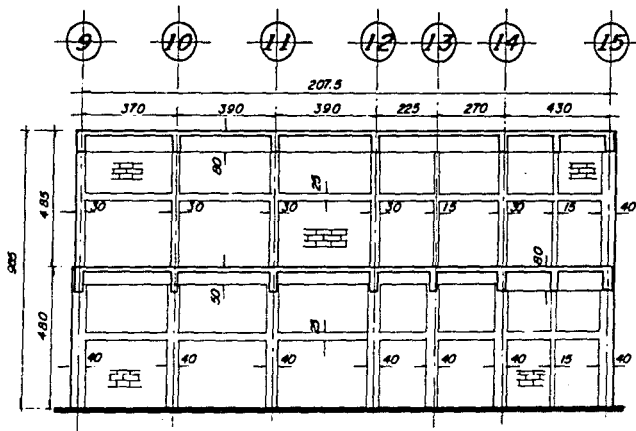


FIG. 23. M A R C O E J E A

## 2.2 Evaluación de las Condiciones de Seguridad.

Para la evaluación de las condiciones de seguridad de los edificios del grupo A se ha determinado la siguiente metodología:

1.- Visita del edificio para el conocimiento de su función, estructuración, dimensiones generales, evaluación preliminar de los daños, y determinación de las condiciones inmediatas de seguridad. El objetivo primordial de esta visita será el verificar que la construcción pertenece efectivamente al grupo A y tomar las medidas emergentes de seguridad que se estimen necesarias para garantizar la seguridad de los ocupantes y la continuidad de la operación.

2.- Recopilación de toda la información técnica disponible sobre el edificio. Interesa particularmente contar con:

- Planos estructurales constructivos.
- Memoria de cálculo.
- Estudio de mecánica de suelos.
- Bitácoras de construcción.
- Reportes de daños.
- Proyecto de reparación.
- Reportes de la operación.

Cabe hacer notar que esta información muy raras veces se -

encuentra por que en general no existen archivos adecuados ni en las instituciones públicas que deberían otorgar las licencias respectivas de construcción, ni en las privadas que poseen los inmuebles.

### 3.- Levantamientos en el sitio.

Esta actividad tendrá por objeto substituir o complementar las carencias de información técnica relativa al edificio. En caso de que se cuente con amplia información, de todas maneras será necesario efectuar levantamientos de sitio, para verificar que la estructura esté realmente construida conforme se indica en los planos y especificaciones del proyecto. Es lógico considerar que los trabajos de sitio serán más extensos cuando se cuente con poca o ninguna información, que cuando se disponga de ella.

Los trabajos de sitio varían según las circunstancias particulares de cada edificio, pero los más frecuentes son los siguientes:

- Levantamiento geométrico de la estructura
- Levantamiento topográfico del terreno
- Identificación de los sistemas estructurales
- Levantamiento geométrico de las instalaciones
- Extracción de muestras y pruebas de laboratorio para definir la calidad de los materiales de construcción.
- Ejecución de calas para el reconocimiento de la cimenta-



ción o determinación de su tipo por métodos indirectos.

- Ejecución de sondeos y extracción de muestras del suelo para el conocimiento de sus características mecánicas y sus propiedades índice, mediante pruebas de laboratorio

#### 4.- Levantamiento de daños.

Aun cuando desde la visita inicial se habrán detectado los daños estructurales más importantes, es necesario, efectuar un levantamiento minucioso de los daños. Para eso el inspector deberá ordenar que se retiren los elementos que obstaculicen la revisión de los elementos estructurales (plafones, pantalla, -- etc.) y deberá disponer de facilidades para el acceso a todas - las partes de la estructura (por ejemplo escaleras). En esta - revisión se debe tener cuidado en ubicar cada daño en el elemento en el que realmente se encuentra y se deberá distinguir en--tre daños a elementos estructurales y no estructurales. Así -- mismo el inspector deberá tener conocimientos de patología es--tructural para evaluar la gravedad del daño y para detectar su posible fuente y el posible mecanismo de propagación; para esta evaluación en casos especiales, no bastará con una inspección - visual, sino que se recurrirá a técnicas que permitan la detección de daños ocultos, como la transmisión de ondas de ultra-sonido, o como la observación del comportamiento de la estructura bajo una excitación forzada.

- 5.- Elaboración del modelo estructural y análisis de su comportamiento.

Con base a la información anterior, dependiendo de la importancia y tipo de la estructura, podrá elaborarse un modelo matemático de la misma para proceder a su análisis. Para definir las acciones a las que estará sujeta la estructura será conveniente considerar los siguientes pasos:

- a) Revisión bajo las normas vigentes en la época de la construcción. Si un edificio cumple con esta condición puede identificarse como una construcción hecha de buena fe, en la que cabe esperar menores errores u omisiones que agraven su estado. Si el edificio ni siquiera cumple con esta condición los criterios para su rehabilitación deben ser más severos pues el riesgo de vicios ocultos es mayor.
- b) Revisión bajo las Normas de Reglamento de 1987. Esta revisión es obligada por ley y nos indicará si el edificio del grupo A debe o no reforzarse.
- c) En caso de que el edificio no cumpla con las normas del reglamento de 1987, podrá revisarse, de acuerdo con las disposiciones del mismo reglamento para un "Espectro de Sitio" obtenido específicamente para el sitio donde se encuentre el inmueble y con base en el período fundamental de la estructura determinado también experimentalmente.

## 6.- Verificación experimental

Las revisiones del punto anterior se hacen sobre la base de que la estructura conserva su forma original y que todos sus elementos se encuentran sanos. Esto significa que si la estructura pasa, pero presenta daños visibles, será necesario reparar esos daños de tal manera que se restablezca la capacidad inicial de los miembros. Queda, sin embargo la posibilidad de que existan daños ocultos. Para investigar la presencia de este tipo de daños en estructuras importantes, se realizan pruebas que consisten en medir el período natural de la estructura mediante la inducción de una oscilación artificial. Si este período es menor o aproximadamente igual al calculado teóricamente bajo la hipótesis de que todos los elementos están sanos, se tendrá poca posibilidad de daños ocultos; lo contrario ocurre si el período medido es mayor que el calculado.

### 2.3 Aplicación de la Metodología Anterior al Edificio tema de esta Tesis.

#### 2.3.1 Visita Preliminar al Edificio en Estudio.

Se realizó una visita preliminar al inmueble para observar sus características geométricas, estructurales y evaluar los daños ocasionados por los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, para tomar en forma inmediata las posibles medidas de seguridad, para la protección del personal que labora en la central telefónica, así como la del equipo telefónico.

Esta inspección permitió conocer las características estructurales del inmueble, su funcionalidad y los servicios

que presta, lo cual ya se describió con anterioridad en la sección 2.1

Con respecto a los daños ocasionados por el sismo, se tuvo cuidado de distinguir entre estructurales y no estructurales.

#### 2.3.1.1 Daños no Estructurales.

No se detectó la caída de ningún muro de relleno, por lo que respecta al equipo telefónico no sufrió caídas ni desprendimientos de los soportes de sujeción, los recubrimientos en columnas, solamente se agrietaron un poco, sin sufrir desprendimientos, no hubo rotura de vidrios.

#### 2.3.1.2 Daños Estructurales.

Los daños estructurales provocados por el sismo como se pudo observar fueron moderados, ya que no se observaron fallas graves en los elementos principales. Los daños que se detectaron en la estructura, se presentaron en los muros que contribuyen a dar rigidez a los marcos, se identificaron con grietas por cortante en casi todos estos tipos de muros. Se revisaron las columnas en las cuales no se detectó ningún tipo de falla. En las vigas se presentaron pequeñas fisuras, generalmente en vigas donde existen muros de rigidez. En las losas sólo en dos tableros se detectaron fisuras en las esquinas de poca consideración.

Se revisaron las colindancias de la central telefónica con

los edificios contiguos, para verificar que no haya habido golpeteo entre los edificios. El golpeteo entre edificios fue una causa importante de que algunos edificios resultaran seriamente dañados o se desplomaran en su totalidad en el sismo de 1985.

El efecto desfavorable que ocasionan los hundimientos diferenciales a la estructura, que se presentan antes o después del sismo, puede ser muy peligroso, ya que al presentarse una disminución de resistencia del suelo al corte, ocasionada por muchos ciclos de carga y descarga, puede provocarse el colapso o quedar la estructura en una condición peligrosa. Por tal motivo se tuvo cuidado de revisar en nuestra estructura, si su cimentación presentaba hundimientos. Se observó que el edificio sí había sufrido hundimientos, pero éstos habían sido por consolidación del suelo antes del sismo.

### 2.3.2 Condiciones de Seguridad.

Generalmente cuando un edificio resulta dañado con gravedad por un sismo se deben tomar medidas de seguridad como son:

- Desalojo del personal
- Apuntalamiento de emergencia
- Protección del equipo para que siga operando normalmente
- Demolición total o parcial del inmueble.

En nuestro edificio en estudio, no hubo necesidad de tomar

ninguna medida de seguridad, ya que los daños provocados por el sismo en la estructura fueron ligeros y no se presentaron fallas de consideración en sus elementos. Así la central telefónica pudo seguir operando normalmente.

### 2.3.3 Clasificación de la Estructura Según su Importancia.

Las estructuras se deben clasificar de acuerdo a su uso o destino para poder establecer los factores de seguridad de acuerdo a su importancia. El Reglamento de construcciones del Distrito Federal en el artículo 174 considera que las estructuras del grupo A será aquellas construcciones cuya falla estructural cause un número elevado de pérdidas de vidas humanas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construcciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana. Y como se pudo corroborar durante la visita el inmueble en estudio, éste está destinado a una central telefónica la cual aloja un gran número de equipos de alto costo, se estima que dicho costo es más elevado aún que el costo de la misma estructura. El funcionamiento de la central telefónica es además imprescindible a raíz de una emergencia como lo es un sismo, ya que sin su operación se quedaría incomunicada la ciudad con el interior y exterior del País. De aquí, se desprende que por la gran importancia social y económica que tienen las centrales telefónicas, este edificio el del grupo A .

## 2.4 Recopilación de Información Técnica.

Para poder realizar una mejor evaluación de la estructura se trató de recopilar la información, con la cual fue construido el inmueble. Se pretendía conseguir la memoria de cálculo para conocer los parámetros con los que se diseñó la estructura y conocer más de cerca el rango de seguridad con el que fue concebida. Además, se deseaba revisar los planos estructurales -- constructivos, para conocer los armados de los elementos de la superestructura y cimentación. Para la cimentación se deseaba tener un estudio de mecánica de suelos para conocer los parámetros que dieron origen al dimensionamiento de las zapatas.

Sin embargo, la búsqueda de esta información resultó infructuosa, por ser un edificio de casi 40 años de edad. no se encontró ningún dato, ni en los archivos de Teléfonos de México, ni en la delegación correspondiente; por tal motivo se tuvo la necesidad de realizar un levantamiento geométrico y una determinación física de la resistencia de los materiales y del armado de los elementos estructurales.

## 2.5 Trabajos de Sitio.

Como no se obtuvo información técnica del edificio, se procedió a realizar un extenso trabajo de sitio, del que se recopilaron valiosos datos para la evaluación de la estructura. Dentro de estos trabajos realizados están:

### 2.5.1 Levantamiento Geométrico.

Se realizaron varias visitas a la central telefónica, para obtener un levantamiento de la estructura, con el procedimiento siguiente:

- a) Se tomaron las medidas para ubicar todos los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, etc.) en planta.
- b) Se tomaron medidas para sacar las secciones de vigas, - columnas y muros.
- c) Se determinó el espesor de las losas.
- d) Se midieron las alturas de entrepisos.
- e) Se delimitaron las áreas de acuerdo a su uso.
- f) Se localizaron y se midieron los vanos en muros (puer--tas, ventanas, extractores, etc.).
- g) Se tomaron fotografías para observar las característi--cas del inmueble (fotos No. 1 - No. 6), las que sirvieron de apoyo para el levantamiento de la central.

Realizado lo anterior, se procedió a dibujar los planos ar--quitectónicos, localizando ejes de columnas y muros (Plano No. 1) Este trabajo fue de gran importancia para plasmar en el papel - la distribución de piezas y elementos estructurales y finalmen--te sirvió de base para la evaluación estructural. Para el plano No. 1 ver el capítulo V.





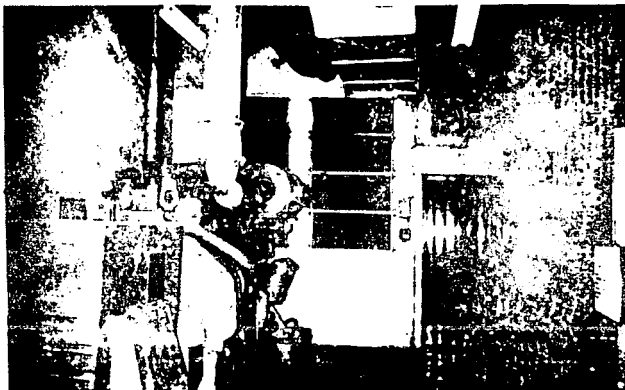
Fotografía No. 1. Fachada Poniente de la central telefónica, se muestran los muros de rigidez. Las grietas que se observan no son producto del sismo, sino probablemente del asentamiento del edificio contiguo.



Fotografía No. 2

Muro de Rigidez del eje A

(Se observan las columnas y su altura).



Fotografía No. 3

Area de máquinas de emergencia  
en planta baja



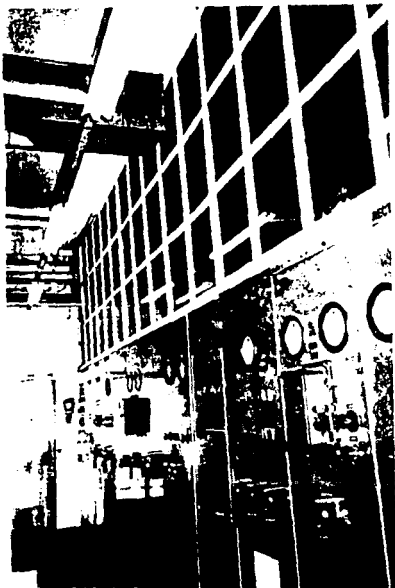
Fotografía No. 4

Area de la Sala automática  
Se puede observar la magnitud  
del equipo



Fotografía No. 5

Zona de Azotea



Fotografía No. 6  
Area de Rectifi-  
cadores. (Este - -  
equipo es complejo  
y muy costoso).

#### 2.5.2 Levantamiento Topográfico del Terreno.

El levantamiento topográfico es de gran importancia en la revisión e inspección de daños en el inmueble, ya que nos permite conocer la magnitud de los hundimientos sufridos en la cimentación y la verticalidad del edificio, para poder evaluar sus

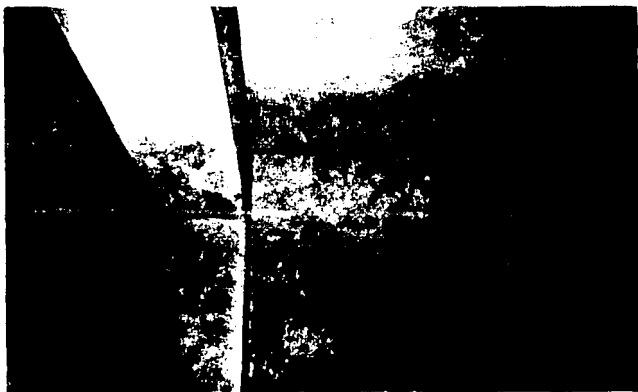
condiciones de estabilidad después del sismo. Para el edificio en estudio no se consideró necesario realizar este trabajo, - - pues se observó que la cimentación tuvo un comportamiento adecuado y los hundimientos observados (fotografía No. 7) fueron - por consolidación y efectos de bombeo, pues se informó que el - edificio colindante con anterioridad tenía función de baños públicos, esto antes del sismo de 1985.



Fotografía No. 7  
Hundimientos en la  
cimentación su causa  
probable, bombeo y -  
consolidación del te  
rreno.

### 2.5.3 Identificación de los Sistemas Estructurales.

Del levantamiento geométrico se pudo obtener que la estructuración del edificio está integrada por marcos en dos direcciones ortogonales, formados por vigas y columnas, (fotografías -- No. 8 y 9) además en los ejes longitudinales (A y B). Existen muros de mampostería que contribuyen en la rigidez de los marcos; la losa es maciza de 10 cm. de espesor, perimetralmente -- apoyada, la cual sirve como un diagrama rígido para la transmisión de las fuerzas sísmicas en la estructura.



Fotografía No. 8

Marco formado por viga y columna en el sentido transversal en el sentido longitudinal confinan a un muro de mampostería.





Fotografía No. 9

Peralte de la viga del marco transversal

Secc. de 40x80 en planta baja.

Es muy común encontrar este tipo de sistemas resistentes, pero se debe tener cuidado en su diseño, pues se tiene que buscar que la fluencia ocurra primero en las vigas y no en las columnas. La fluencia local de los extremos de las vigas no afecta seriamente la capacidad de carga vertical de la estructura, mientras que la fluencia de los extremos de las columnas podría conducir fácilmente al colapso.

El criterio de diseño de buscar que la fluencia se presen-

te en las vigas antes que en las columnas, se conoce como el de "columna fuerte viga débil".

#### 2.5.4 Levantamiento Geométrico de las Instalaciones.

En base al levantamiento geométrico de las instalaciones, se definieron las áreas de uso de la central telefónica. Estas áreas son: Area de Pcm, escaleras, área de baterías y rectificadores, sala automática, máquinas de emergencia, área de sub estación, equipo de distribución, fosa de cables, área de oficinas, baños y área de azotea, donde se encuentra instalado el -- equipo de clima artificial. Como se ilustra en las fotografias estas áreas cuentan con un complejo equipo, el cual resulta ser de un alto costo y peso, se puede observar la infinidad de ca-- bles e instalaciones, cuya ubicación en nuestro caso fue de -- gran importancia, ya que para la selección de la alternativa -- más adecuada de reestructuración se hizo de acuerdo a la posi-- ción del equipo, para no moverlo de su sitio, provocando inte-- rrupciones en el servicio telefónico.



Fotografía No. 10  
Area del Equipo P.C.M.



Fotografía No. 11

Area de Subestación

(Es de vital importancia para las emergencias cuando queda interrumpido el servicio de energía eléctrica, esta área la produce).



Fotografía No. 12

Area Distribuidores

Se puede observar la magnitud  
de instalaciones que requiere).



Fotografía No. 13

Area de Sala Automática

(Generalmente es el equipo que más  
área ocupa dentro de la central).

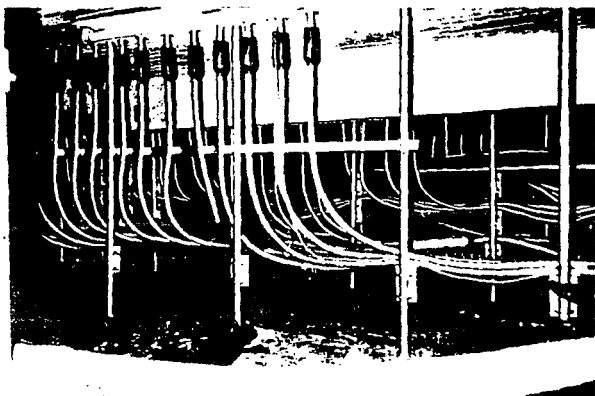


Fotografía No. 14  
Area de Baterías  
(Este equipo tiene un peso de  
gran magnitud).

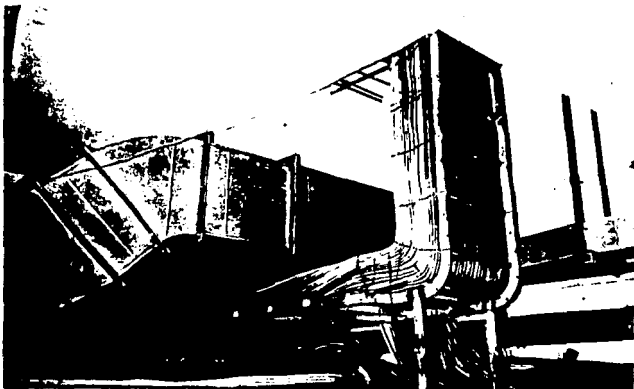


Fotografía No. 15  
Area de escaleras.



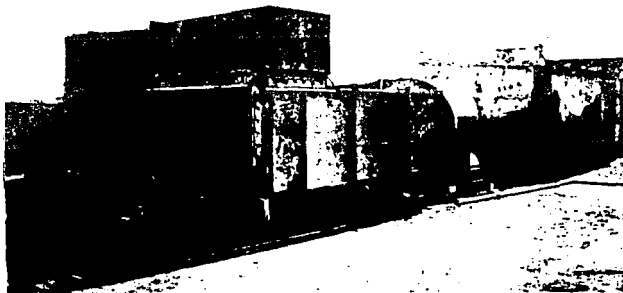


Fotografía No. 16  
Area de la fosa de cables



Fotografía No. 17

Entre las instalaciones se encuentran los ductos de aire acondicionado y los cables de la Sala Automática.



Fotografía No. 18

Cuarto de Máquinas y equipo de clima.

Por otro lado se tomaron medidas de los equipos y su distribución en planta para poder determinar su peso, obteniendo que el equipo de la sala automática y distribuidores tiene un peso de 550 kg/m<sup>2</sup> a 650 Kg/m<sup>2</sup>, la sub-estación y baterías tiene un peso aproximado de 800 a 1000 Kg/m<sup>2</sup>, la definición de áreas según su uso permitió determinar el centro de masas, para poder evaluar la torsión en planta, que es un parámetro importante para la evaluación de las condiciones de respuesta de la estructura ante sollicitaciones sísmicas.

#### **2.5.5 Extracción de Muestras para Definir la Calidad de los Materiales de Construcción.**

La estimación de la resistencia de los materiales, es de gran importancia en la evaluación de las condiciones con que fue construida la estructura, debido a que la resistencia de éstos influye de manera determinante en la respuesta sísmica de los edificios. Para conocer la resistencia de los materiales tanto concreto como acero, existen algunos métodos cuantitativos que se describen a continuación.

##### **2.5.5.1 Métodos para Valuar la Resistencia del Concreto.**

a) Método por extracción de corazones. Este método consiste en ir al sitio en estudio, mediante un equipo mecánico (fotografía No. 19) se extraen muestras de concreto de vigas y columnas, llevándose al laboratorio para hacer pruebas de compresión en la máquina universal para obtener datos de su resistencia, -

en esta prueba se eligen varias muestras para determinar mediante métodos estadísticos una resistencia promedio. Mediante estas muestras también se puede conocer el módulo de elasticidad la granulometría y densidad.

b).- Determinación de resistencia mediante el equipo de ultrasonido. Este equipo registra la velocidad de una onda ultrasónica que se induce a través de concreto, la cual depende de la densidad del mismo, de donde se puede obtener la resistencia a la compresión y su módulo de elasticidad. Este método permite detectar discontinuidades en el concreto por defectos de construcción (Poros u oquedades) o por falla estructural. (Planos de fractura).

c) Esclerómetro: Este es un método semiempírico, el cual consiste en provocar en un instrumento con un sistema masa-resorte, un golpe o golpes a la superficie de concreto para conocer la resistencia del material, en función del rebote.

d) Pistola Windsor: A partir de un disparo con este instrumento de dardo metálico sobre el concreto se puede establecer una relación empírica, de penetración-resistencia, para conocer su resistencia.

#### 2.5.5.2 Métodos para Conocer la Resistencia en el Acero de Refuerzo.

a) Prueba a la tensión: Se pueden extraer mediante calas -

muestras del refuerzo de los elementos estructurales, para someterlos a pruebas de tensión, para verificar el esfuerzo de fluencia, el esfuerzo de ruptura y el porcentaje de alargamiento.

b) Pruebas radiográficas. Estas pruebas se realizan con equipo muy especializado, por lo que resultan costosas, por lo que generalmente no se realizan este tipo de pruebas, que consiste en sacar fotografías de rayos X para conocer las fisuras microscópicas en el refuerzo.

Para nuestra central en estudio sólo se realizó la prueba de extracción de corazones en vigas y columnas, (fotografía No. 20) donde se observó en los corazones 1, 2 y 3 una disgregación del concreto al momento de comenzar a perforar la columna, debido a la escasez del material cementante. Los corazones 2, 5, 9 y 12 no se recuperaron debido a la existencia de variaciones. De los demás corazones ensayados se presenta su resistencia en la tabla 2.1. De esta tabla se infiere que la construcción y elaboración del concreto fueron deficientes, dando a la estructura menor resistencia.

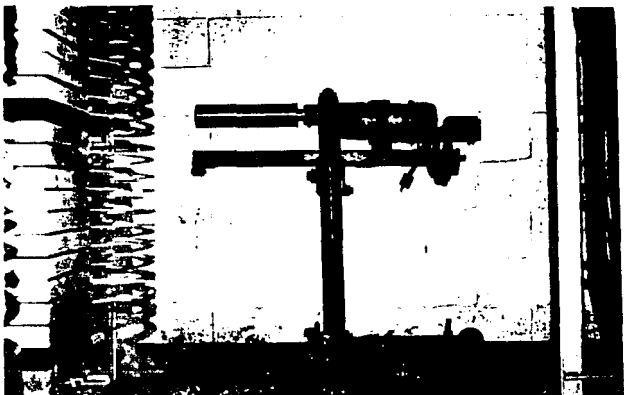
TABLA 2.1

Prueba No.	Localización	Fecha de Ensaye	Resistencia a la compresión KG/CM <sup>2</sup>	D CMS	H CMS	P KGS	Cemento usado	Observaciones
1	Columna (A-4) P.B.	Abr. 28	36	7.5	8.0	.750		*
2	Columna (A-10) P.B.	"	--					No se recuperó
3	Columna (B-4) P.B.	"	44	7.5	14.0	1.280		*
4	Columna (B-9) P.B.	"	--					No se recuperó
5	Columna (B-14) P.A.	"	--					No se recuperó
6	Columna (E-7) P.B.	"	215	7.5	10.5	1.060		
7	Columna (A-14) P.A.	"	234	7.0	17.7	1.480		
8	Columna (A-3) P.A.	"	286	7.0	13.7	1.140		
9	Trabe (3) (A-B) P.B.	"	--					No se recuperó
10	Trabe (B-14) P.B.	"	263	7.0	11.3	.940		
11	Trabe (3) (A-B) P.A.	"	145	7.0	15.5	1.310		
12	Trabe (E) (4-7) P.A.	"	--					No se recuperó

\*Los corazones 1 y 3 presentan escasez de cemento que aglutina a los agregados.

Los corazones Nos. 2,5,9 y 12 no se recuperaron debido a la existencia de varillas.

El corazón No. 4 no se recuperó por desintegración del concreto durante la extracción.



Fotografía No. 19

Equipo de perforación para la extracción de corazones



Fotografía No. 20

Extracción de un cilindro de concreto para su prueba a compresión

### 2.5.6 Ejecución de Calas para Definir el Refuerzo en Elementos Principales.

Si se cuenta con los planos estructurales con los cuales fue construida la estructura, se deben realizar algunas calas, en los elementos estructurales, con el fin de verificar que éstos se hayan reforzado según lo indicado en los planos, determinando con esto la confiabilidad de una buena ejecución de la construcción; para evaluar si es necesario reforzar la estructura aunque ésta presenta un comportamiento adecuado en la revisión estructural con el Reglamento vigente. De este nuestro edificio no se contó con estos planos, por lo que se realizó un extenso trabajo en sitio, que consistió en realizar calas en vigas y columnas, tanto de planta baja, como de la planta alta, para determinar su armado. El procedimiento que se utilizó fue el siguiente:

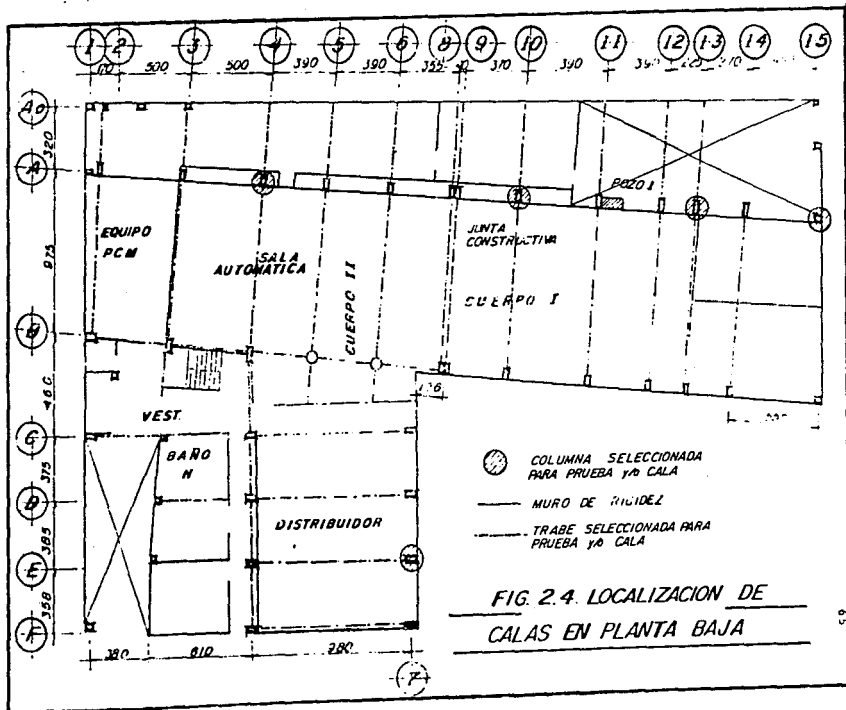
#### 2.5.6.1 Calas en Columnas.

Con un análisis numérico preliminar, se eligieron las columnas más críticas, en cuanto a los esfuerzos a los que están sometidas (fig. 2.4) y se verificó que hubiera acceso a ellas, ya que debido al equipo telefónico, en algunos casos fue imposible realizar la cala.

Posteriormente se procedió a retirar el recubrimiento, cuando éste existía, y se rompía una esquina de la columna y la

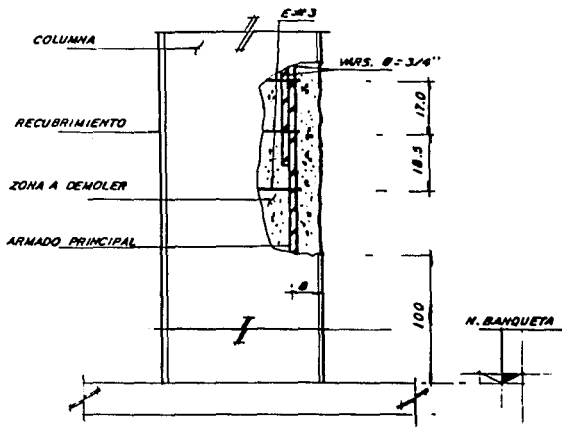


parte central, esto con el fin de conocer el armado principal, - estas calas se hacían a una altura menor de un metro, esto con el fin de detectar posibles cambios en el armado (fotografías - No. 21-23 y esquemas) y la distribución de estribos más cerrada por lo que se procuró estar lo más cerca de la unión viga-columna, ya que ahí se presentan los mayores esfuerzos.





Fotografía No. 21  
(Cala en columna ejes A-B en Planta baja)



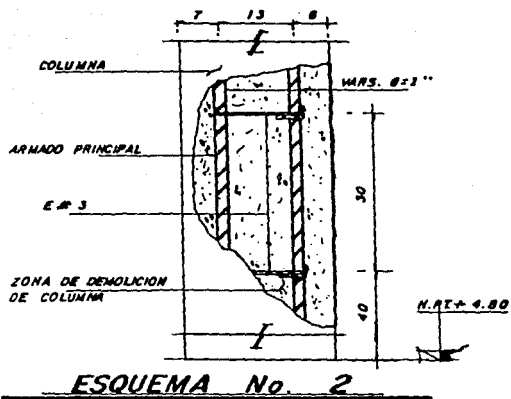
**ESQUEMA No. 1**

(IDENTIFICACION DEL ARMADO PRINCIPAL Y  
DISTRIBUCION DE ESTRIBOS)

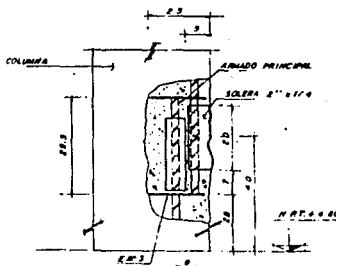


Fotografía No. 22

Columna ejes 6-14 en planta alta.



(En la cala se pudo observar que el concreto de la columna era de mala calidad).



ESQUEMA No. 3

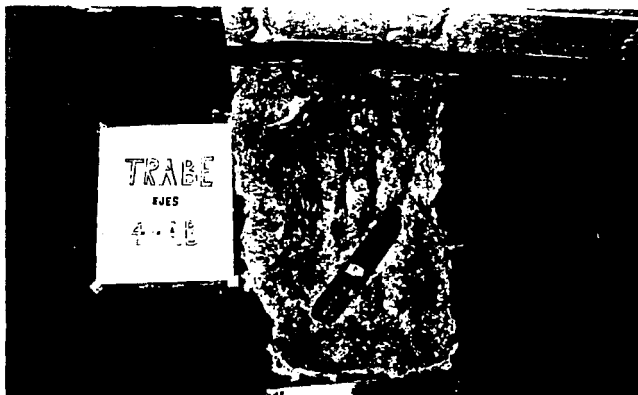
Fotografía No. 23

Cala en columna A-8 Planta Alta

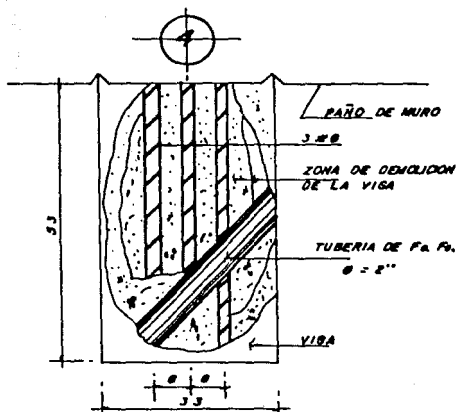
#### 2.5.6.2 Calas en Vigas.

Para la ejecución de calas en vigas se eligieron aquellas

que estuvieran más esforzadas según el análisis numérico preliminar y las que pudieran ser accesibles. Para observar el arma do en una viga se demolió ésta en sus extremos y sólo en algunas se demolió también la parte central, esto por el nivel superior, ya que no se pudo realizar ninguna cala en la parte inferior de la viga, debido al equipo telefónico y charolas de cables. Además se trató de observar la distribución de los estribos los cuales absorben el esfuerzo cortante. (Fotografías No. 24 y 25 y esquemas respectivos).



Fotografía No. 24  
(Viga eje 4 Nivel entrapiso)



**ESQUEMA No. 4**

Esquema No. 4

(No se detectaron estribos)





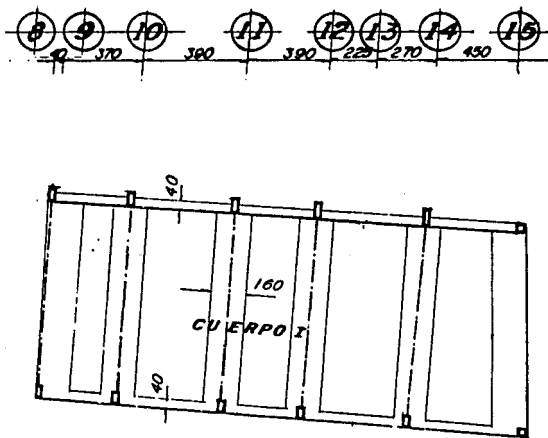
Fotografía No. 25

(Armado principal al centro de la viga del eje B entre 5 y 6)

#### 2.5.7 Ejecución de Calas para el Reconocimiento de la Cimentación.

Para conocer el tipo de cimentación con la que cuenta la estructura se realizó un pozo a cielo abierto (fig. 2.5) excavándose hasta una profundidad de 1.66 mts. en donde se encontró el nivel de lecho alto de una zapata corrida, es decir una cimentación superficial, el espesor de la zapata fue de 15 cm; se excavó lateralmente para descubrir toda la zapata en el sentido

transversal y se observó que tenía un ancho de 1.60 mts, con una contratrabe que corre transversalmente uniendo a los ejes A y B (fig. 2.6) con un peralte de 1.20 mts. Longitudinalmente sólo cuenta con una zapata corrida hecha a base de mampostería de 60 cm. de espesor, desplantada sobre una pedacería de ladrillo de 15 cm. de espesor y una plantilla de concreto de 5 cm. de ancho, sobre esta zapata se desplantan los muros de rigidez. En la cimentación no se detectaron hundimientos excesivos generados por el sismo de 1985. Sólo se observan pequeños asentamientos provocados por la consolidación del terreno.



**FIG. 2.5. DISTRIBUCION DE ZAPATAS  
EN PLANTA BAJA**

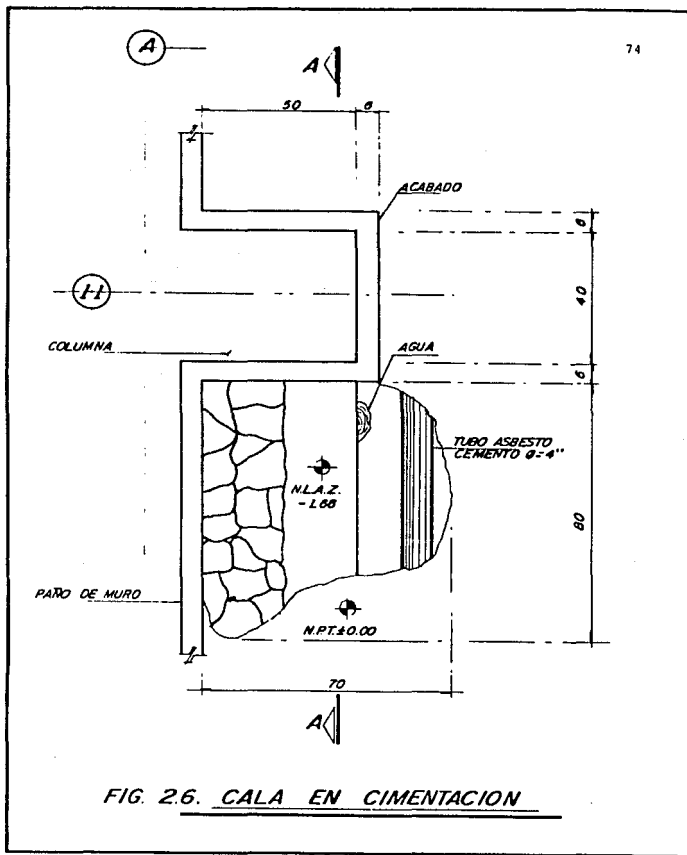
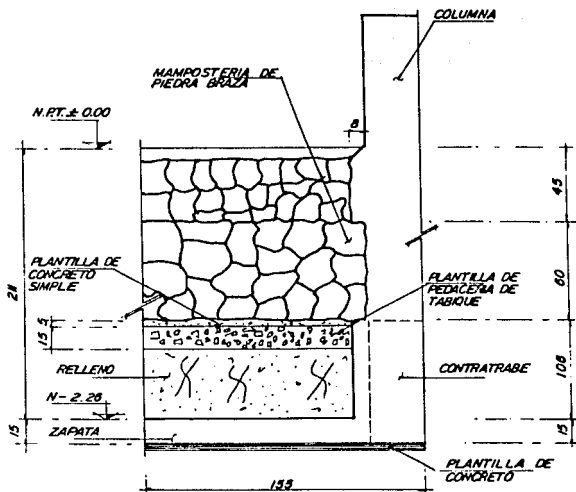


FIG. 2.6. CALA EN CIMENTACION



CORTE A-A

### 2.5.8 Mecánica de Suelos.

Para verificar las condiciones geométricas del predio de la central telefónica, así como las condiciones de seguridad de la cimentación y obtener datos para un proyecto de reestructuración con un comportamiento adecuado para los efectos estáticos y dinámicos, de acuerdo con las Normas técnicas complementarias y el Reglamento de construcciones para el Distrito Federal, se elaboró un estudio de Mecánica de suelos que se resume en seguida:

#### 2.5.8.1 Condiciones Geotécnicas del Sitio.

##### a) Información Geotécnica disponible.

Como se mencionó anteriormente el edificio se encuentra ubicado en la denominada zona de lago (Suelo tipo III), (fig. 2.7)- caracterizada por grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio en particular.

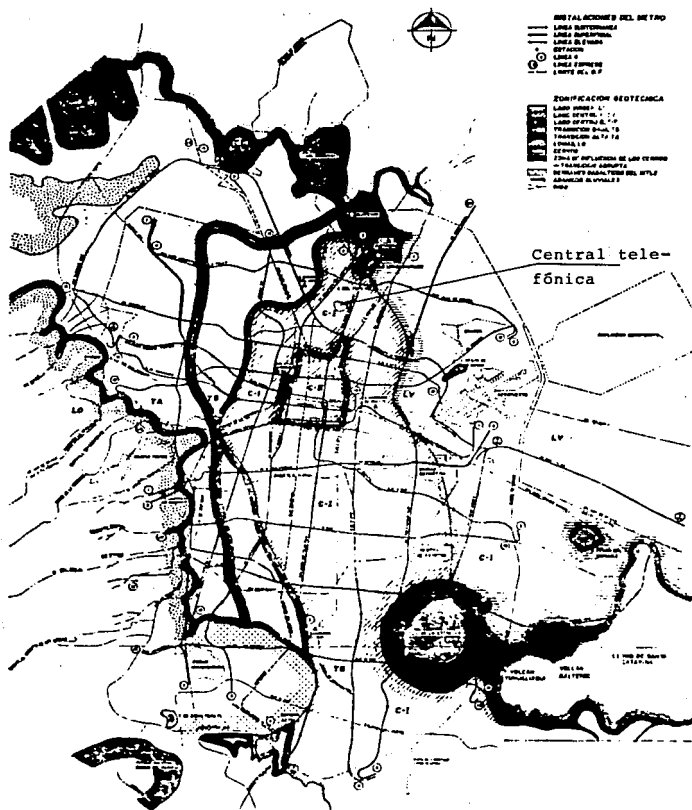


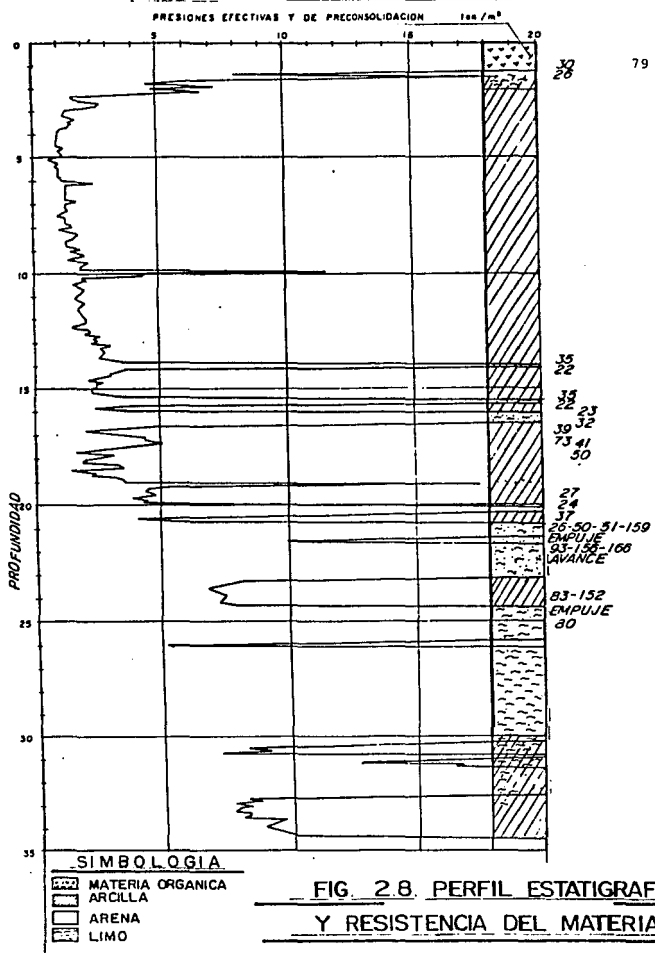
Fig. 2.7 Zonificación geotécnica del Distrito Federal

**b) Trabajos de Campo.**

Para conocer más a fondo la estatigrafía del sitio se realizaron dos sondeos de cono, SC-1 y SC-2 hasta 34.5m. de profundidad. Además se realizó un muestreo selectivo donde no pudo penetrar el cono, también un sondeo de muestreo mixto selectivo SMS-1 (fig. 2.8) a 33.2m. de profundidad, donde se obtuvieron 24 muestras de las cuales 8 fueron inalteradas. Estas muestras se obtuvieron con el fin de determinar confiablemente las propiedades mecánicas de los diferentes estratos. La variación de la resistencia con la profundidad se indica en la figura 2.8

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

79



**FIG. 2.8. PERFIL ESTATIGRAFICO  
Y RESISTENCIA DEL MATERIAL**



c) Ensayes de laboratorio.

De las muestras obtenidas se determinaron las siguientes - propiedades índice:

- Clasificación visual y al tacto
- Contenido natural de agua
- Granulometría por mallas y porcentaje de finos
- Límites de consistencia de la fracción fina
- Peso volumétrico natural
- Densidad de sólidos

Los resultados se muestran en la tabla 2.2

TABLA 2.2 PROPIEDADES INDICE DEL SONDEO SM-I

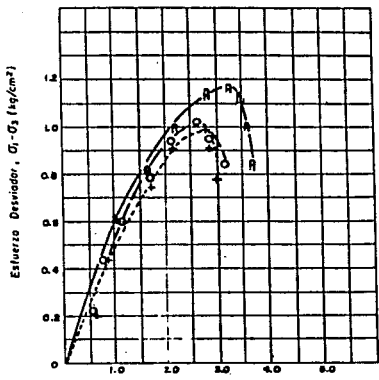
Muestra No.	Prof. m	W %	LL %	LP %	Gw %	e <sub>o</sub>	sucs	8m <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>	S <sub>e</sub>	quu <sub>2</sub> kg/cm <sup>2</sup>	C <sub>2</sub> kg/cm <sup>2</sup>
1-1	4.12	393	310	84			CH				
1-2	4.36	315			10.5			1.174	2.31	0.27	0.15
1-2	4.6	458									
2	6.8	294			6.9				2.33		
2-1	7.1	215									
3-1	9.1	289									
3-2	9.4	236								0.88	0.50
3-2	9.6	330	268	71		5.7	CH			2.28	
4	10	191									
5	11.5	365	274	90		9.9	MH	1.158	2.35	0.5	0.2
5-1	12.1	413									
6-1	14.6	204									
6-2	14.8	207	159	52		3.7	CH	1.252	2.41		0.35
7	15.1	209									
8	15.7	94									
9	16.3	50									
10-1	18.1	276									
10-2	18.3	270	324	91		6.7	CH	1.16	2.2		0.58
11	21.5	23									
12	22.1	22									

W = Contenido de agua  
 L = Límite líquido  
 P = Límite plástico  
 w = Saturación  
 o = Relación de vacíos  
 o = Peso volumétrico total  
 s = Densidad de sólidos  
 u = Resistencia a la compresión  
 en pruebas UU  
 C = cohesión, en pruebas CU

Para determinar los parámetros de resistencia y deformabilidad de los suelos se realizaron los siguientes ensayos:

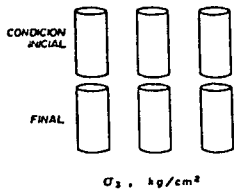
- Prueba triaxial no consolidada - no drenada
- Prueba de consolidación unidimensional
- Prueba de compresión simple.

En la figura 2.9 se presentan algunos resultados de las pruebas triaxiales, incluyendo las curvas esfuerzo-deformación unitaria y los círculos de Mohr correspondientes; y en la fig. 2.10 se presentan las curvas de compresibilidad obtenidas en las pruebas de consolidación.



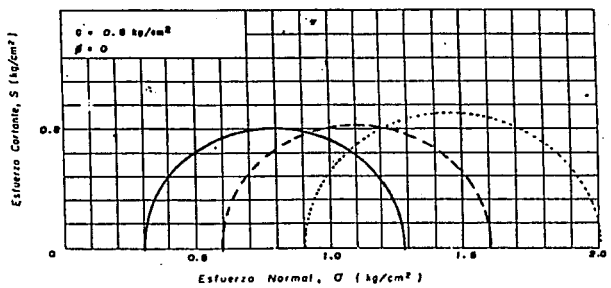
DESCRIPCION DEL MATERIAL  
 ARCILLA GRIS VERDOSO C/MAN-  
 CHAS DE CAPE ROJIZO Y FI-  
 SURAS NATURALES.

SIMBOLO	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$E_{50}$ kg/cm <sup>2</sup>
O---O	0.8	88.92
+---+	0.6	86.92
□---□	0.9	87.58



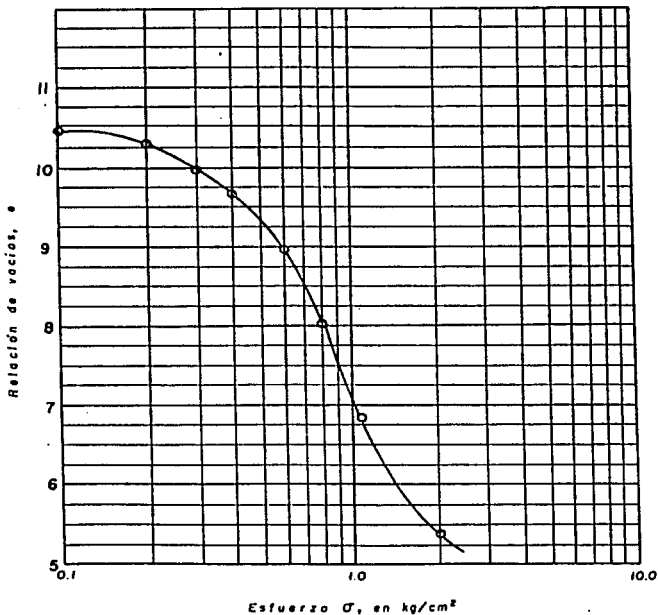
Deformación Unitaria, C (%)  
**CURVAS ESFUERZO DEFORMACION**

SONDEO	PROF. m	$T_x$	$\sigma_3$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_d$ kg/cm <sup>2</sup>	$W_L$ %	$W_P$ %	$S_s$	$\theta_l$	$\theta_f$	$G_w$ %	$G_w$ %	$f_n$ kg/m <sup>2</sup>
SM-1	0.38	UU	0.8	0.88	280.1			6.818		98.4		1.188
	"	UU	0.6	1.01	260.0		2.288	6.023		99.1		1.176
	0.60		0.9	1.18	267.8			6.210		98.7		1.168



**FIG. 29 CIRCULOS DE MOHR**

DESCRIPCION DEL SUELO		SONDEO	MUESTRA	PROF. (m)		
ARCILLA CAFE VERDOSO c/MAT. ORGANICA O-LIGERA Y FIBRAS NATURALES.		SM-1	1-2	4.50		
$S_u$	$w_L$ (%)	$w_P$ (%)	$e_1$	$e_2$	$G_{L1}$ (%)	$G_{L2}$ (%)
2.310	400.4		10.67		88.4	



$G_0$ , Esfuerzo vertical inicial

$G_c$ , Esfuerzo de preconsolidación = 0.88

**FIG. 2.10 CURVA DE COMPRESIBILIDAD**

### 2.5.8.2 Interpretación Estatigráfica y Propiedades Mecánicas.

#### a) Costra Superficial.

Se localiza de 0 a 2.0m. de profundidad y se caracteriza - por un grado elevado de preconsolidación, causada principalmente por secado solar y bombeo. Esta costra se divide en 2 capas una superficial de suelos arcillo-limosos hasta 1.5 m. de profundidad y otra subyacente de limo-arenoso, medianamente compacto hasta 2.0m.

#### b) Suelo lacustre superior.

Se localiza de 2.0 a 34.5m. de profundidad y está constituido por arcillas lacustres poco limosas de consistencia blanda a semi-rígida, con una cohesión no drenada  $C_u$  variable entre 0.16 y 0.6 kg/cm<sup>2</sup>; dentro de estos depósitos se tienen capas de suelo arenoso de origen volcánico o aluvial, entre ellas las que se encuentran entre 14 y 15 m. de profundidad y las que se ubican entre los 21 y los 32 m. Tienen una variación muy importante, tanto en espesor, como en resistencia y causaron diferentes grados de preconsolidación en las arcillas subyacentes - que se manifiesta en una mayor resistencia registrada en los sondeos de cono (fig. 2.8)

## c) Condiciones Piezométricas.

El nivel freático del predio se localizó a 2.5 m. de profundidad.

## d) Propiedades mecánicas.

Los valores de la cohesión  $C_{uu}$  de los suelos arcillosos, - que se determinaron en la prueba triaxial no consolidada-no drenada, y la resistencia de punta que obtenida en los sondeos de cono, se dan en la tabla 2.3.

Profundidad (m)	$q_c$ Media (Kg/cm <sup>2</sup> )	$C_{uu}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
4.5	1.2	0.15
9.4	3.1	0.50
12.0	3.0	0.20
15.0	5.0	0.40
18.5	4.5	0.58
30.5	10.0	0.25
33.5	8.5	1.20

Tabla 2.3 Relación de resistencia del cono eléctrico con la resistencia al corte del suelo.

De donde se obtiene que el factor de correlación medio en este sitio es:

$$\frac{q_c}{C_{uu}} = 9.4$$

Además se definieron las condiciones de preconsolidación con los ensayos de compresibilidad que se muestran en la tabla 2.4 y se observa en la parte superior hasta la profundidad de 4.4 m. el efecto de preconsolidación por carga superficial y por el bombeo profundo.

Profundidad (m)	Esfuerzo Efectivo (ton/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo Preconsolidación	Relación de Preconsolidación
4.4	3.8	5.3	1.4
7.0	4.8	8.0	1.04
9.0	5.6	9.0	1.6
12.0	6.8	7.2	1.06
15.0	8.0	10.5	1.3
18.5	8.4	15.0	1.6
30.5	14.2	30.0	2.1
33.3	15.3	30.0	2.0

Tabla No. 2.4 (Esfuerzos efectivos y de Preconsolidación).



### 2.5.9 Análisis Geotécnico.

#### a) Revisión del comportamiento de la estructura:

La estructura se revisó para planta baja y un nivel, en el análisis se verificaron los factores de seguridad de las zapatas en condiciones estáticas y dinámicas, cuidando que se alcanzara un valor mínimo de 2 y 1.7 respectivamente,

#### b) Revisión de la cimentación en condiciones estáticas.

La capacidad de las zapatas corridas se revisó con la expresión:

$$Q_u = (cN_c + \sigma_o N_q + 1/2 \gamma B N_{\gamma}) + (D_r + 0.1)$$

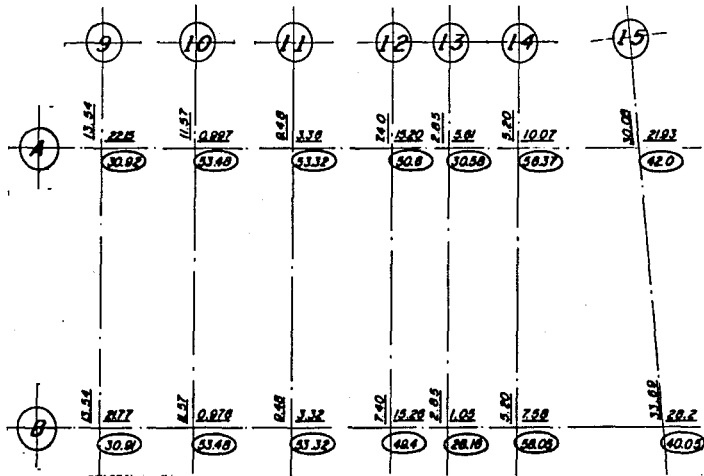
Donde:

$Q_u$	Capacidad de carga última.
$N_c, N_q$ y $N_{\gamma}$	Factores de capacidad de carga.
$\gamma$	Peso volumétrico del suelo.
$c$	Cohesión del suelo bajo las zapatas.
$\sigma_o$	Peso del suelo al nivel de las zapatas.
$B$	Ancho de la zapata.
$D_r$	Densidad relativa del suelo bajo el nivel de la zapata.

Para las diferentes profundidades a que se detectaron las zapatas se tiene que la capacidad de carga última  $Q_u$  en un ancho unitario es.

Profundidad (m)	$Q_u$ ( $t_n/m^2$ )
0.9	30.
1.8	19.
3.2	4.5

Las capacidades se compararon para las descargas de la estructura en la cimentación (fig. 2.11) y se determinó que el cuerpo en estudio no presentará problemas.



(30.92) CARGA VERTICAL  
22.13 CARGA POR SISMO

FIG. 2.11 PLANTA DE DESCARGAS

## 2.6 Levantamiento de Daños.

El inspector debe tener cuidado en el levantamiento de los daños, para poder distinguir los estructurales y los no estructurales, además de identificar el tipo de falla.

Dentro de los daños estructurales se deben distinguir:

### 1.- Daños en columnas

- a) Grietas diagonales, que pueden ser provocadas por cortante, torsión o flexocompresión.
- b) Desprendimiento del recubrimiento, provocado por flexocompresión.
- c) Aplastamiento del concreto y pandeo de barras, que es a causa del efecto de flexocompresión.

### 2.- Daños en vigas.

- a) Grietas diagonales, originadas por cortante o torsión.
- b) Rotura de estribos, originados por cortante o torsión.
- c) Grietas verticales, provocadas por flexión.
- d) Rotura de refuerzo principal, provocada por la flexión
- e) Aplastamiento del concreto, originado por flexión.

### 3.- Daños en unión viga-columna.

- a) Grietas diagonales, producidas por esfuerzo cortante.
- b) Falta por adherencia del refuerzo de las vigas, provocado por flexión.

#### 4.- Sistemas de piso.

- a) Grietas alrededor de columnas en losas o placas planas, que son provocadas por cortante.
- b) Grietas del centro a las esquinas o longitudinales que son provocadas por flexión.

#### 5.- Muros de concreto.

- a) Grietas diagonales a 45° aproximadamente, provocadas -- por fuerza cortante.
- b) Grietas horizontales, provocadas por flexocompresión.
- c) Aplastamiento del concreto y pandeo de barras, originado por flexocompresión.

#### 6.- Muros de mampostería.

- a) Grietas diagonales a 45° aproximadamente, provocadas -- por fuerza cortante.
- b) Grietas verticales en las esquinas y en el centro, que son provocadas por flexión.

Para el levantamiento de daños en nuestro edificio se utilizó el formato del dictamen técnico para la evaluación de edificios, formulado por la Secretaría General de Obras del Departamento de Distrito Federal, el cual se presenta a continuación - para la planta baja:

**2.6.1 Inspección De Daños.**

## Exteriores

- 1 Derrumbe total
- 2 Derrumbe parcial
- 3 Desplomado      Cuánto Imperceptible
- 4 Hundido            A consecuencia del sismo      SI      NO X
- 5 Emergido            A consecuencia del sismo      SI      NO

**2.6.2 En Colindancia**

- 1 Afectado por derrumbe de alguna construcción vecina en Ubicación de ésta      SI      NO X
- 2 Derrumbe sobre alguna construcción vecina al inmueble Ubicación de ésta      SI      NO X
- 3 El inmueble pone en peligro construcción vecina Ubicación de ésta      SI      NO X
- 4 alguna construcción vecina pone en peligro al inmueble Ubicación de ésta      SI      NO X
- 5 Es a consecuencia del sismo      SI      NO X
- 6 Separación con construcción vecina 10 Cms.

**2.6.3 En Cimentación**

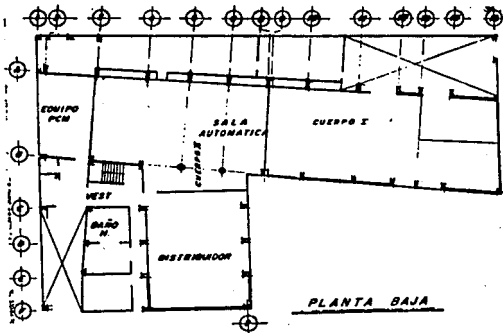
- ① Sana                              2 Hundida                              3 Dañada

**2.6.4 Daños no Estructurales      NIVEL PLANTA BAJA**

- ① No Hay      2 Pequeños      3 Moderados      4 Graves      5 Severos

Muros Divisorios	1	FISURAS	SIX NO	GRIETAS	SI NOX
Fachada no Estructural	2				
Plafones	1				
Recubrimientos	2				
Instalaciones Hidráulicas	1				
Instalación Eléctrica	1				
Instalación de Gas	1				
Elevadores	1				

**Croquis de Localización de Daños en este Nivel**



NOTA: NO EXISTEN DAÑOS

2.6.5 Daños estructurales

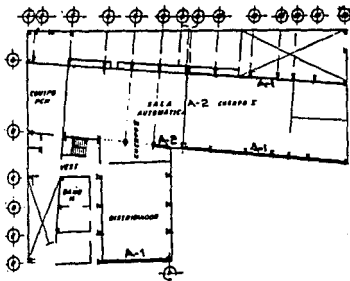
Nivel : Planta Baja

2.6.5.1 Daños en vigas

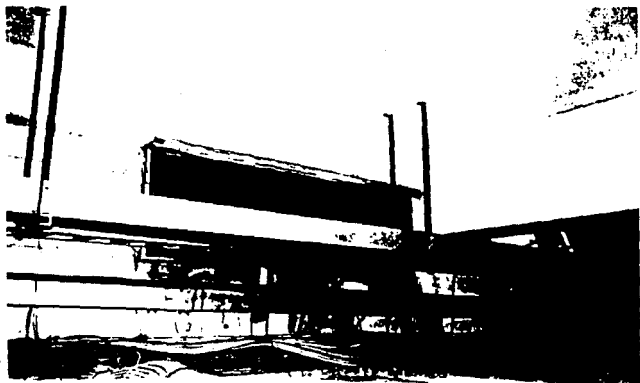
	A <input checked="" type="checkbox"/>	B	C	D	E	(OTRA) F	K REPARADO	S EN DAÑO
FISURAS L. ≤ 1mm. 1	—							
ORIENTAS L. > 1mm. 2	—							
PERDIDA DE MATERIAL 3								
VARILLAS:	VISIBLES 4							
	ROTAS 5							
	NO EXISTE 6							
NO MUESTRA 7								

Ver fotografías No. 26

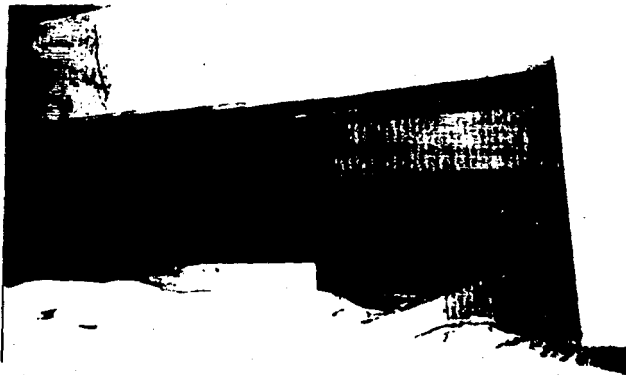
y No 27







Fotografía No. 26 Fisuras en las traves de muros de rigidez.









Fotografía No. 27 Grietas del tipo A en la trabe eje 9

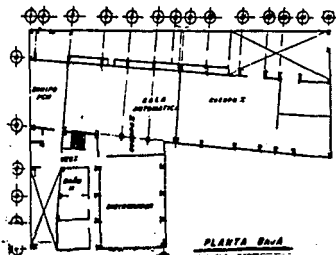
2.6.5 Daños estructurales.

Nivel : Planta Baja

2.6.5.2 Daños en columnas

							(OTRA)	K DERRUMBADO	o SIN DAÑO
	A	B	C	D	E	F	G		
FIGURAS L. > 1mm.									
ORJETAS L. > 1mm.									
PERDIDA DE MATERIAL									
VARIABLES :	VISIBLES								
	NOTAS								
	NO EXISTE								
NO MUESTRA									







Nota : No existen daños.



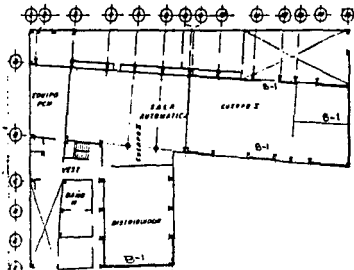
2.6.5 Daños estructurales

Nivel : Planta Baja

2.6.5.3 Daños en muros de rigidez de mampostería.

								(OTRA)	DESTRUYENDO	SIN DAÑOS
		A	B	C	D	E	F	G	K	S
FIGURAS										
L < 1 mm	1		—							
ORIENTAS										
L > 1 mm.	2									
PERDIDA DE MATERIAL	3									
VARILLAS	VISIBLES									
	ROTAS									
	NO EXISTE									
NO MUESTRA	7									







Ver fotografía No. 28

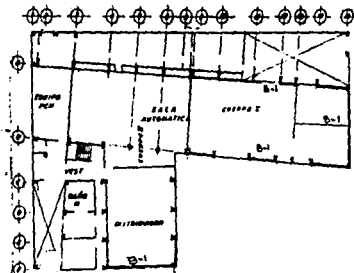


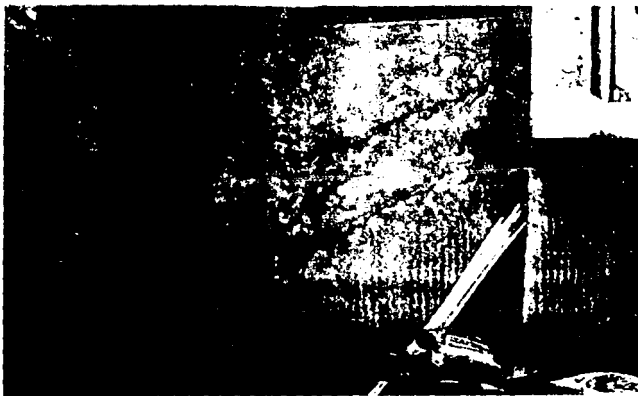
2.6.5 Daños estructurales

Nivel : Planta Nivel 1

2.6.5.3 Daños en muros de rigidez de mampostería.

							(OTRA)	DESTRUYENDO	SIN DAÑOS
	A	B	C	D	E	F	G	K	S
FIGURAS L.S. 1 mm. 1		—							
CRISTAS L > 1 mm. 2									
PERDIDA DE MATERIAL 3									
VARIABLES VISIBLES 4									
	ROTAS 5								
NO EXISTE 6									
NO MUESTRA 7									





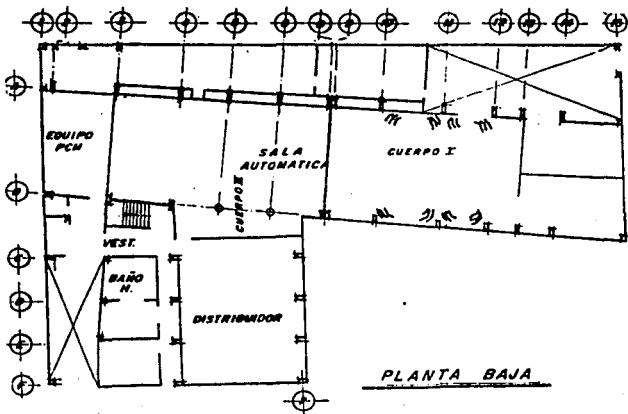
Fotografía No. 28 Grietas en muros de rigidez

## 2.6.5 Daños estructurales.

## 2.6.5.4 Daños en losas.

- |                                   |                                     |
|-----------------------------------|-------------------------------------|
| 1 TOTALMENTE COLAPSADA            | <input type="checkbox"/>            |
| 2 AGRIETADA                       | <input checked="" type="checkbox"/> |
| 3 PENETRACION POR EFECTO CORTANTE | <input type="checkbox"/>            |
| 4 NINGUNO                         | <input type="checkbox"/>            |
| 5 OTRO _____                      | _____                               |

## CROQUIS DE PLANTA



**CONCLUSIONES DEL ESTADO ACTUAL  
DE LA ESTRUCTURA**

Reparación no estructural (Daños menores)	X
Reparación estructural factible	X
Demolición total	
Demolición parcial	
Demolición inmediata	
<b>DEL USO</b>	
Puede usarse sin restricciones de acuerdo al uso autorizado	X
Puede usarse con restricciones	
Desocupar temporalmente	
Inservible	

**OTRAS:** \_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

**RECOMENDACIONES PARA LA REPARACION**

**DAÑOS MENORES**

Resanes y aplanados de interiores	X
Reposición y reparación de pisos sin afectar elementos estructurales.	
Pintura y revestimientos interiores	X
Reparación de instalaciones hidráulicas sin afectar elementos estructurales	
Limpieza, aplanados, resanes, pintura y revestimiento en fachadas	
Reparación de azoteas sin afectar elementos estructurales	
Reparación y pintura en bardas	
Otros: (usar reverso para mayores detalles)	_____

Para reparar las fisuras de las vigas se pude  
realizar una inyección con resinas.

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_

## 2.7 Elaboración del Modelo Estructural.

La elaboración del modelo estructural, consistió en marcos en las dos direcciones ortogonales, es decir se consideró como una estructura plana, como se mencionó anteriormente en el sentido transversal, se localizan los marcos formados con vigas y columnas, (ejes del 9 al 14) y en el sentido longitudinal (A y B), así como el eje 15 se encuentran muros, confinados por vigas y columnas, para la idealización de éstos marcos, para la contribución de rigidez del muro al marco, (fig. 2.12) ante cargas laterales, se utilizó el método de la diagonal equivalente el cual supone que inicialmente el tablero y marco trabajan monolíticamente con una sola unidad en la cual son importantes las deformaciones por flexión y cortante. Bastan sin embargo cargas laterales relativamente pequeñas para que marco y tablero se separen en esquinas opuestas, de modo que el segundo se apoye sobre el primero, en la forma en la que se indica en la fig. 2.13. Se producen fuerzas axiales en vigas y columnas, así como momentos y cortantes en las mismas. Los momentos son de poca importancia dado que las fuerzas de interacción se desarrollan en la proximidad en los nudos. Las fuerzas cortantes, por el contrario, son de consideración. En el tablero aparecen fuerzas de compresión diagonal que pueden producir fallas de compresión en las esquinas en contacto con el marco. En la dirección de la otra diagonal aparecen esfuerzos de tensión en la mampostería que pueden ocasionar agrietamiento diagonal en el muro.



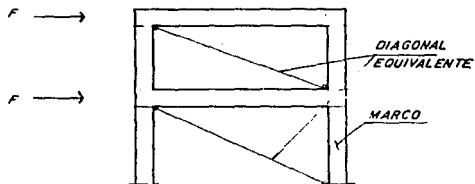


FIG. 2.12 IDEALIZACION DE LA DIAGONAL EQUIVALENTE EN UN MARCO

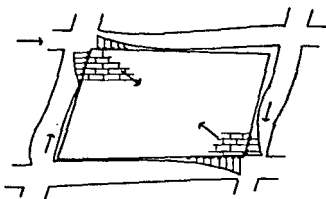
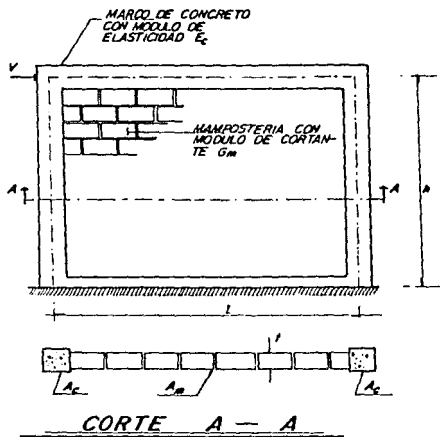


FIG. 2.13 MURO DE MAMPOSTERIA CONFINADO POR UN MARCO

Para el cálculo de la rigidez lateral y de los elementos mecánicos en marco y tablero, una posible idealización es simular que cada tablero es una diagonal equivalente en compresión (fig. 2.12) la cual se determina como se muestra en la fig. 2.14.



## DEFINICIONES

$$J = \frac{l}{h} = \text{RELACION DE ASPECTO}$$

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

$$I = \frac{A_c l^2}{2}$$

$$W_0 = 1.035 + 0.022 \lambda I A$$

PARA  $0.9 \leq \lambda \leq 1.1$   
 $0.75 \leq J \leq 2.5$

**FIG. 2.14** DEFINICIONES EMPLEADAS PARA DETERMINAR LA RIGIDEZ LATERAL DE MUROS DE MAMPOSTERIA CONFINADOS POR MARCOS DE CONCRETO.

Realizada la idealización de la estructura, se procede a determinar sus cargas que gravitan sobre ella tanto las estáticas, como las dinámicas y para la obtención de los elementos mecánicos en los elementos estructurales se utilizó un programa de computadora, el cual maneja el método de rigideces.

Para las cargas dinámicas (fuerzas laterales), se obtuvo primero el peso de la estructura y se estimó el centro de masas en cada piso. Después mediante análisis dinámico y estático se determinaron los cortantes de entrepiso.

#### 2.7.1 Revisión de la Estructura con las Normas de su Epoca.

La estructura data del año de 1951 por lo que se deduce que para ella se aplicó el reglamento de 1942, el cual eximía de revisión por sismo a las edificaciones menores de 5 pisos. Esta disposición era peligrosa para el edificio que nos ocupa, dada las características especiales y sísmicas del lugar así como de la estructura. Dadas estas circunstancias, se decidió revisar la estructura con los lineamientos para sismo del reglamento de 1976 para tener una idea de su comportamiento, estos resultados se darán en el capítulo III.

#### 2.7.2 Revisión de la Estructura con el Reglamento de 1987.

Debido a el incremento a los factores de seguridad, el coeficiente sísmico, el espectro de diseño, la reducción en los

factores de ductilidad, así como la irregularidad de la estructura, se determinó en el análisis numérico que la estructura necesita reforzarse, y por ser una estructura relativamente barata, de sólo dos niveles, se decidió no realizar pruebas para obtener el espectro de sitio, ni determinar experimentalmente el período fundamental, dado que esto resultaba muy costoso con relación a la magnitud de la estructura.

## 2.8 Verificación Experimental.

Para conocer el período fundamental de la estructura existente, así como del terreno, se puede realizar pruebas al edificio, para obtenerlos mediante una excitación forzada, lo cual implica que el edificio y terreno estén debidamente instrumentados.

La instrumentación nos va a proporcionar registros confiables del movimiento del terreno y de la construcción.

Para que sea ventajoso instrumentar una estructura ésta debe satisfacer los siguientes requisitos mínimos.

- a) Que sea típica de una cierta clase, para que los beneficios derivados no se limiten a una sola estructura.
- b) Que se disponga de una información detallada sobre las características del edificio, incluyendo planos, memoria de cálculo completa (que incluya cargas, criterios

de diseño, estimaciones analíticas de los períodos, de los modos principales de vibración, etc.) informe del estudio de mecánica de suelos. Si éstos datos no están completos, no será posible establecer un modelo -- analítico adecuado, y la utilidad de los registros disminuye drásticamente.

- c) Que haya seguridad en los instrumentos de medición.
- d) Que se tenga acceso a ellos.
- e) Que el suelo en donde se encuentra y su cimentación -- sea de gran interés, que la geometría y estructura - - sean de lo más regular posible.

Por todo lo anterior, se determinó que en nuestra estructura no era costeable su instrumentación para la prueba de una excitación forzada.

## 2.9 Conclusiones del Estudio Preliminar.

De lo anteriormente descrito se resume lo siguiente:

- 1.- El edificio no presenta daños importantes y puede seguir operando normalmente.
- 2.- El edificio es del grupo A y debe revisarse para que cumpla con las disposiciones del Reglamento de 1987.
- 3.- En caso de no cumplir con esas disposiciones la estructura deberá reforzarse.
- 4.- En el proyecto de reforzamiento deberá tenerse en cuenta - que no es posible suspender el funcionamiento de la central telefónica, ni tampoco es posible mover los equipos correspondientes.

### **CAPITULO III**

#### **REVISION DEL PROYECTO ORIGINAL CONFORME AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE 1976 Y 1987**

##### **3.1 Generalidades.**

La estructura como ya se mencionó, data del año de 1951, - por lo que se supone que fue diseñada con las normas del Reglamento de 1942, que eximía del análisis por sismo a los edificios menores de 5 pisos. Por tal motivo, y por las deficiencias de construcción que se detectaron mediante el levantamiento de sitio, se tomó la decisión de revisarla en primer término en su estado actual y de acuerdo con las normas del Reglamento de Construcciones de 1987.

##### **3.2 Revisión de la Estructura en su Estado Actual y Según el Reglamento de 1987.**

### 3.3 Determinación de Acciones Permanentes , Variables y Accidentales.

Para iniciar el análisis de nuestra estructura se procedió primero a determinar las acciones que están obrando en ella, se entiende por acción, todo agente externo o inherente a la estructura y a su funcionamiento, que provoca un esfuerzo o trabajo en los elementos estructurales. Para fines de análisis estructural las acciones se idealizan como sistemas de carga, que, aplicados a la estructura determinan el comportamiento de ésta. La finalidad del análisis estructural es encontrar la magnitud de los esfuerzos que las acciones producen en la estructura y diseñar ésta para resistir dichos esfuerzos en condiciones óptimas de servicio y seguridad.

El carácter aleatorio de las cargas y la dificultad de asignarles valores determinados, acentúan la importancia de evaluarlas con la mayor aproximación posible. La estimación y clasificación de las cargas actuantes en una estructura depende del efecto y duración de cada una de las acciones; esto implica un conocimiento de las causas y origen de las acciones, las cuales se clasifican en:

- Acciones Permanentes
- Acciones Variables
- Acciones Accidentales.



### 3.3.1 Acciones Permanentes.

Son aquellas que obran en forma tal sobre las estructuras que tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las cargas permanentes se puede considerar:

1.- Cargas muertas: Incluyen el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma. Este peso va en función de la variación del peso volumétrico de los materiales que gravitan sobre ella, y tiene una intensidad máxima y una mínima,

2.- Empuje estático de tierras y líquidos.

3.- Desplazamientos impuestos a la estructura. No son las deformaciones propias de la estructura originadas por las acciones que se están mencionando, sino los desplazamientos que se transmiten a la estructura y que por sí mismos constituyen una acción de tipo permanente. Tal es el caso de los desplazamientos diferenciales por asentamientos de la cimentación.

4.- Preesfuerzo.

### 3.3.2 Acciones Variables.

Son aquellas que obran en la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales ac

ciones que entran en esta categoría son:

1.- Carga viva.- Es aquella que se debe a la operación y uso de la construcción. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y -- que no puede considerarse como carga muerta; entran así en la carga viva, el peso y las cargas debidos a muebles, mercancías, equipos y personas.

2.- Efectos por cambios de temperatura y contracciones.

3.- Efectos de operación de maquinaria y equipo.

4.- Efectos de hundimientos diferenciales, con intensidad variable a través del tiempo.

### 3.3.3 Acciones Accidentales.

Son las que no se deben al funcionamiento normal de la -- construcción y que pueden alcanzar intensidades significativas, sólo durante lapsos breves, por ejemplo:

1.- Efectos por sismo.- (acciones dinámicas originadas por los sismos).

2.- Efectos por viento.- (acciones estáticas o dinámicas -- que representan las acciones del viento sobre las estructuras).

3.- Explosiones, incendios y otros fenómenos que puedan --

presentarse en casos extraordinarios.

La determinación de las cargas permanentes como variables para la estructura en estudio se realizó mediante recopilación de información de las dimensiones de la estructura y del uso a que se destinan las diversas áreas de ella, como se ejemplifica a continuación:

a) Cargas muertas (distribuidas en un área unitaria).

Entrepiso	Peso Kg/m <sup>2</sup>
Losa h= 10 cm (0.1) (2400 kg/m <sup>3</sup> )	240
* Carga muerta adicional por reglamento	20
Firme	90
* Carga muerta adicional por reglamento	<u>20</u>
<b>Total</b>	<b>370 Kg/m<sup>2</sup></b>

Azotea	Peso Kg/m <sup>2</sup>
Losa h= 10 cm (0.1m) (2400 kg/m <sup>3</sup> )	240
* Carga muerta adicional por reglamento	20

Relleno de tezontle (0.15m) (1000 kg/m <sup>3</sup> )	150
Entortado (0.3m) (2000 kg/m <sup>3</sup> )	60
* Carga muerta adicional por reglamento	20
Impermeabilizante	<u>30</u>
Total	520 kg/m <sup>2</sup>

\* Este incremento de carga en losas y firmes colados en si tío se debe a la probabilidad de que éstas no tengan una sección uniforme por lo que su espesor puede variar.

b) Cargas vivas gravitacionales.- Estas cargas están determinadas según el uso que las diversas áreas prestan en la central telefónica:

Area de equipo de clima	400 kg/m <sup>2</sup>
Area de sala automática	650 kg/m <sup>2</sup>
Area de escalera	350 kg/m <sup>2</sup>
Area de oficinas	250 kg/m <sup>2</sup>
Area de azotea**	200 kg/m <sup>2</sup>

\*\* Este peso se consideró mayor al peso que determina el reglamento de construcciones, debido a que de las losas de azo-

teas y entrepisos cuelgan numerosos cables.

c) Cargas accidentales.- (cargas para análisis por sismo)

Area de equipo de clima	300 kg/m <sup>2</sup>
Area de sala automática	550 kg/m <sup>2</sup>
Area de escalera	150 kg/m <sup>2</sup>
Area de oficinas	180 kg/m <sup>2</sup>
Area de azotea**	160 kg/m <sup>2</sup>

Una vez determinadas las cargas unitarias, se procedió a distribuir las cargas sobre las vigas, como se ilustra en la sección siguiente.

### 3.4 Distribución de cargas.

Para determinar los elementos mecánicos que obran en los elementos estructurales por efecto de las cargas muertas y cargas vivas es necesario definir las áreas tributarias de influencia (fig. 3.1) de estos elementos. El procedimiento más usual para losas perimetralmente apoyadas consiste en trazar por cada una de las esquinas que forma un tablero líneas a 45°, cada una de las cargas unitarias multiplicadas por las áreas así determinadas define la carga total sobre la viga correspondiente.

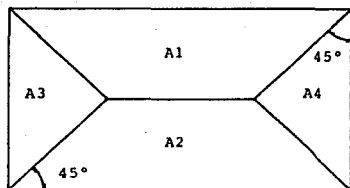


Fig. 3.1 Areas tributarias para la distribución de cargas.

Procediendo de esta forma se distribuyó la carga sobre las vigas de los marcos que forman la estructura para realizar posteriormente el análisis numérico y obtener los elementos mecánicos (cortante, momento flexionante) y los desplazamientos por carga vertical. Este procedimiento se muestra a continuación para dos de los marcos, a manera de ejemplo.

Transmisión de cargas gravitacionales para el marco del -- eje A.

Determinación de carga gravitacional total unitaria en entrepiso, donde se encuentra ubicado sólo equipo telefónico -- (fig. 3.2)

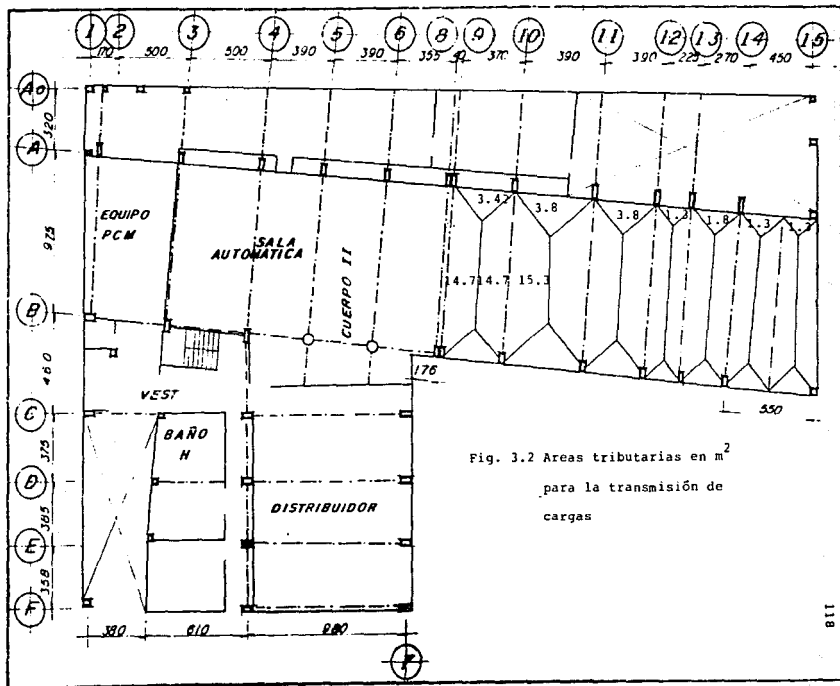


Fig. 3.2 Areas tributarias en  $m^2$   
para la transmisión de  
cargas

$$W_t = W_m + W_v$$

$W_t =$  carga total

$W_m =$  Carga muerta

$W_v =$  Carga viva

$$W_t = 370 \text{ kg/m}^2 + 650 \text{ kg/m}^2$$

$$W_t = 1020 \text{ kg/m}^2$$

Determinación de la carga distribuida sobre la viga entre ejes 9 y 10

$W = A \cdot W_t / L$   $W =$  Carga uniformemente distribuida

$L =$  Longitud de la viga

$$W = 3.42\text{m} (1.02\text{Ton/m}^2) / 3.70 = 0.94 \text{ tn/m.}$$

Se debe agregar el peso propio de la viga y el peso del muro que gravita sobre ella.

El peso de la viga por metro lineal se obtiene multiplicando el área de la sección por su peso volumétrico:

$$\text{Area } (0.5-0.1) \times 0.25 = 0.10 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso de la viga} = 0.10 (2.4) = 0.24\text{Ton/m}^2$$

De igual forma se obtiene el peso del muro

$$\text{Peso del muro} = 0.645 (1.4) = 0.90\text{Ton/m}^2$$



Carga total uniformemente distribuida en la viga.

$$W = 0.94 + 0.24 + 0.90 = 2.08 \text{ Ton/m}$$

Determinación de cargas gravitacionales para el marco del eje 10 entre los ejes A - B

$$W = 14.7 (1.02) / 9.8 = 1.53 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Peso propio de la viga } 0.21 \text{ m}^2 (2.4 \text{ Ton/m}^3) = 0.504 \text{ Ton/m}$$

Carga uniformemente distribuida total  $1.53 + 0.504 = 2.03 \text{ Ton/m}$ .

Realizando este procedimiento repetitivamente, para las diferentes áreas tributarias y pesos se determinaron las cargas - que gravitan sobre todos los marcos de la estructura. Aquí sólo se presentan los marcos de los ejes A y 10 con sus cargas -- respectivas, (fig. 3.3, 3.4) las secciones de sus elementos estructurales y las dimensiones generales.

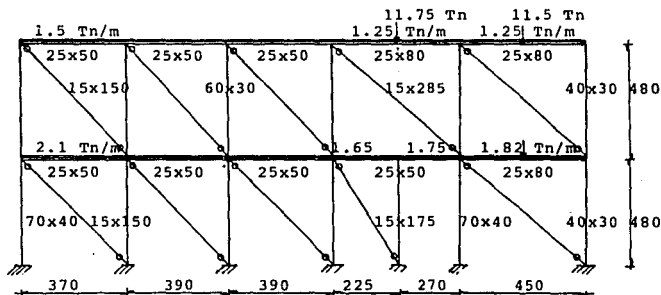


Fig. 3.3 Idealización del Marco eje A.

Como se mencionó en la sección 2.7 del capítulo II, los muros que contribuyen a dar rigidez a los marcos, se idealizaron mediante el método de la diagonal equivalente, que se ejemplifica en seguida:

$$\text{Ejemplo: } \kappa = \frac{I}{h} = \frac{3.70}{4.55} = 0.81 \quad 0.75$$

$$G_m = 0.4 E_m$$

$$\lambda = \frac{E_c A_c}{G_m A_m} = \frac{113100 (1800)}{2400 (15) (450)} = 12.6 \quad \lambda \quad 3.1$$

$$E_m = F_m^* (400) =$$

$$E_m = 15 (40) =$$

$$6000 \text{ Kg/cm}^2$$

Aunque el valor de  $\lambda$  es mayor que 11 se utilizó la fórmula

$$W_0 = (0.35 + 0.022 \lambda) h \quad 3.2$$

$$W_0 = [0.35 + 0.022 (12.6)] 4.55 = 2.85 \text{ m.}$$

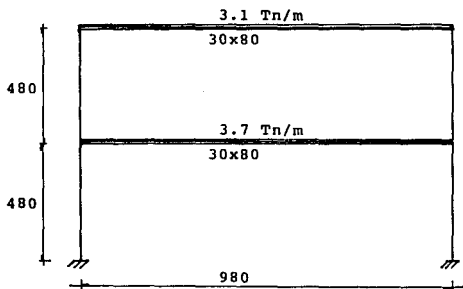


Fig. 3.4 Idealización del marco eje 10

### 3.5 Método de las Rigideces para el Análisis numérico de los Marcos que Conforman la Estructura.

Al método de rigideces también se le conoce como el método de los desplazamientos y su filosofía es, fijar todos los grados de libertad y se calculan los valores de las restricciones. Luego se suprimen éstas para admitir las deformaciones y restaurar el equilibrio. Se resuelven las ecuaciones de equilibrio resultante para determinar los desplazamientos y, subsecuentemente, las acciones de fuerza.

Se le llama grado de libertad a la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. En marcos los movimientos son giros o desplazamientos en los nudos, como se muestra en la Fig. 3.5, 3.5b. Si no se consideran las deformaciones axiales de las vigas y columnas, los grados de libertad son solamente los seis primeros. Además, en este ejemplo particular, aprovechando la simetría, se puede reducir el problema a uno de 4 grados de libertad (Fig. 3.6).

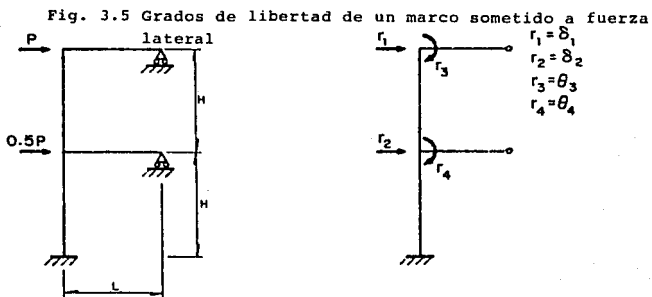
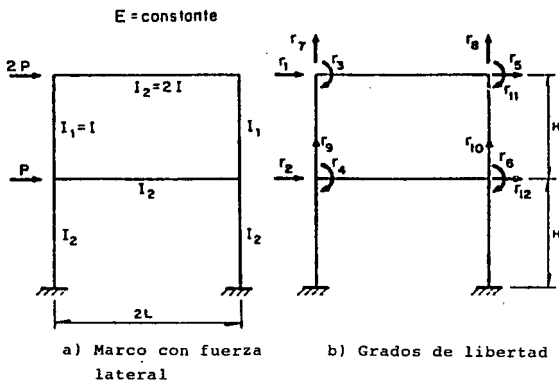


Fig. 3.6 Reducción de grados de libertad

El elemento  $K_{ij}$  de una matriz de rigideces  $K$  es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en la dirección del grado de libertad  $i$  para que se produzca un desplazamiento unitario en la dirección del grado de libertad  $j$ . El conjunto ordenado de los valores  $K_{ij}$  constituyen la matriz de rigideces lo cual se escribe:

$$\begin{pmatrix} K1 \\ K2 \\ K3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F11 & F12 & F13 \\ F21 & F22 & F23 \\ F31 & F32 & F33 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \end{pmatrix} \quad 3.3$$

Esta expresión es general por lo que se recomienda ahondar en este método para su utilización y su conocimiento más particularmente.

Para la solución de los marcos de nuestra estructura sometida a cargas gravitacionales, se utilizó un programa de computadora, para el cual se tiene la captura de datos en donde se definen, nudos, materiales, secciones de elementos, longitudes, y cargas que obran sobre los elementos, se obtienen los resultados de los desplazamientos y elementos mecánicos (carga axial, cortante y momento flexionante). A continuación se presentan los listados unicamente del marco del eje 10, y cabe mencionar que se siguió este procedimiento para todos los marcos que conforman la estructura.

=====

ARCHIVO DE ENTRADA DE DATOS PARA AMP86	Rev.8710
--	----------

=====

E.N.E.P ARAGON

CENTRAL TELEFONICA.

MARCO DEL EJE 10

Parámetros

{Param : Nnud Nmat Nsec Nlon Nrot Nnetd Nnle Nccc Ncmc Nnuc Ncgr Ncti Nnle  
 6 1 3 2 2 3 6 2 0 0 2 2 2 0

} Fin de definición de parámetros.

Cordenadas nodales y grados de libertad

Coord./Gl Nudo	---X---	---Y---	Dx	Dy	Dz	Pg
Nudo : 1	.0000	.0000	1	1	1	0
Nudo : 2	9.750	.0000	1	1	1	0
Nudo : 3	.0000	4.850	0	0	0	0
Nudo : 4	9.750	4.850	0	0	0	0
Nudo : 5	.0000	9.700	0	0	0	0
Nudo : 6	9.750	9.700	0	0	0	0

} Fin de definición de datos nodales.

Materiales

{Propied. Mat. ---E--- ---Nu---  
 Mater. # : 1 .1580E+07 .1800

} Fin de definición de materiales.

Secciones

Propied. Sec. Tipo	---P1---	---P2---	---P3---	---P4---
Sec. # : 1 1	.4000	.7000	.0000	.0000
Sec. # : 2 1	.3000	.6000	.0000	.0000
Sec. # : 3 1	.3000	.8000	.0000	.0000

} Fin de definición de propiedades de secciones transversales.

Longitudes

{Magnitud Lon. ---L---  
 Long. # : 1 4.850  
 Long. # : 2 9.750

} Fin de definición de longitudes.

Angulos de matrices de rotaciones

{Angulos Rot. ---T---  
 Rotac. # : 1 90.000  
 Rotac. # : 2 .0000

} Fin de definición de ángulos para matrices de rotación.

Elementos tipo

Pro. Elem Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr					
Eltpo. # : 1	1	1	1	1	1	0	.0000	.0000	.0000	.000
Eltpo. # : 2	1	2	1	1	1	0	.0000	.0000	.0000	.000
Eltpo. # : 3	1	3	2	2	2	0	.0000	.0000	.0000	.000

} Fin de definición de elementos tipo.

-----

Datos de Elementos

(Definición El. Tipo N.A N.B Pg

Elem. # :	1	3	3	4
Elem. # :	2	3	5	6
Elem. # :	3	1	1	3
Elem. # :	4	1	2	4
Elem. # :	5	2	3	5
Elem. # :	6	2	4	6

)  
Fin de definición de datos de elementos.

## Cargas de grupo

(Cargas de Dir Cc

Grupo --->	X	1													
	Niv	Valor	#	N1	N2	N3	N4	N5	N6	N7	N8	N9	N1		
Grpo # : 1		8.4183	2	3	4										
Grpo # : 2		15.0126	2	5	6										

)  
Fin de definición de cargas de grupo.

## Cargas tipo

(Def. Carga Tipo ---w/p--- ---a--- --Alpha--

Tipo # :	1	3.700	.0000	.0000
Tipo # :	2	3.100	.0000	.0000

)  
Fin de definición de cargas tipo.

## Cargas en elementos

(Cargas en Ele. C.C. T.C.

Elem # :	1	2	1
Elem # :	2	2	2

)  
Fin de definición de cargas en elementos.

## RESULTADOS DEL ANALISIS BAJO CARGA VERTICAL

Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	2	.000000	.000000	.000000
2	2	.000000	.000000	.000000
3	2	-.000025	-.000363	-.000906
4	2	.000025	-.000363	-.000906
5	2	.000076	-.000621	-.001986
6	2	-.000076	-.000621	.001986

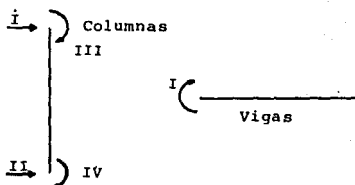
Elementos Mecánicos (Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Mbx
1	2	-1.959	18.038	25.554	1.959	18.038	-25.554
2	2	5.945	15.113	16.318	-5.945	15.112	-16.318
3	2	33.150	-3.986	-6.292	-33.150	3.986	-13.039
4	2	33.150	3.986	6.292	-33.150	-3.986	13.039
5	2	15.112	-5.945	-12.515	-15.112	5.945	-16.318
6	2	15.112	5.945	12.515	-15.112	-5.945	16.318

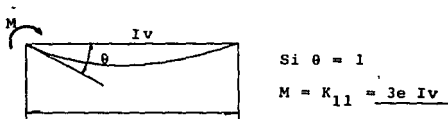
/ANP80 : Fin solución lineal.

En este método, se obtiene la matriz de rigideces de los - elementos aislados (vigas y columnas) que forman la estructura, para los grados de libertad que les correspondan. En este caso los elementos tienen los grados de libertad mostrados en la fig. 3.7.





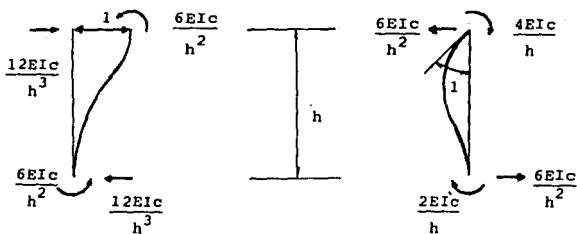
a) Grados de libertad de piezas aisladas



$$\text{Si } \theta = 1$$

$$M = K_{11} = \underline{3e Iv}$$

b) Vigas



c) Columnas

Fig. 3.7 Grados de libertad en elementos.

### 3.6 Parámetros de Diseño.

#### 3.6.1 Espectro para Diseño Sísmico.

El espectro de respuesta es una gráfica que proporciona la respuesta máxima ante un sismo dado de una estructura en función del período natural  $T$  y el amortiguamiento  $\lambda$ . La respuesta de una estructura ante un sismo puede ser un desplazamiento,  $(D)$ , una velocidad  $(V)$  o una aceleración  $(A)$ .

Los espectros de respuesta pueden ser:

- Espectro de desplazamientos  $s d.$
- Espectro de velocidades  $s v.$
- Espectro de aceleraciones  $s a.$

Que son gráficas que proporcionan los desplazamientos, velocidades y aceleraciones máximas (fig. 3.8), respectivamente - en función de  $T$  y  $\lambda$

Aunque las respuestas espectrales reales para movimientos sísmicos son bastante irregulares, tienen la forma general de - un trapecoide como se aprecia en la Fig. 3.8

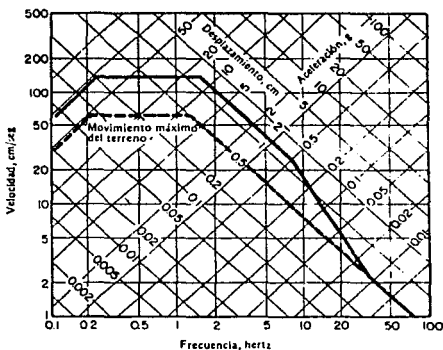


Fig. 3.8 Espectro de diseño elástico, movimiento horizontal (0.5 g: aceleración máxima, 5% de amortiguamiento, una sigma de probabilidad acumulativa).

Para cualquier frecuencia específica  $f$ , las relaciones entre los valores de  $Df$ ,  $Vf$ ,  $Af$ , se definen como sigue:

$$Vf = \omega Df \quad 3.4$$

$$Af = \omega Vf = \omega^2 Df. \quad 3.5$$

Donde  $\omega$  es la frecuencia circular natural,  $2\pi f$

Para fines de diseño se recomienda en el Reglamento de - - Construcciones, usar espectros de aceleraciones con la siguiente forma general de la Fig. 3.9

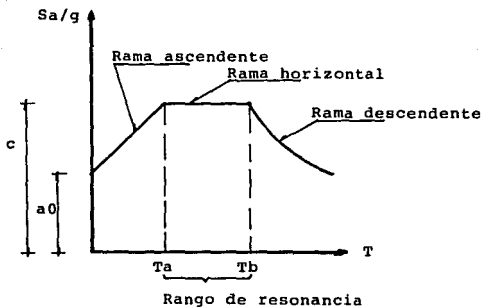


Fig. 3.9 Espectro de aceleraciones típico

$a_0.g$  = Aceleración máxima del terreno

$c.g$  = Aceleración máxima de la estructura

$T_a, T_b$  = Períodos que definen el rango de resonancia

$r$  = Constante

$T$  = Período de una estructura

Estos valores dependen de la zona sísmica y del tipo de terreno por lo que en nuestra estructura en estudio se utilizará el espectro de diseño de la figura 3.10 para la aplicación del análisis modal.

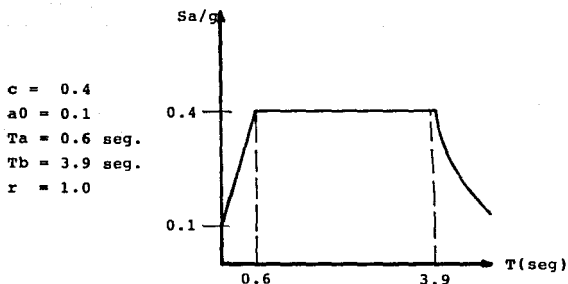


Fig. 3.10 Espectro de diseño para la zona tipo III (Reglamento 1987 D.F.)

La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño,  $a$ , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad se obtiene mediante las siguientes expresiones:

Rama ascendente  $a = \frac{(1 + \frac{3T}{T_a}) c}{4}$  Si  $T$  es menor que  $T_a$  3.4

Rama horizontal  $a = c$  Si  $T$  está entre  $T_a$  y  $T_b$  3.5

Rama descendente  $a = qc$  Si  $T$  mayor que  $T_b$  3.6

$qc = \frac{(T_b)^r}{T}$  3.7

### 3.6.2 Factor de Comportamiento Sísmico (factor de ductilidad).

Los espectros de diseño que sugiere el Reglamento, parten

de la base que la estructura es elástico-lineal, por eso se denomina espectros elásticos. Sin embargo las estructuras reales no son elástico lineales, sino, que para cargas intensas presentan un comportamiento elastoplástico.

La ductilidad es la propiedad de una estructura de deformarse bajo la acción de una carga sin que aumente el valor de ésta (Fig. 3.11). Es decir es la capacidad de una estructura para sufrir deformaciones, por encima del límite de fluencia -- sin llegar a la falla y se define  $Q = U_m/U_y$  3.8. Esta se puede presentar por la aparición de grietas de tamaño considerable, destrucción de elementos de albañilería o la destrucción parcial o total de un elemento estructural.

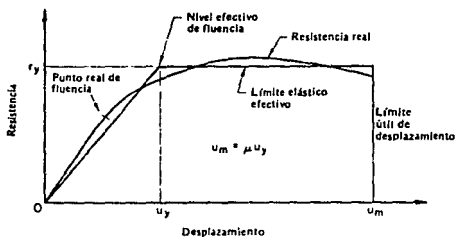


Fig. 3.11 Relación resistencia-desplazamiento.

El factor de ductilidad depende del tipo de carga que se aplique al elemento estructural y de las deformaciones que se utilicen para definirlo.

El aprovechamiento de la ductilidad en estructuras constituye uno de los conceptos básicos de la Ingeniería Sísmica moderna. Si una estructura dúctil de un grado de libertad (Fig. 3.12), se ve sometida a un movimiento en la base, la máxima fuerza que podrá desarrollarse en el elemento resistente estará acotada por su capacidad lateral  $F_y$ , independientemente de la intensidad del temblor. La deformación lateral  $d$  máx en cambio, si será función de dicha intensidad.

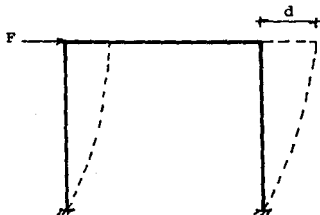


Fig. 3.12 Marco de un grado de libertad

El valor de  $Q$  depende del tipo de estructura, del material predominante y de que se cumplan algunos detalles de diseño que permitan el comportamiento dúctil de la estructura. Dichos valores y características se describen en las Normas Técnicas Complementarias para sismo.

Dadas las características de nuestra estructura, se tomará un factor de comportamiento sísmico igual a 2, ya que esta cuenta con muros de mampostería que están ligados a la estructura. Tomando en cuenta que los muros de mampostería son subsistemas estructurales muy rígidos pero poco resistentes, es de esperarse que durante una sollicitación sísmica se sobrepase la capacidad resistente de estos muros antes de que se desarrolle totalmente la capacidad resistente de los marcos.

### 3.6.3 Reducción de Fuerzas Sísmicas.

Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y las obtenidas del análisis dinámico modal que se fijan en las N.T.C. para diseño por sismo, se podrán reducir dividiéndolas entre el factor reductivo  $Q'$ . En el diseño sísmico de estructuras que satisfagan las condiciones de regularidad que fija la sección 6 de dichas normas.

El valor de  $Q'$  se calculará como sigue:

$$Q' = Q \text{ si se desconoce } T \text{ o si éste es mayor o igual a } T_a \quad 3.9$$

$$Q' = 1 + (T/T_a) (Q-1), \text{ si } T \text{ es menor que } T_a \quad 3.10$$

En el diseño sísmico de la estructura que no satisfagan -- las condiciones de regularidad se multiplicará por 0.8 el valor de  $Q'$ .



Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las --  
causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

#### 3.6.4 Factor de Importancia.

Como nuestra estructura pertenece al grupo A, debido a la importancia que tienen las centrales telefónicas, se utilizó un factor de importancia de 1.5 (Reglamento de 1987).

### 3.7 Análisis Sísmico por los Métodos Dinámico Modal y Estático.

#### 3.7.1 Determinación de Pesos para Análisis Sísmico de la Estructura.

Para el análisis sísmico Estático y Dinámico modal --  
requerimos del conocimiento de los pesos que obran en la estructu  
tura. Para su determinación, se deben considerar todas las carg  
gas muertas más las cargas accidentales como se muestra a contin  
nuación.

Como se obtuvo en la sección 3.3 las cargas muertas por --  
unidad de área son:

Entrepiso	370 kg/m <sup>2</sup>
Azotea	520 kg/m <sup>2</sup>

Y las cargas accidentales, para nuestra estructura, debido

a que su uso está destinado a equipo telefónico de sala automática valen:

Entrepiso	550 Kg/m <sup>2</sup>
Azotea	160 Kg/m <sup>2</sup>

De donde obtenemos las cargas totales

Para entrepiso:

$$W_{Ta} = 370 + 550 = 920 \text{ Kg/m}^2 \quad W_{Ta} = \text{carga total accidental - por unidad de área.}$$

Para azotea:

$$W_{Ta} = 520 + 160 = 680 \text{ Kg/m}^2$$

Dado que para el análisis por torsión se requiere conocer el centro de masas, éstos se obtuvieron mediante las ecuaciones

$$XG = \frac{\sum_{i=1}^n W_i X_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad 3.17$$

$$YG = \frac{\sum_{i=1}^n W_i Y_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad 3.12$$

Para ilustrar lo anterior, se presenta la obtención del peso de la estructura en estudio en el nivel entrepiso.

Area (WTa)	Peso (Ton.)	Xg	Yg
(Según uso)			
20.25 (9.8) (0.92)	182.6	10.5	4.9
<b>Vigas</b>			
(Tn/m) (m)			
(0.48) (9.2)	4.42	10.5	4.9
(0.30) (29.7)	8.91	10.5	4.9
(0.672) (66)	44.35	10.5	4.9
<b>Columnas</b>			
(Ton/m) (m)			
(0.672) (57.6)	38.7	10.5	4.9
<b>Muros</b>			
(Ton/m) (m)			
(0.90) (40.7)	<u>36.63</u>	10.5	<u>4.9</u>
	WT= 315.6	XG= 10.5	YG = 4.9

Para el nivel azotea, en forma similar:

$$WT= 225 \text{ Ton} \quad \bar{X}G = 10.5 \quad \bar{Y}G = 4.9$$

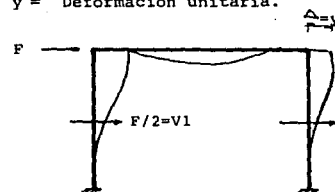
### 3.7.2 Rigideces de los sistemas resistentes.

Se define como rigidez de entrepiso a la fuerza necesaria para producir un desplazamiento relativo unitario entre los pisos que limitan a ese entrepiso (Fig. 3.13)

$$K = \frac{V_T}{\Delta} \quad 3.13$$

$V_T =$  Cortante total

$\Delta = y =$  Deformación unitaria.



$F = V_1 + V_2$

$$K = \frac{V_t}{\Delta}$$

Fig. 3.13 (Rigidez de un marco)

La obtención de rigideces en una estructura es de gran importancia, ya que con ellas conocemos los desplazamientos de los elementos estructurales, por lo que es necesario para la aplicación del análisis sísmico por el método estático o dinámico. Para la obtención de las rigideces de nuestros marcos, se realizó un análisis estático para la obtención de la cortante total y de las fuerzas sísmicas, que se aplicaron a éstos, para provocarles deformaciones laterales. Para la obtención de estas deformaciones se aplicó el método de las rigideces, cuyos resultados se presentan a continuación:

Análisis estático:

$$V_B = c \sum_{i=1}^n W_i F_a \quad 3.14$$

$i =$  número de niveles

$F_a =$  Factor de amplificación.

$$F_i = \frac{W_i h_i V_B}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad 3.15$$

VB = Cortante total en la base

$$VB = 0.4(315 + 225) (1.5) = 324 \text{ Ton.}$$

Obtención de fuerzas

Nivel	Wi	h <sub>i</sub>	Wi h <sub>i</sub>	Fi	Vi
2	225	9.60	2160	190.6	190.6
	<u>315</u>	4.80	<u>1512</u>	133.4	324
	540		3672		

Las fuerzas totales de entrepiso son aplicadas en los marcos y se obtienen los desplazamientos relativos y las rigideces como se muestra en la tabla 3.3

Tabla 3.3 obtención de rigideces de los marcos

Marco	Dirección	Nivel	Fuerza	Desplazamiento	Rigidez lateral Ton/m
A	X	1	133	0.0464050	5983.3
		2	190	0.0876060	4618.9
B	X	1	133	0.0488500	6633.8
		2	190	0.0911870	4494.9
9	Y	1	133	0.181549	1784.9
		2	190	0.436043	747.8
10	Y	1	133	"	"
		2	190	"	"
11	Y	1	133	"	"
		2	190	"	"
12	Y	1	133	"	"
		2	190	"	"
13	Y	1	133	0.0620580	2155.4
			-	-	-
14	Y	1	133	0.181549	1784.9
		2	190	0.436043	747.8
15	Y	1	133	0.0359670	9009.9
		2	190	0.0778080	4548.2

### 3.7.3 Análisis sísmico por el Método Dinámico Modal.

Los desplazamientos de una estructura producidos por un sismo obedecen a la ecuación de movimiento.

$$M \ddot{Y} + C \dot{Y} + K Y = -M \bar{I} \ddot{Y}_g \quad 3.16$$

Donde

$Y$  = Vector de desplazamientos de la estructura relativos al terreno.

$\dot{Y}$  = Vector de velocidades

$\ddot{Y}$  = Vector de aceleraciones

$\ddot{Y}_g$  = Aceleración del terreno producida por el sismo

$M$  = Matriz de masas de la estructura

$c$  = Matriz de amortiguamiento de la estructura

$K$  = Matriz de rigideces de la estructura

$i$  = Vector columna de componentes todos iguales a la unidad

El problema del análisis dinámico consiste en: conocidos,  $M$ ,  $c$ ,  $k$  y  $\ddot{Y}_g$ , calcular el vector ( $y$ ) que satisfaga la ecuación diferencial matricial anterior y a partir de éste, determinar - las respuestas máximas para fines de diseño.

En estructuras de comportamiento elástico lineal y con poco amortiguamiento, es aceptable suponer que el vector ( $Y$ ) puede obtenerse como la suma de las contribuciones de varias configuraciones de vibración independientes, cada una de ellas con período de -

de vibración bien definido. Esto es:

$$Y_i(t) = \sum_{j=1}^n F_j(t) c_j \phi_{ij} \quad 3.17$$

Donde:

$F_j(t)$  = Función variable con el tiempo que indica la participación del modo  $j$  en el desplazamiento total. Sus unidades son de longitud (cm) y su desplazamiento máximo se puede obtener entrando al espectro de desplazamiento con el período  $T_j$  correspondiente al modo  $j$ .

$C_j$  = Coeficiente de participación del modo  $j$  que indica la escala en que el modo  $j$  participa en el desplazamiento total.

Se puede demostrar que:

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i Y_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i Y_i^2} \quad 3.18$$

o lo que es lo mismo

$$C_j = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{ij}^2} \quad 3.19$$

Donde

$\phi_{ij}$  = desplazamiento máximo normalizado de la masa  $i$  en el modo  $j$  (Adimensional)

La obtención de desplazamientos con este enfoque resulta -

por lo general complicada. Por esta razón, puede optarse por calcular, para cada modo el desplazamiento máximo para cada masa.

$$Y_{\max ij} = S_d c_j \phi_{ij} \quad 3.20$$

Donde:

$Y_{\max ij}$  = desplazamiento máximo de la masa  $i$  en el modo  $j$ .

$S_d$  = Ordenada del espectro de desplazamientos correspondientes a  $T_j$ .

Como por lo general los reglamentos proporcionan espectros de aceleraciones  $S_a$ , hacemos la sustitución:

$$S_d = \frac{S_a}{w^2} \quad 3.21$$

Por lo que resulta en 3.20

$$Y_{\max ij} = \frac{S_a}{w_j^2} c_j \phi_{ij} \quad 3.22$$

El desplazamiento máximo total de cada masa, no queda dado por la suma de los desplazamientos máximos de esa masa para cada modo:

$$Y_{\max i} \neq \sum_{j=1}^n Y_{\max ij} \quad 3.23$$

Porque esos máximos ocurren en instantes diferentes, se puede demostrar que para los sistemas comunes:

$$Y_{\max i} = \sqrt{\sum_{j=1}^n Y_{\max ij}^2} \quad 3.24$$



Esta igualdad puede extenderse a cualquier respuesta de la estructura

$$K_{emaxi} = \sqrt{K^2_{maxi1} + K^2_{maxi2} + \dots + K^2_{maxi n}} \quad 3.25$$

Donde K puede ser fuerza cortante (v), desplazamiento relativo, etc.

Para nuestra estructura se utilizó un programa de computadora que aplica el procedimiento anterior, llegando a los siguientes resultados:

-----  
**E.N.E.P. ARAGON**  
**CENTRAL TELEFONICA**  
**ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL.**  
**REVISION DEL ESTADO ACTUAL CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES**  
**PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1987.**  
**TIPO Y LOCALIZACION DE MARCOS COMPONENTES**

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco 0B	1	.000000	2
2	X Marco 0A	2	9.750000	2
3	Y Marco 09	1	.000000	0
4	Y Marco 10	1	3.700000	0
5	Y Marco 11	1	7.600000	0
6	Y Marco 12	1	11.500000	0
7	Y Marco 13	2	13.750000	0
8	Y Marco 14	1	16.450000	0
9	Y Marco 15	3	21.350000	2

## PARAMETROS PARA ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MODAL:

Norma empleada :

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (3 de Julio de 1987) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (5 de noviembre de 1987).

Zona de ubicación ..... III  
 Tipo de estructuración .... I  
 Grupo segun uso ..... A  
 Factor Ductilidad (Qx) .. 2.000  
 Factor Ductilidad (Qy) .. 2.000  
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810  
 Coeficiente sísmico (c) .. .400  
 Factor amplific. (Fa) .. 1.500  
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .100  
 Período caract. A (TA) .. .600  
 Período caract. B (TB) .. 3.900  
 Exponente ord. spec. (r) .. 1.000

## FUERZAS ESTATICAS MASAS, PROPIEDADES DE CADA NIVEL

Niv Estática	Fuerza	Masa	Dimensiones		
			B	H	I
1	133.8	32.17	9.750	21.35	4.850
2	190.3	22.89	9.750	21.35	4.850

Datos del modelo (Modif.) resultante:

Rig. Piso	Dirección X			Rig. Piso	Dirección Y		
	Diag. Ppal.	Subdiagonal			Diag. Ppal.	Subdiagonal	
12098.5	672.221	.000000		20090.2	882.072	.000000	
9527.50	416.321	-351.133		8286.99	362.114	-305.414	

-----

**MODOS DE VIBRACION**

**PERIODO DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION X**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		13.060	.48112	2.0785

Forma : .10110      .17126

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		30.298	.20738	4.8221

Forma : .14444      -.11987

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION Y**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		14.866	.42264	2.3661

Forma : .73944E-01      .18976

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		31.987	.19643	5.0909

Forma : .16005      -.87672E-01

**RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL MODAL**

**COEFICIENTES DE PARTICIPACION MODAL:**

Modo	X	Y
1	7.1716	6.7216
2	1.9036	3.1426

**Rigidez lateral, Factor  $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$ , Fuerzas**

Nivel	Rigidez lateral KX	Rigidez lateral KY	Factor	Fuerza Estatica	Fuerza Dinamica FX	Fuerza Dinamica FY
2	9527.	8287.	.7247E+06	190.3	77.36	76.96
1	.1210E+05	.2009E+05	.1403E+07	133.8	63.10	42.19
			V :	324.1		
			A0x/C*V/Qx :	135.3	140.5	
			A0y/C*V/Qty :	122.1		119.2
			∑ :		103.8	97.58

Cociente A0x/C = .8348845

Cociente A0y/C = .7536688

**DESPLAZAMIENTOS LATERALES GENERADOS POR FUERZAS DINAMICAS (afectados por Q).**

Nivel	DX	Rel*Qx	DY	Rel*Qy	Perm.
2	.1973E-01	.1624E-01	.1522E-01	.1857E-01	.2910E-01 Permitido
1	.1161E-01	.2322E-01	.5931E-02	.1186E-01	.2910E-01 Permitido

### 3.7.4 Análisis Sísmico por el Método Estático.

En la mayor parte de los edificios comunes, de baja altura el efecto del primer modo de oscilación en la respuesta total es predominante. Por tal razón se ideó el método de análisis estático como un método simplificado que parte de las siguientes hipótesis:

a) El período de la estructura  $T$  queda en el rango de resonancia.  $T_A < T < T_B$ , en consecuencia la aceleración corresponde al valor máximo del espectro c.g.

Con esta hipótesis se hace innecesario calcular las características dinámicas de la estructura.

b) Las fuerzas en cada entrepiso se obtienen multiplicando el peso de cada entrepiso por un coeficiente que varía linealmente desde cero en la base hasta un valor máximo en el piso más alto (fig. 3.14)

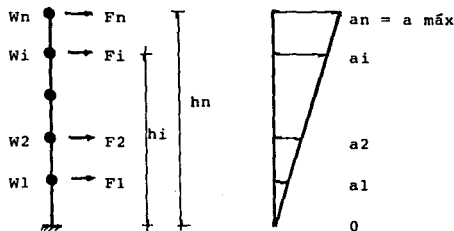


Fig. 3.14 Diagrama de aceleraciones para el método Estático

Para la obtención de la fuerza cortante total se aplica:

$$V_f = \frac{c}{Q} \sum_{i=1}^n W_i \quad 3.26$$

Pero se debe verificar que  $\frac{c}{Q} > a_0$

Si  $\frac{c}{Q} < a_0$ , se sustituye por  $a_0$

La fuerza aplicada en un piso cualquiera  $i$ , es

$$F_i = a_i W_i = \frac{a_{\max}}{h_n} h_i W_i \quad 3.27$$

La fuerza cortante en la base es

$$V_B = \sum_{i=1}^n F_i = a_{\max} \sum_{i=1}^n \frac{W_i h_i}{h_n} \quad 3.28$$

6

$$V_B = \frac{c}{Q} W \quad 3.29$$

Igualando

$$V_B = \frac{a_{\max}}{H} \sum_{i=1}^n W_i h_i \quad 3.30$$

$$\frac{a_{\max}}{H} = V_B \frac{1}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad 3.31$$

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_B \quad \text{fórmula dada en 3.15}$$

El reglamento de construcciones permite reducciones en el valor de la fuerza cortante total calculada por este procedi-

miento, si se toma en cuenta el valor aproximado del período -- fundamental de la estructura. Para ello se propone calcular el período de vibración T con la siguiente ecuación:

$$T = 6.3 \left[ \frac{1}{9} \frac{\sum W_i X_i^2}{\sum F_i X_i} \right]^{1/2} \quad 3.32$$

$X_i$  = Desplazamiento de la masa " $W_i$ " producido por el sistema  $F_i$ .

Una vez calculado el valor de T, según su situación en el espectro de diseño se aplicarán diversos coeficientes para calcular las fuerzas por sismo aplicadas en la estructura que podrán reducir o no de acuerdo a lo siguiente:

a) si  $T < T_a$

$$c' = \frac{a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a}}{Q'} \quad 3.33$$

b) si  $T_a \leq T \leq T_b$

No se permitirá reducción del valor de c.

c) si  $T > T_b$

$$F_i = [K_1 h + K_2 h^2] \frac{c}{q} W_i \quad 3.34$$

$$K_1 = \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \left[ \frac{T_b}{T} r \right]$$

$$K_2 = 0.5 r \left[ 1 - \frac{T_b^F}{T} \right] \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad 3.35$$

Aplicando la metodología anterior se tiene:

$$V_B = \frac{0.4 (S40) 1.5}{2} = 162 \text{ Tn}$$

Usando la fórmula 3.17

Nivel	hi (m)	Wi (ton)	hi Wi	Fi (ton)	V (ton)
2	9.6	225	2160	95.29	95.29
1	4.8	315	<u>1512</u>	66.70	162
			3672		

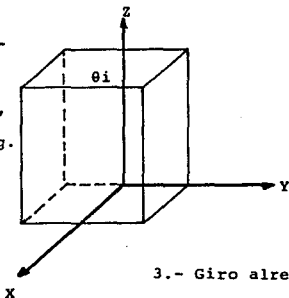
Donde Fi se distribuirán en los marcos según su rigidez

### 3.7.5 Análisis por Torsión.

Generalmente en los edificios el centro de gravedad de las masas, no coincide con el centro de gravedad de las resistencias, para una sollicitación sísmica por lo que esto genera un giro en el piso en estudio, el cual se descompone en un par de cortante y se distribuye entre los elementos resistentes, según se describe a continuación.

Para un edificio de "n" pisos, se tienen 3 grados, para cada piso (fig. 3.15), y son :

- 1.- Desplazamiento en la dirección X
- 2.- Desplazamiento en la dirección Y



- 3.- Giro alrededor del eje Z

Fig. 3.15 Edificio en el espacio con 3 grados de libertad.

Esto se observa si tomamos una planta cualquiera, y la sometemos a una fuerza lateral ésta va a tender a desplazarse en X, en Y y girar alrededor del eje Z, (Fig. 3.16), lo cual va a depender del centro de masas.

Grados de libertad

$x_i, y_i, \theta_i$

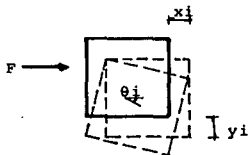


Fig. 3.16 Desplazamiento de un edificio sometido a fuerza lateral.



Se llama centro de masas CM, al punto de aplicación de cada carga vertical de cada piso, lo cual realizando la suma de dichas masas por su coordenada de aplicación, entre el peso total de las masas, (según fórmula 3.13) nos da el centro de cortante, CV., donde se va a aplicar la fuerza cortante total del entrepiso  $i$  (fig. 3.17)

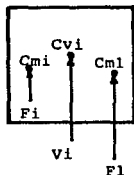


Fig. 3.17 Centros de masa y centro de cortante.

Se llama centro de torsión CT al centro de gravedad de las rigideces en cada entrepiso  $i$ . Si aplicamos una fuerza cortante en el centro de torsión la planta no gira, sólo se desplazará en la dirección de la fuerza, debido a que la fuerza se concentra en el centro de cortante, se produce la torsión.

El centro de torsión va a depender de la distribución de las rigideces de los elementos estructurales (Fig. 3.18) y se calcula con las siguientes expresiones:

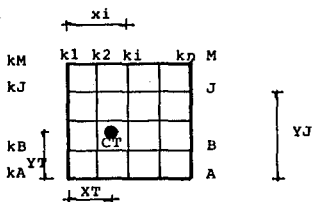


Fig. 3.18 Centro de torsiones.

$$X_T = \frac{\sum_{i=1}^n K y_i X_i}{\sum_{i=1}^n K y_i} \quad 3.36$$

Donde  $k_{yi}$  rigidez del marco  $i$  en la dirección  $Y$

Para el centro de torsión en  $Y$

$$Y_T = \frac{\sum_{j=1}^m K x_j Y_j}{\sum_{j=1}^m K x_j} \quad 3.37$$

donde:  $Kx_j$  = Rigidez del marco  $j$  en la dirección  $X$

La torsión se produce cuando  $CV$  y  $CT$  no coinciden por lo que la diferencia de coordenada se denomina excentricidad (fig. 3.19)

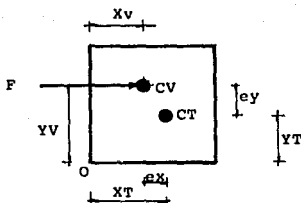


Fig. 3.19 Excentricidad de una estructura

La excentricidad por lo tanto se obtiene:

$$e_x = X_v - X_T \quad 3.38$$

$$e_y = Y_v - Y_T \quad 3.39$$

Sin embargo en el Reglamento se especifica que la excentricidad se tome igual a:

$$e_1 = 1.5 e_c + 0.10 B \quad 3.40$$

$$e_2 = e_c - 0.1 B \quad 3.41$$

Donde  $e_c$  es la excentricidad calculada y  $B$  es el ancho de la planta perpendicular a la fuerza aplicada en la dirección en estudio. La distribución de cortante  $V$ , paralelo a  $X$  se hace en dos etapas.

1) Se considera  $V$  actuando en el  $CT$  por lo que aparecen cortantes directos  $v_{dj}$  en los marcos  $A, B, \dots, J, \dots, M$  como se mues

tra en la figura 3.20

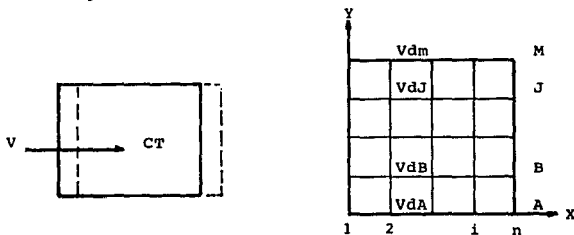


Fig. 3.20 Cortantes directos para la dirección X

Los cuales se determinan:

$$V_{dj} = \frac{V}{I} \sum_{k=j}^M K_i X_k \quad 3.42$$

2) Se considera en el entorno al CT un momento torsionante que vale  $MT_1 = V e_{y_1}$ , ó bien  $MT_2 = V e_{y_2}$  3.43

Por lo que aparecen cortantes de torsión en los marcos A, B, J, M, paralelos al eje X (Fig. 3.21)

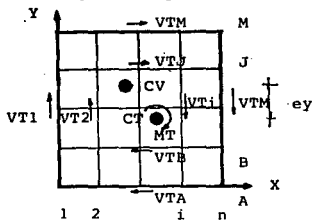


Fig. 3.21 Cortantes por torsión debido al momento torsionante

Los cuales se obtienen:

$$V_{\perp J} = \frac{MT}{s} \quad K_{xj} Y_j \quad 3.43$$

$s$  = Momento polar de inercia de las rigideces en la planta.

$$s = K_{xj} \bar{Y}_j^2 + K_{yi} \bar{X}_i^2 \quad 3.44$$

donde

$\bar{X}_i$  = Distancia del marco  $i$  al CT.

$\bar{Y}_j$  = Distancia del marco  $j$  al CT

El cortante total en cada marco es la suma del cortante di recto más el de torsión.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Para el sentido X} \quad V_j = V_{dj} + V_{tj} \\ \quad \quad \quad \quad \quad V_i = V_{ti} \end{array} \right\} \quad 3.45$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Para el sentido Y} \quad V_j = V_{tj} \\ \quad \quad \quad \quad \quad V_i = V_{di} + V_{ti} \end{array} \right\} \quad 3.46$$

3).- Con fines de diseño se deberá tomar el 100% de la fuerza cortante en la dirección X más el 30% del cortante y ó el -- 100% de la fuerza cortante en Y más el 30% del cortante en y se tomará el más desfavorable.

### 3.7.6 Resultados del Análisis por Torsión.

Con el procedimiento anterior y los datos obtenidos de la rigidez de la estructura, se pudo determinar el centro de torsión en la dirección X y en Y, y para el cálculo de las excentricidades en ambas direcciones, se aprovechó el cálculo del centro de cortante que se obtuvo en la sección 3.7.1 y se definió por  $\bar{X}_G$  y  $\bar{Y}_G$ .

A partir de estas excentricidades se procedió a realizar un análisis por torsión para la obtención de las fuerzas de diseño, mediante un programa de computadora y los resultados se dan a continuación:

#### RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y TORSION

##### CENTROS DE CORTANTE

Nivel	X(M)	Y(M)
1	10.50	4.90
2	10.50	4.90

##### CENTROS DE TORSION

Nivel	X(C.R.)	Y(C.R.)
1	14.53	4.8421
2	15.259	4.8310

##### EXCENTRICIDAD CALCULADA

Nivel	ESX	ESY
1	4.0374	-.57900E-01
2	4.7593	-.69044E-01

##### CORTANTES DIRECTOS Y CORTANTES POR TORSION

M 1-X Muro fragl OB Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	33.557	31.674	1.0116	-2.3991	33.405	1.0547
2	48.005	39.027	5.1212	20.011	50.151	1.2850
	81.562	70.701				

<b>M 2-X Muro fragl OA Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	33.323	31.425	1.0111	-2.3991	33.155	1.0551
2	47.145	38.328	5.5490	20.011	49.880	1.3014
	80.468	69.753				
<b>M 1-Y Marco 09 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	5.8105	3.6423	5.6648	3.0460	10.221	2.8062
2	8.5856	6.9445	9.8326	2.7266	17.595	2.5337
	14.396	10.587				
<b>M 2-Y Marco 10 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	5.8105	3.6423	4.1046	2.2379	8.4183	2.3113
2	8.5856	6.9445	7.4485	2.0655	15.013	2.1618
	14.396	10.587				
<b>M 3-Y Marco 11 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	5.8105	3.6423	2.4601	1.3861	6.5183	1.7896
2	8.5856	6.9445	4.9354	1.3686	12.290	1.7698
	14.396	10.587				
<b>M 4-Y Marco 12 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	5.8105	3.6423	.81560	.53437	4.6182	1.2679
2	8.5856	6.9445	2.4224	.67173	9.5683	1.3778
	14.396	10.587				
<b>M 5-Y Marco 13 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	17.384	12.784	1.0136	.37754	13.911	1.0881
	17.384	12.784				
<b>M 6-Y Marco 14 Fuerzas de entrepiso</b>						
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FITY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	5.8105	3.6423	-.53021	.54672	3.2761	.89946
2	8.5856	6.9445	-.35785	.21276	6.6504	.95766
	14.396	10.587				
<b>M 7-Y Muro fragl 15 Fuerzas de entrepiso</b>						

	Análisis Nivel Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	20.445	11.199	-4.8331	7.0352	8.9450	.79873
2	52.221	42.239	-11.134	6.6197	33.092	.78343
	72.666	53.438				

**FUERZAS DE DISEÑO**

**FUERZAS DISTRIBUIDAS EN X :**

Factor	MuroF OB ( 1.000)	MuroF OA ( 1.000)
Nivel 1	33.405	33.155
Nivel 2	50.151	49.880

**FUERZAS DISTRIBUIDAS EN Y :**

Factor	Marco 09 ( 1.000)	Marco 10 ( 1.000)	Marco 11 ( 1.000)	Marco 12 ( 1.000)	Marco 13 ( 1.000)
Nivel 1	10.221	8.4183	6.5183	4.6182	13.911
Nivel 2	17.595	15.013	12.290	9.5683	.00000

Factor	Marco 14 ( 1.000)	MuroF 15 ( 1.000)
Nivel 1	3.2761	8.9450
Nivel 2	6.6504	33.092

Finalmente estas fuerzas de diseño fueron aplicadas a los marcos, (Fig. 3.22) con los que se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño por sismo, mediante el programa de rigideces, para su análisis. Se presentan los resultados para el marco del eje 10 y se hace notar que esto se realizó para todos los marcos de la estructura.

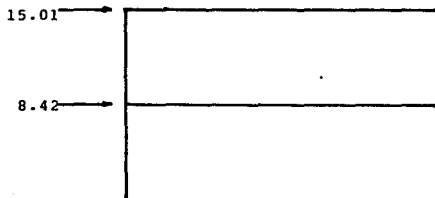


Fig. 3.22 Fuerzas de diseño para el marco del eje 10



-----

E.N.E.P. ARAGON.

CENTRAL TELEFONICA

MARCO DEL EYE 10  
 RESULTADOS PARA ANALISIS POR FUERZA LATERAL

Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	.000000	.000000	.000000
2	1	.000000	.000000	.000000
3	1	.013367	-.000122	-.002820
4	1	.013367	-.000122	-.002820
5	1	.033035	-.000193	-.001692
6	1	.033035	-.000193	-.001692

Elementos Mecánicos (Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Mbx
1	1	.000	-7.001	-34.128	.000	7.001	-34.128
2	1	.000	-4.141	-20.186	.000	4.141	-20.186
3	1	-11.141	11.716	38.912	11.141	-11.716	17.908
4	1	11.141	11.716	38.912	-11.141	-11.716	17.908
5	1	-4.141	7.506	16.220	4.141	-7.506	20.186
6	1	4.141	7.506	16.220	-4.141	-7.506	20.186

/ANP80 : Fin solución lineal.

### 3.8 Envoltentes de Diseño.

Para la revisión y dimensionamiento de los elementos estructurales se requiere de los envoltentes de diseño, las cuales comprenden los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, tanto negativos y positivos, que son producidos por la carga vertical y su combinación con los producidos por el sismo. Para estas combinaciones se deben considerar los factores de carga siguientes:

- 1.- El factor de carga para las combinaciones que incluyen

acciones permanentes y acciones variables actuando con su intensidad máxima, será de 1.4

$$( CM + CV ) 1.4$$

Cuando se trate de estructuras que soporten pisos en los - que normalmente pueda haber aglomeraciones de personas, tales como centros de reunión, escuelas, salas de espectáculos deportivos, o de construcciones que contengan material o equipo sumamente valioso, el factor de carga será de 1.5

$$( CM + CV ) 1.5 \text{ Estructuras del grupo A}$$

2.- El factor de carga para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, tomará el valor de 1.1

$$( CM + CV + CA ) 1.1$$

Se deberá revisar que para estas combinaciones no se rebasen los estados límites de falla y de servicio.

- Se entiende como estado límite de falla, a cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes al hecho de que existan daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

- Se entiende como estado límite de servicio a la ocurrencia

cia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que - afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no afecten su capacidad para soportar carga.

### 3.9 Revisión de Vigas.

#### 3.9.1 Flexión.

Las vigas son elementos estructurales que trabajan a flexión y para la determinación de su resistencia de diseño se realizan a partir de las hipótesis que marcan las normas técnicas complementarias en su inciso 2.1.1

Para que la falla de las vigas sea dúctil las normas técnicas complementarias definen un refuerzo máximo de acero así como un mínimo.

#### a) Refuerzo mínimo.

El refuerzo mínimo de tensión en secciones de concreto reforzado, será el requerido para el momento resistente de la sección sea 1.5 veces el momento de agrietamiento de la sección transformada no agrietada. Para valuar el refuerzo mínimo, el momento de agrietamiento se obtendrá con el módulo de rotura --

$F_F \therefore$

$$\left. \begin{aligned} F_F &= \sqrt{2 F 'C} && \text{Concreto clase I} \\ F_F &= 1.4 \sqrt{F 'C} && \text{Concreto clase II} \end{aligned} \right\} 3.47$$

El área mínima de secciones rectangulares de concreto reforzado de peso normal, puede calcularse aproximadamente con la siguiente expresión:

$$A_s\text{-min.} = \frac{0.7 \sqrt{F_c}}{F_y} b d \quad 3.48$$

donde:

$F_c$  = resistencia a la compresión del concreto  $\text{kg/cm}^2$

$F_y$  = esfuerzo de fluencia del acero  $\text{kg/cm}^2$

$b$  = Ancho de la sección

$d$  = Peralte efectivo

b) Refuerzo máximo.

El área máxima de acero de tensión en secciones de concreto reforzado que no deben resistir fuerzas sísmicas será la que corresponda a la falla balanceada. La falla balanceada ocurre cuando simultáneamente el acero llega a su esfuerzo de fluencia y el concreto alcanza su deformación máxima de 0.003 en compresión.

$$F_b = \frac{F_c}{F_y} \frac{4800}{F_y + 6000} b d \quad 3.49$$

donde:

$$F_c^* = 0.85 F_c^* \quad \text{si } F_c^* \leq 250 \text{ kg/cm}^2 \quad 3.50$$

$$F_c^* = (1.05 - F_c^*) F_c^* \quad \text{si } F_c^* > 250 \text{ kg/cm}^2 \quad 3.51$$

$$F_c^* = 0.8 F_c^* \quad 3.52$$

Y para calcular las resistencias de las secciones rectangu

lares sin acero de compresión se utilizan las siguientes fórmulas:

$$MR = FR bd^2 F_c'' q (1-0.5q) \quad 3.53$$

$$6 \quad MR = FR A_s F_y d (1-0.5q) \quad 3.54$$

donde

$A_s$  = área del refuerzo a tensión

$$q = \frac{P F_y}{F_c'' c} \quad 3.55$$

$$P = \frac{A_s}{bd} \quad 3.56$$

$FR = 0.9$  factor de reducción por flexión

y para secciones rectangulares con acero de compresión

$$MR = FR (A_s - A_s') F_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' F_y (d - d') \quad 3.57$$

donde

$$a = \frac{(A_s - A_s')}{F_c'' b} F_y \quad 3.58$$

$A_s'$  = Área de acero a compresión.

$d'$  = distancia entre el centroide del acero de compresión y la fibra extrema de compresión.

Esta ecuación es válida si:

$$(P - p') \geq \frac{4800}{6000 - F_y} \frac{d'}{d} \frac{F_c''}{F_y} \quad 3.59$$

$$\text{donde } p' = \frac{A_s'}{bd} \quad 3.60$$

### 3.9.2 Revisión para Fuerza Cortante.

La fuerza cortante que resiste el concreto  $V_{cr}$  para secciones menores de 70 cm de peralte y con relación  $h/b < 6$  se puede calcular así:

a) Si la relación  $L/h > 5$

$$\text{Si } p \leq 0.01 \quad V_{cr} = FR \cdot bd \cdot (0.2 + 30 p) \sqrt{F^*c} \quad 3.61$$

$$\text{Si } p \geq 0.01 \quad V_{cr} = 0.5 FR \cdot bd \sqrt{F^*c} \quad 3.62$$

donde:

$FR = 0.8$  factor de reducción por cortante

$L =$  Claro

$h =$  Peralte

b) Si  $L/h < 4$  y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, el valor de  $V_{cr}$  se obtendrá:

$$V_{cr} = 0.5 FR \cdot bd \sqrt{F^*c} \left( 3.5 - 2.5 \frac{M}{Vd} \right) > 1.0 \quad 3.63$$

$$\text{Y } V_{cr} < 1.5 FR \cdot bd \sqrt{F^*c}$$

donde

$M$  y  $V =$  Momento flexionante y la fuerza cortante que actúa en la sección. (si no se cumple con las condiciones indicadas

Para la resistencia de la fuerza cortante cuando  $V_{CR}$  sea menor que la fuerza cortante de diseño  $V_u$ , se requerirá meter refuerzo por tensión diagonal y su separación será:

$$S = \frac{FR A_v F_y d (\text{Sen } \theta + \text{Cos } \theta)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{FR A_v F_y}{3.5b} \quad 3.64$$

donde

$A_v$  = es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal

$\theta$  Angulo que forma el refuerzo con el eje de la sección

Para esta distribución se deben cumplir

a)  $s > 5\text{cm}$

b)  $s \leq \frac{V_u - V_{CR}}{V_{CR}} \leq 1.5 \quad FR \quad b d \sqrt{F_c^*}$

La separación de estribos verticales no deberá ser mayor de 0.5 d

c) Si  $V_u > 1.5 \quad FR \quad b d \sqrt{F_c^*}$

La separación de estribos no deberá ser mayor de 0.25 d

d) En ningún caso se permitirá que  $V_u$  sea mayor de  $2 \quad FR \quad b d \sqrt{F_c^*}$

e) Cuando el refuerzo consista en un solo estribo o grupo de barras paralelas dobladas en una misma sección, su área se calculará con:

$$A_v = \frac{V_u - V_{CR}}{FR F_y \text{ Sen } \theta} \quad 3.65$$

En este caso  $V_u \leq 1.5 FR$   $F^*c bd$

Además deberá suministrarse para secciones con un peralte mayor de 75 cm, acero por temperatura según

$$a_s = \frac{660 X_1}{F_y (X_1 + 100)} \quad 3.66$$

$a_s$  = área transversal del refuerzo colocado en la dirección que se considera, por unidad de ancho de la pieza ( $\text{cm}^2/\text{cm}$ ). El ancho mencionado se mide perpendicularmente a dicha dirección y - a  $X_1$ .

$X_1$  = dimensión mínima del miembro medida perpendicularmente al refuerzo (cm)

### 3.9.3 Revisión de la Viga Eje 10.

El armado de cada viga se calculó mediante un programa de computadora, tanto para flexión, como para fuerza cortante, el resultado se comparó con el armado real, determinado mediante las calas descritas en el capítulo 2. Esta revisión no incluye la determinación del anclaje ni de los dobleces del refuerzo, ya que dadas las circunstancias de la construcción fue imposible conocerlos por las calas.

Los resultados de la revisión para la viga del eje 10 en--



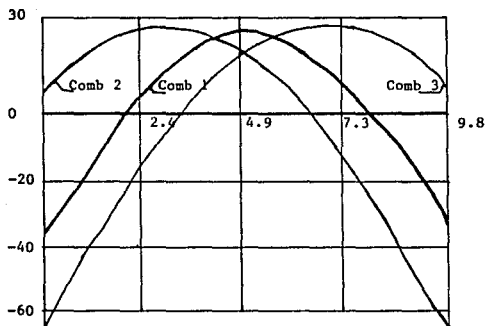
trepiso se muestran a continuación:

Datos del elemento.

Longitud de la barra	9.750		
Longitud extr. A	.000	Long. extr. B.	.000
Base	30.000	Ancho patín	30.000
Altura	80.000	espesor patín	.000

<u>Concepto</u>	<u>Sismo</u>	<u>Vertical</u>
Comb.: 1	.00	1.40
Comb.: 2	1.10	1.40
Comb.: 3	-1.10	1.10
M a	-34.128	25.554
M b	-34.128	-25.554
Wt/P : 1	.00	3.70
Pos, Alfa	.00, .00	.00, .00

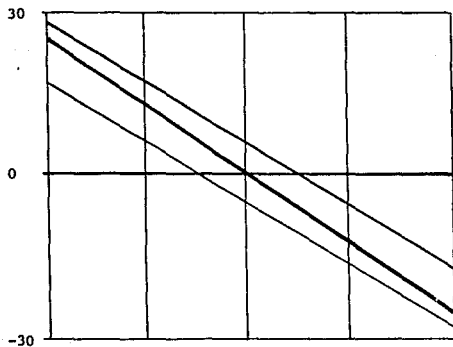
DIAGRAMA DE MOMENTOS



Momento máximo positivo 26.93

Momento máximo negativo -65.65

DIAGRAMA DE CORTANTES



Cortante máximo positivo = 27.54 Negativo -27.54

Marco : M\_10.DAT

Diseño de la viga : 1

Sección RECTANGULAR

Ltot = 9.75 m LextA= .00 m LextB= .00 m LnudA= .00 m LnudB= .00 m  
 B = 30.00 cm H = 80.00 cm B pat= 30.00cm t pat= .00 cm rec = 3.00cm  
 fy =4200. Kg/cm<sup>2</sup> fyv = 4200. Kg/cm<sup>2</sup> Av = .98 cm<sup>2</sup> f'c = 200.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
 As min flexion= 5.44 cm<sup>2</sup> As min temp. (total) = 2.90 cm<sup>2</sup>

Posición		Momento positivo	(Ton-m)		Area de acero		Separación Dob estribos	
glob.	local		negativo	Cortante (Ton)	Superior	Inferior		
.00	.00	9.43	-65.65	27.54	27.25	5.44	13.1	*
1.22	1.22	21.21	-35.11	22.58	13.23	7.68	15.4	
2.44	2.44	26.93	-10.61	17.62	5.44	9.91	20.7	
3.66	3.66	26.62	.00	12.66	.00	9.78	31.4	
4.87	4.87	25.78	.00	7.70	.00	9.45	31.4	
4.88	4.88	25.78	.00	7.70	.00	9.45	31.4	
6.09	6.09	26.62	.00	12.66	.00	9.78	31.4	
7.31	7.31	26.93	-10.61	17.62	5.44	9.91	20.7	
8.53	8.53	21.21	-35.11	22.58	13.23	7.68	15.4	
9.75	9.75	9.43	-65.65	27.54	27.25	5.44	13.1	*

=====

En esta viga se pudo observar que las áreas de refuerzo requerido son mayores a las que actualmente tiene, por lo que se llega a la conclusión que no es suficiente el armado para estas solicitaciones.

### 3.10 Revisión de Columnas.

#### 3.10.1 Características Generales.

Las columnas son elementos sujetos a flexocompresión y por sus características geométricas y su función pueden ser es beltas por lo que se tendrán que revisar cuidadosamente para estas condiciones, y asegurarse que la probabilidad de que éstas fallen sea mínima.

Las columnas deben tener las características geométricas de armado que se describen a continuación.

##### 1.- Geometría.

La relación entre la dimensión transversal mayor de una columna y la menor no excederá de 4, y su dimensión mínima se rá de 20 cm. o en el caso de marcos dúctiles será mayor o igual a 30 cm.

##### 2.- Refuerzo longitudinal.

La relación entre el refuerzo longitudinal y el área no será menor que  $20/F_y$ , ni mayor que 0.06 ó 0.04 si  $A_g \leq P_u/0.5 F'_c$  para toda combinación de carga, como se estima para marcos dúctiles.

### 3.- Refuerzo transversal.

El refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario para resistir la fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos siguientes. Además se deberán tomar consideraciones para los marcos dúctiles cuando se prevean articulaciones plásticas.

La separación de los estribos para resistir fuerza cortante no será mayor que a)  $850/F_y \phi$   $\phi$  diámetro de la barra más delgada del armado.

- b).-  $s \leq 48$  veces el diámetro del estribo
- c).-  $s \leq$  la mitad de la menor dimensión de la columna
- d).- la separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor a la dimensión transversal máxima de la columna ó  $1/6$  de su altura libre ó que 60 cm. arriba y abajo de la unión de la columna con la viga.

#### 3.10.2 Revisión de los Efectos de Esbeltez.

Los efectos de esbeltez producen una amplificación de los momentos actuantes y estos momentos se calculan así:

$$M_c = Tab M_2b + Fas Mzs \quad 3.67$$

donde

$$Tab = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{Pc}} \approx 1.0 \quad 3.68$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \leq 0.4 \quad 3.69$$

$$P_c = \frac{FR \pi^2 EI}{(M_1)^2} \quad 3.70$$

$$EI = \frac{0.4 E_c I_g}{1 + u} \quad 3.71$$

$$Fas = 1 + \frac{W_u / h}{F_e / Q - 1.2 W_u / h} \quad 3.72$$

$u$  = relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

$W_u$  = Suma de cargas de diseño, muertas y vivas acumuladas hasta el entrepiso en estudio, multiplicadas por su factor de carga.

$R$  = rigidez de entrepiso

$Q$  = Factor de comportamiento sísmico

$h$  = altura de entrepiso

$M_{2b}$  = Es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro.

### 3.10.3 Revisión de Columnas por Flexocompresión.

Toda sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento, incluyendo los efectos de esbeltez. La resistencia se valorará mediante la expresión que relacionen la compresión y flexión en dos direcciones, la cual es la siguiente:

$$FR = \left[ \frac{1}{\frac{1}{PRx} + \frac{1}{Pry} - \frac{1}{PRO}} \right]^{-1} \quad 3.73$$

donde

PR = carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ .

PRO = carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x = e_y = 0$

PRx = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$ , en un plano de simetría.

Pry = carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$ , en el otro plano de simetría.

donde  $e_x$  y  $e_y$  no serán menores que 0.5 cm y se obtienen mediante  $\frac{M_u}{P_u} = e$  en la dirección de estudio. 3.74

La relación de las cargas resistentes se obtienen mediante:

$$Pro = FR (Ag F_c^n + As F_y)$$

$$Prx = K_x (Ag F_c^n - FR)$$

$$Pry = K_y (Ag F_c^n - FR)$$

donde  $FR = 0.6$  (Reglamento de 1987)

$K_y, K_x$  = parámetros adimensionales.

#### 3.10.4 Revisión de la columna Ejes A-9 Nivel 1.

Siguiendo el procedimiento descrito con anterioridad para cada columna se calculó el porcentaje de acero requerido, para

los elementos mecánicos a los cuales está sometida, para posteriormente compararlo con el armado real encontrado en las columnas. A manera de ejemplo, se presentan los resultados de la revisión de la columna.

-----  
**E.N.E.P. ARAGON**

**CENTRAL TELEFONICA.**

Para los cálculos se siguieron los criterios contenidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987.

Diseño/Revisión de la columna A-9 NIVEL 1

Parámetros:

$f'c$	$E_c$	$f_y$	$E_s$	$Q_x$	$Q_y$	FR
2000.0	1131000.0	42000.0	21000000.0	2.0	2.0	.6

Definición de condiciones de carga

Nombre:	CC01	CC02	CC03
	CARV	SISX	SISY
Tipo:	V	H	H

Combinaciones de carga:

CNC01 =	1.4*CARV			
CNC02 =	1.1*CARV	+	1.1*SISX	
CNC03 =	1.1*CARV	+	1.1*SISX	+.3*SISY
CNC04 =	1.1*CARV	+	1.1*SISX	-.3*SISY
CNC05 =	1.1*CARV	-	1.1*SISX	
CNC06 =	1.1*CARV	-	1.1*SISX	+.3*SISY
CNC07 =	1.1*CARV	-	1.1*SISX	-.3*SISY
CNC08 =	1.1*CARV	+	1.1*SISY	
CNC09 =	1.1*CARV	+	.3*SISX	+ 1.1*SISY
CNC10 =	1.1*CARV	-	.3*SISX	+ 1.1*SISY
CNC11 =	1.1*CARV	-	1.1*SISY	
CNC12 =	1.1*CARV	+	.3*SISX	- 1.1*SISY
CNC13 =	1.1*CARV	-	.3*SISX	- 1.1*SISY

Condiciones Externas:

Dir X		Dir Y	
Hx =	4.550	Hy =	4.450
kx =	.634	ky =	.618

Despl. lateral RESTRINGIDO

Despl. lateral RESTRINGIDO

Altura de entrepiso	=	4.850
Peso acumulado hasta el entrepiso	=	540.1



Rx = 12098.5  
 rex = 37.917

Ry = 20090.2  
 rey = 21.190

Sección RECTANGULAR

b = .4000 h = .7000 r = .040  
 Ag = .28000 Ix = .01143 Iy = .00373  
 rgx = .12000 rgy = .21000

Refuerzo longitudinal DISTRIBUIDO As = .00980 p = .03500 alfa = .500

Acciones nominales:

	CARV	SISX	SISY
P	25.175	-29.451	13.127
Max	-.598	10.513	.000
Mbx	-1.089	6.789	.000
May	3.548	.000	46.128
Mby	7.346	.000	21.327

Comparando el armado que necesita la columna, con el armado existente, se observa que éste es deficiente por lo que se llega a la conclusión de que la estructura no cumple con las condiciones de seguridad para el reglamento de 1987.

### 3.11 Revisión de la Estructura en su Estado Actual según el Reglamento de 1976.

Por el año de construcción del inmueble se piensa que éste no fue analizado para condiciones sísmicas, por lo que se decidió revisarlo con el Reglamento de 1976 para tal solicitud. Esto con el fin de tener una idea de la calidad original del edificio que se estudia.

### 3.11.1 Parámetros de Diseño.

Espectro de diseño.

El espectro de diseño que propone el Reglamento de 1976 - para el análisis dinámico modal es el que se presenta en la -- Fig. 3.23.

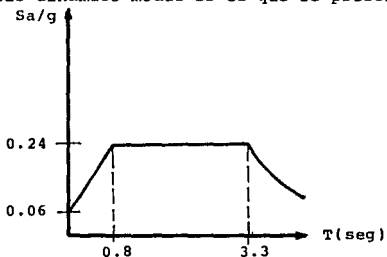


Fig. 3.23 Espectro de diseño para zona tipo III (Reglamento de 1976 del D.F.)

$$c = 0.24$$

$$a_0 = 0.06$$

$$T_a = 0.8 \text{ seg.}$$

$$T_b = 3.3 \text{ seg.}$$

$$T = 1.0$$

Factor de ductilidad

El factor de ductilidad utilizado  $Q_x = 2.0$   $Q_y = 2.0$

Factor de importancia.

El factor de importancia que propone el Reglamento de -- Construcciones de 1976 es 1.3.

### 3.11.2 Análisis Sísmico Estático.

#### 3.11.2.1 Determinación de Fuerzas Sísmicas y Obtención de Rigideces.

Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.7.2 - se obtuvieron las fuerzas sísmicas y rigideces que se muestran a continuación:

-----  
 E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

ANALISIS SISMICO DINAMICO MODAL.

REVISION DEL ESTADO ACTUAL CON EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES  
 PARA EL DISTRITO FEDERAL DE 1976.

#### TIPO Y LOCALIZACION DE MARCOS COMPONENTES

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco 0B	1	.000000	2
2	X Marco 0A	2	9.750000	2
3	Y Marco 09	1	.000000	0
4	Y Marco 10	1	3.700000	0
5	Y Marco 11	1	7.600000	0
6	Y Marco 12	1	11.500000	0
7	Y Marco 13	2	13.750000	0
8	Y Marco 14	1	16.450000	0
9	Y Marco 15	3	21.350000	2

#### Propiedades de Marcos Tipo

Tipo	Dir.	Niv	Fuerza	Desplaz. Prom.	Rig. Lateral
1	X	1	69.5550	.276698E-01	6090.08
1	X	2	98.9560	.482565E-01	4806.79
2	X	1	69.5550	.280458E-01	6008.43
2	X	2	98.9560	.490079E-01	4720.71
1	Y	1	69.5550	.944055E-01	1784.97
1	Y	2	98.9560	.226742	747.760
2	Y	1	69.5550	.322700E-01	2155.41
2	Y	2	.000000	.323700E-01	.000000
3	Y	1	69.5550	.187029E-01	9009.88
3	Y	2	98.9560	.404601E-01	4548.20

## FUERZAS ESTATICAS, MASAS, PROPIEDADES DE CADA NIVEL.

Niv Estática	Fuerza		Dimensiones		
	Masa		B	H	I
1	69.56	32.17	9.750	21.35	4.850
2	98.96	22.89	9.750	21.35	4.850

Datos del Modelo (Modif.) resultante:

Dirección X			Dirección Y		
Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal	Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal
12098.5	672.221	.000000	20090.1	882.072	.000000
9527.50	416.321	-351.133	8287.00	362.115	-305.414

## 3.11.3 Análisis Sísmico Dinámico Modal.

Para este análisis se utilizó el procedimiento descrito en la sección 3.7.3 para lo cual, se dan los parámetros del análisis, las masas, rigideces de entrepiso para obtener por medio de un programa de computadora, los modos de vibración, los coeficientes de participación modal y desplazamientos, los cuales se enlistan a continuación:

## PARAMETROS PARA ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MODAL:

Norma empleada :

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (15 de diciembre de 1976) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (15 de abril de 1977).

Zona de ubicación ..... III  
 Tipo de estructuración .... I  
 Grupo según uso ..... A  
 Factor Ductilidad (Ox) .. 2.000  
 Factor Ductilidad (Oy) .. 2.000  
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810  
 Coeficiente sísmico (C) .. .240  
 Factor amplif. (Fa) .. 1.300  
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .060  
 Período caract. 1 (T1) .. .800  
 Período caract. 2 (T2) .. 3.300  
 Exponente ord. spec. (r) .. 1.000

-----

**MODOS DE VIBRACION**

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION X**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		13.060	.48112	2.0785

Forma : .10110      .17126

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		30.298	.20738	4.8221

Forma : .14444      -.11987

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION Y**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		14.866	.42264	2.3661

Forma : .73944E-01      .18976

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		31.987	.19643	5.0909

Forma : .16005      -.87672E-01

**RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL MODAL:**

**COEFICIENTES DE PARTICIPACION MODAL:**

Modo	X	Y
1	7.1716	6.7216
2	1.9036	3.1426

Rigidez lateral, Factor  $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$ , Fuerzas

Nivel	Rigidez lateral KX	Rigidez lateral KY	Factor	Fuerza Estática	Fuerza Dinámica FX	Fuerza Dinámica FY
2	9528.	8287.	.7247E+06	98.96	36.78	36.69
1	.1210E+05	.2009E+05	.1403E+07	59.56	29.97	20.12
				V	168.5	
				A0x/C*V/Qx	57.13	66.75
				A0y/C*V/Qy	52.16	56.81
				%	116.8	108.9

Cociente A0x/C = .6780508

Cociente A0y/C = .6190131

DESPLAZAMIENTOS LATERALES GENERADOS POR FUERZAS DINAMICAS (afectados por Q).

Nivel	DX	Rel*Qx	DY	Rel*Qy	Perm.
2	.9377E-02	.7721E-02	.7255E-02	.8855E-02	.3880E-01 Permitido
1	.5517E-02	.1103E-01	.2828E-02	.5655E-02	.3880E-01 Permitido

### 3.11.4 Análisis Sísmico Estático y Torsión.

Siguiendo el procedimiento de la sección 3.7.4 y 3.7.5, - se obtuvieron los centros de torsión, la excentricidad y la -- distribución de cortantes en los marcos que conforman la es- - tructura y los resultados se presentan a continuación:

-----

**RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO ESTATICO Y TORSION**

**CENTROS DE CORTANTE**

Nivel	X(M)	Y(M)
1	10.50	4.90
2	10.50	4.90

**CENTRO DE TORSION**

Nivel	X(C.R.)	Y(C.R.)
1	14.537	4.8421
2	15.259	4.8310

**EXCENRICIDAD CALCULADA**

Nivel	ESX	ESY
1	4.0374	-.57900E-01
2	4.7593	-.69043E-01

**CORTANTES DIRECTOS Y CORTANTES POR TORSION**

**M 1-X Muro fragl OB Fuerzas de entrepiso**

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	17.450	15.043	.47947	-1.1435	15.865	1.0547
2	24.963	18.556	2.4350	9.5396	23.853	1.2854
	42.412	33.599				

**M 2-X Muro fragl OA Fuerzas de entrepiso**

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	17.328	14.924	.47913	-1.1435	15.747	1.0551
2	24.515	18.224	2.6384	9.5396	23.724	1.3018
	41.843	33.148				

**M 1-Y Marco 09 Fuerzas de entrepiso**

Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	3.0214	1.7365	2.7007	1.4469	4.8713	2.8052
2	4.4645	3.3106	4.6875	1.2964	8.3870	2.5334
	7.4859	5.0471				

**M 2-Y Marco 10 Fuerzas de entrepiso**

Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	3.0214	1.7365	1.9569	1.0630	4.0123	2.3106
2	4.4645	3.3106	3.5509	.98208	7.1561	2.1616
	7.4859	5.0471				

-----						
M 3-Y Marco		11	Fuerzas de entrepiso			
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	3.0214	1.7365	1.1729	.65839	3.1069	1.7892
2	4.4645	3.3106	2.3528	.65073	5.8587	1.7697
	7.4859	5.0471				
M 4-Y Marco		12	Fuerzas de entrepiso			
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	3.0214	1.7365	.38885	.25378	2.2015	1.2678
2	4.4645	3.3106	1.1548	.31939	4.5612	1.3778
	7.4859	5.0471				
M 5-Y Marco		13	Fuerzas de entrepiso			
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	9.0395	6.0945	.48321	.17942	6.6316	1.0881
	9.0395	6.0945				
M 6-Y Marco		14	Fuerzas de entrepiso			
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	3.0214	1.7365	-.25278	.25976	1.5616	.89931
2	4.4645	3.3106	-.17060	.10116	3.1704	.95764
	7.4859	5.0471				
M 7-Y Nuro fragl		15	Fuerzas de entrepiso			
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	10.631	5.3394	-2.3042	3.3417	4.2522	.79639
2	27.155	20.137	-5.3077	3.1475	15.773	.78331
	37.786	25.476				



**FUERZAS DE DISEÑO****FUERZAS DISTRIBUIDAS EN X :**

Factor	MuroF 0B ( 1.000)	MuroF 0A ( 1.000)
Nivel 1	15.865	15.747
Nivel 2	23.853	23.724

**FUERZAS DISTRIBUIDAS EN Y :**

Factor	Marco 09 ( 1.000)	Marco 10 ( 1.000)	Marco 11 ( 1.000)	Marco 12 ( 1.000)	Marco 13 ( 1.000)
Nivel 1	4.8713	4.0123	3.1069	2.2015	6.6316
Nivel 2	8.3870	7.1561	5.8587	4.5612	.00000

Factor	Marco 14 ( 1.000)	MuroF 15 ( 1.000)
Nivel 1	1.5616	4.2522
Nivel 2	3.1704	15.773

**3.11.5 Método de las Rigideces para la Obtención de Elementos Mecánicos.**

Para la obtención de los elementos mecánicos para carga vertical y sismo se utilizó el método descrito en la sección 3.5 (Método de las rigideces) y por medio de un programa de computadora se obtuvieron los resultados para cada uno de los marcos y a manera de ejemplo se presenta el listado del marco del eje 10.

```
=====
ARCHIVO DE ENTRADA DE DATOS PARA AMP86 Rev.8710
=====
```

E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA.

MARCO DEL EJE 10

Parámetros

```
{Param : Nnud Nmat Nsec Nlon Nrot Nctd Nole Nccc Ncmc Nnuc Ncgr Ncti Nolec
        6     1     3     2     2     3     6     2     0     0     2     2     2
```

}  
Fin de definición de parámetros.

Banderas de reportes y archivos de salida

```
{Banderas: Sdt Ncn Pke Pks Pfd Npd Npm Pcm Gag Gda
          -1   0   0   0   0   0   0   0   0   1
```

}  
Fin de definición de banderas.

Cordenadas nodales y grados de libertad

```
{Coord./Gl Nudo ---X--- ---Y--- Dx Dy Dz Pg
Nudo : 1 .0000 .0000 1 1 1 0
Nudo : 2 9.750 .0000 1 1 1 0
Nudo : 3 .0000 4.850 0 0 0 0
Nudo : 4 9.750 4.850 0 0 0 0
Nudo : 5 .0000 9.700 0 0 0 0
Nudo : 6 9.750 9.700 0 0 0 0
```

}  
Fin de definición de datos nodales.

Materiales

```
{Propied. Mat. ---E--- ---Nu---
Mater. # : 1 .1580E+07 .1800
```

}  
Fin de definición de materiales.

Secciones

```
{Propied. Sec. Tipo ---P1--- ---P2--- ---P3--- ---P4---
Secc. # : 1 1 .4000 .7000 .0000 .0000
Secc. # : 2 1 .3000 .6000 .0000 .0000
Secc. # : 3 1 .3000 .8000 .0000 .0000
```

}  
Fin de definición de propiedades de secciones transversales.

Longitudes

```
{Magnitud Lon. ---L---
Long. # : 1 4.850
Long. # : 2 9.750
```

}  
Fin de definición de longitudes.

Angulos de matrices de rotaciones

```
{Angulos Rot. ---T---
Rotac. # : 1 90.00
Rotac. # : 2 .0000
```

}  
Fin de definición de ángulos para matrices de rotación.

```

Elementos tipo
(Pro. Elem Tipo Mat Sec Lon Rot Cfr
Eltpo. # : 1 1 1 1 1 0 .0000 .0000 .0000 .000
Eltpo. # : 2 1 2 1 1 0 .0000 .0000 .0000 .000
Eltpo. # : 3 1 3 2 2 0 .0000 .0000 .0000 .000
)
Fin de definición de elementos tipo.

```

```

-----
Datos de Elementos
(Definición El. Tipo N.A N.B Pg
Elem. # : 1 3 3 4
Elem. # : 2 3 5 6
Elem. # : 3 1 1 3
Elem. # : 4 1 2 4
Elem. # : 5 2 3 5
Elem. # : 6 2 4 6
)

```

Fin de definición de datos de elementos.

```

Cargas de grupo
(Cargas de Dir Cc
Grupo ---> X 1
Niv Valor # N1 N2 N3 N4 N5 N6 N7 N8 N9 N1
Grpo # : 1 4.0123 2 3 4
Grpo # : 2 7.1561 2 5 6
)

```

Fin de definición de cargas de grupo.

```

Cargas tipo
(Def.carga Tipo ---w/p--- ----a---- --Alpha--
Tipo # : 1 3.700 .0000 .0000
Tipo # : 2 3.100 .0000 .0000
)

```

Fin de definición de cargas tipo.

```

Cargas en elementos
(Cargas en Ele. C.C. T.C.
Elem # : 1 2 1
Elem # : 2 2 2
)

```

Fin de definición de cargas en elementos.

#### RESULTADOS BAJO CARGA VERTICAL

Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	2	.000000	.000000	.000000
2	2	.000000	.000000	.000000
3	2	-.000025	-.000363	-.000906
4	2	.000025	-.000363	-.000906
5	2	.000076	-.000621	-.001986
6	2	-.000076	-.000621	.001986

## Elementos Mecánicos (Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Mbz
1	2	-1.959	18.038	25.554	1.959	18.038	-25.554
2	2	5.945	15.113	16.318	-5.945	15.112	-16.318
3	2	33.150	-3.986	-6.292	-33.150	3.986	-13.039
4	2	33.150	3.986	6.292	-33.150	-3.986	13.039
5	2	15.112	-5.945	-12.515	-15.112	5.945	-16.318
6	2	15.112	5.945	12.515	-15.112	-5.945	16.318

/ANP80 : Fin solución lineal.

-----  
E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

MARCO DEL EJE 10

RESULTADOS PARA ANALISIS POR CARGA LATERAL

Desplazamientos Nodales. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	.000000	.000000	.000000
2	1	.000000	.000000	.000000
3	1	.006371	.000058	-.001344
4	1	.006371	-.000058	-.001344
5	1	-.015747	.000092	-.000807
6	1	.015747	-.000092	-.000807

## Elementos Mecánicos (Fuerzas Internas) en Coord. Locales.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Mbz
1	1	.000	-3.337	-16.268	.000	3.337	-16.268
2	1	.000	-1.974	-9.622	.000	1.974	-9.622
3	1	-5.311	5.584	18.548	5.311	-5.584	8.536
4	1	5.311	5.584	18.548	-5.311	-5.584	8.536
5	1	-1.974	3.578	7.732	1.974	-3.578	9.622
6	1	1.974	3.578	7.732	-1.974	-3.578	9.622

/ANP80 : Fin solución lineal.

## 3.11.6 Revisión de los Elementos Estructurales.

Revisión de la viga.

Se revisaron las vigas de los marcos y se observó que los armados que necesitan a flexión son mayores a los que cuenta - actualmente, así como el refuerzo a cortante no es el adecuado como se puede observar en la revisión de la viga para el marco Eje 10.

Datos de la viga.

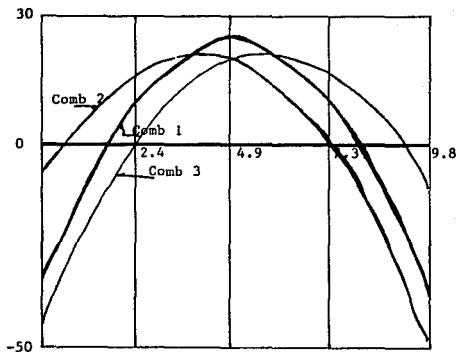
M\_10.AMP

Elemento : 1

Longitud de la barra	9.750		
Longitud ext. A	.000	Long. extr. B	.000
Base	30.000	Ancho patín	30.000
Altura	80.000	espesor patín	.000

<u>Concepto</u>	<u>Sismo</u>	<u>Vertical</u>
Comb.: 1	.00	1.40
Comb.: 2	1.10	1.10
Comb.: 3	-1.10	1.10
M a	-16.268	25.554
M b	-16.268	-25.554
Wt/P : 1	.00	3.70
Pos, Alfa	.00, .00	.00, .00

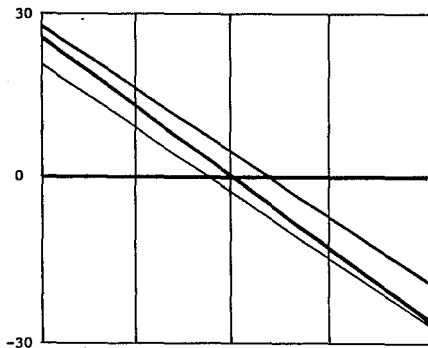
ENVOLVENTES DE DISEÑO  
DIAGRAMAS DE MOMENTOS



Momento máximo positivo 25.78

Momento máximo negativo -46.00

DIAGRAMA DE CORTANTE



Cortante positivo máximo 25.25 Negativo -25.25

Diseño de la viga : 1

Marco : M\_10.DAT

Sección RECTANGULAR

Ltot = 9.75 m LextA= .00 m LextB= .00 m LnudA= .00 m LnudB= .00 m  
B = 30.00cm H = 80.00cm B pat= 30.00 cm t pat= .00cm rec = 3.00 cm

$f_y = 4200. \text{Kg/cm}^2$   $f_{yv} = 4200. \text{Kg/cm}^2$   $A_v = .98 \text{ cm}^2$   $f'c = 200.00 \text{ Kg/cm}^2$

As min flexión= 5.44 cm<sup>2</sup> As mín temp. (total)= 2.90 cm<sup>2</sup>

posición		Momento (Ton-m)		Cortante	Area de acero		Separación Dob
global	local	positivo	Negativo	(Ton)	Superior	Inferior	estribos
.00	.00	.00	-46.00	25.25	17.96	5.44	14.0
1.22	1.22	6.47	-20.37	18.94	7.36	5.44	18.0
2.44	2.44	17.11	-.78	13.59	5.44	6.13	28.1
3.66	3.66	21.93	.00	8.63	.00	7.96	31.4
4.87	4.87	25.78	.00	3.67	.00	9.45	31.4
4.88	4.88	25.78	.00	3.67	.00	9.45	31.4
6.09	6.09	21.93	.00	8.63	.00	7.96	31.4
7.31	7.31	17.11	-.78	13.59	5.44	6.13	28.1
8.53	8.53	6.47	-20.37	18.94	7.36	5.44	18.0
9.75	9.75	.00	-46.00	25.25	17.96	5.44	14.0

De igual forma se revisaron las columnas y se detectó que el armado que tienen actualmente no es el adecuado para los esfuerzos a los que se ven sometidas. A continuación se diseña la columna del eje A-10 en nivel planta alta y como se observa, el área de acero requerido es de  $43 \text{ cm}^2$  contra un armado - que se detectó en las calas que fue de  $31 \text{ cm}^2$  y una separación de estribos para cortante que no fue la adecuada.

-----  
 E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

Para los cálculos se siguieron los criterios contenidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1976.

Diseño/Revisión de las columnas A-10 NIVEL 2

Parámetros:

$f'c$	$E_c$	$f_y$	$E_s$	$Q_x$	$Q_y$	$FR$
2000.0	1131000.0	42000.0	21000000.0	2.0	2.0	.8

Definición de condiciones de carga

Nombre:	CC01	CC02	CC03
Tipo:	CARV	SISX	SISY
	V	H	H

Combinaciones de carga:

CNC01 =	1.4*	CARV		
CNC02 =	1.1*	CARV	+	1.1*SISX
CNC03 =	1.1*	CARV	+	1.1*SISX + .3*SISY
CNC04 =	1.1*	CARV	+	1.1*SISX - .3*SISY
CNC05 =	1.1*	CARV	-	1.1*SISX
CNC06 =	1.1*	CARV	-	1.1*SISX + .3*SISY
CNC07 =	1.1*	CARV	-	1.1*SISX - .3*SISY
CNC08 =	1.1*	CARV	+	1.1*SISY
CNC09 =	1.1*	CARV	+	.3*SISX + 1.1*SISY
CNC10 =	1.1*	CARV	-	.3*SISX + 1.1*SISY
CNC11 =	1.1*	CARV	-	1.1*SISY
CNC12 =	1.1*	CARV	+	.3*SISX - 1.1*SISY
CNC13 =	1.1*	CARV	-	.3*SISX - 1.1*SISY





brá de hacerse con ella. Tomando en cuenta que los daños causados por el macrosismo de 1985 fueron ligeros a pesar del incumplimiento señalado, se tomó la decisión de salvar la estructura, mediante un sistema de reforzamiento o de reestructuración, y no el de demolerla.

Cabría preguntarse la razón por la que la estructura no se colapsó a pesar del incumplimiento de las normas de diseño.

Esto se explica porque estas normas son generalmente conservadoras y proporcionan valores mínimos de resistencia y ductilidad que pueden excederse en casos reales. En el caso de estructuras importantes, sin embargo no resulta conveniente depender de estas reservas de seguridad, ya que tienen un carácter poco confiable .

## CAPITULO IV

### DISCUSION DE ALTERNATIVAS DE REHABILITACION

#### 4.1 Identificación del Problema Principal.

Como se observó en el análisis de la estructura en su estado original ésta, presenta un adecuado comportamiento en lo que se refiere a las deformaciones, por lo que no se ocasionaron grandes daños durante el sismo de 1985, pero la distribución asimétrica de las rigideces en el sentido transversal, que se origina por el muro de rigidez del eje 15, provoca una excentricidad muy grande, que produce un efecto importante de torsión en la estructura.

El efecto de torsión provoca un aumento considerable en las fuerzas sísmicas de los marcos opuestos al muro de rigidez y dada la mala calidad en la construcción, los elementos no son capaces de absorber los esfuerzos a los que se ven sometidos. Por tal razón y de acuerdo con el Reglamento de Construcciones que exige, que todas las estructuras del grupo A deben ser reforzadas para adecuarlos a éste, hayan o no sufrido daños se tomó la

decisión de reforzar el edificio.

Dadas estas circunstancias se analizaron varias alternativas de rehabilitación, para buscar un mejor comportamiento del edificio ante las solicitaciones sísmicas y readecuarlo conforme al Reglamento de 1987.

#### 4.2 Técnicas de Reparación de Edificios.

En México, a raíz del sismo de 1985, se han empleado técnicas innovadoras de reparación de edificios, que han dependido del conocimiento del comportamiento sísmico de las estructuras, de la capacidad y el ingenio de los ingenieros, con base en su experiencia, para buscar técnicas que se ajusten a los diferentes problemas de cada estructura por reparar. Sin embargo, muchas de estas técnicas de rehabilitación no han podido ser evaluadas experimentalmente debido a la urgencia de su aplicación después de los sismos que se han producido en nuestro país.

Existen varios métodos de reparación de edificios que se han empleado en México. La selección de éstos depende principalmente de las características que se le pretendan dar a la estructura original para eliminar sus deficiencias y normalmente se ha empleado una combinación de diversos métodos para alcanzar los objetivos deseados, estos métodos se clasifican en:

- a).- Refuerzo local de elementos.
- b).- Incremento de la resistencia del edificio a las fuerzas la-

terales.

#### 4.3 Refuerzo Local de Elementos.

El objetivo principal en el refuerzo local es restaurar o incrementar la resistencia de los elementos dañados, sin cambiar la concepción original de la estructura y para ello se pueden aplicar los siguientes métodos:

a).- Inyección de grietas, que se utiliza cuando los elementos estructurales no presentan daños fuertes, pero se han producido en ellos grietas, que se pueden reparar con resinas, polvo de cuarzo o arenas cementadas.

b).- Sustitución de materiales, se utiliza cuando las grietas son fuertes en el elemento estructural, o cuando se haya tenido pérdida de material. Consiste en retirar el material dañado y sustituirlo con otro material de propiedades similares.

#### 4.4 Incremento en la Resistencia del Edificio a las Fuerzas Laterales.

Este incremento de resistencia modifica generalmente la transmisión de fuerzas en la estructura y depende de las deficiencias de ésta, y de los objetivos que se pretendan alcanzar. Pero debe tenerse precaución en no concentrar esfuerzos que sean perjudiciales a la estructura. El incremento en la capacidad lateral puede lograrse aumentando la resistencia y ductilidad de los elementos existentes, o bien, mediante la adición de nuevos elementos.

a).- Aumento de resistencia en los elementos existentes.

Esto se puede lograr mediante el encamisado de columnas y vigas con concreto o acero estructural, el incremento en secciones de muros y losas, también con el post-tensado de losas y vigas.

b).- Adición de elementos estructurales.

Este método consiste en agregar elementos nuevos a la estructura para lograr una mayor resistencia a las fuerzas sísmicas. Se emplea la adición de muros de concreto, contraventeos metálicos o armaduras verticales de acero, contraventeo mediante cables, post-tensado, muros adicionales de concreto reforzado, muros de relleno de concreto o de mampostería, etc.,.

#### 4.5 Alternativas de Rehabilitación para el Edificio en Estudio.

Como se mencionó en el inciso 4.1 el problema principal del edificio era la excentricidad excesiva que provocaba torsión considerable en la estructura, por lo cual, la solución mas sencilla, consistía en dar simetría a las rigideces, colocando un muro de relleno con mampostería en el marco del eje 9, para que el centro de torsión se acercara al centro de cortante y liberar de este efecto a los marcos; pero esta solución no fue viable debido a la gran cantidad de equipo telefónico que existe en esa zona.

Por tal motivo se estudiaron otras alternativas de rehabilitación que se sometieron a un análisis numérico, para poder de-

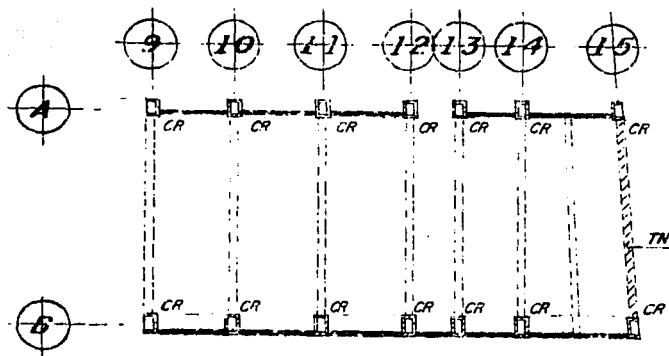
terminar cuál era la más favorable, estas alternativas fueron:

- a).- Encamisado de columnas.
- b).- Contraventeo metálico en marcos de los ejes 9 y 15.
- c).- Ampliación de marcos al exterior de la estructura.

#### 4.5.1 Encamisado de Columnas.

Se pretendía eliminar el muro de rigidez del marco del eje 15 para disminuir la torsión a la que está sujeta la estructura y encamisar todas las columnas para redistribuir las fuerzas sísmicas, y de este modo lograr que estas pudieran soportar los nuevos esfuerzos, así como tener deformaciones dentro de un rango aceptable ( ver fig. 4.1. ), que cumplieran con el nuevo Reglamento de Construcciones de 1987.

Este reforzamiento tenía el inconveniente de que la ampliación de las columnas sobre el eje B, se veía impedida por el equipo telefónico, por lo que era necesario mover dicho equipo, para poder encamisar las columnas existentes. Este movimiento no fue aceptado por la empresa Teléfonos de México, ya que interrumpiría el servicio telefónico.



*CR - COLUMNA POR ENCAMISAR*  
*TN -- TRABE NUEVA*

Fig. 4.1.- Planta encamisado de columnas'

#### 4.5.2 Refuerzo con Contraventeo Metálico.

Para esta alternativa, se dispuso eliminar el muro de rigidez del marco del eje 15 para reducir la torsión en la estructura y posteriormente contraventear este marco, así como el marco del eje 9 con diagonales metálicas ( ver fig. 4.2 ), con el fin de concentrar en ellos más fuerza sísmica y liberar a los marcos interiores de dichas fuerzas, para que los esfuerzos en las mismos se redujeran y no se requiriera encamisar las columnas. Para tal efecto las columnas de los marcos por contraventear se tefnan que encamisar y recimentar para absorber los efectos producidos por el contraventeo. Esta alternativa dió buenos resulta-



dos teóricos para los objetivos planteados, pero tenía el inconveniente de requerir el movimiento de equipo telefónico para lograr que el contraventeo librara en el marco del eje 9. Tampoco fué aceptado este movimiento por la empresa Teléfonos de México.

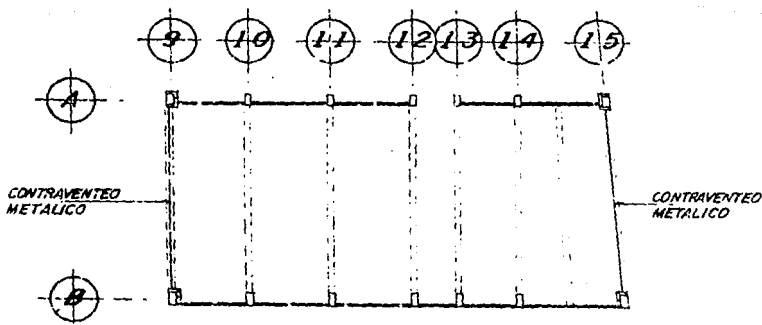
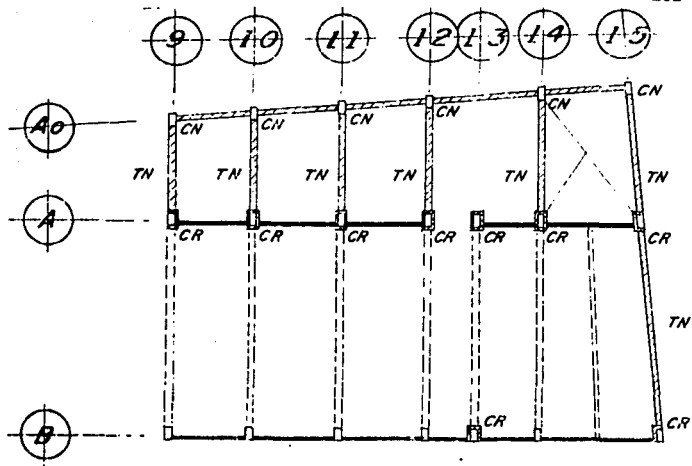


Fig. 4.2. Planta de contraventeo metálico sobre ejes 9 y 15.

#### 4.5.3 Ampliación de los Marcos al Exterior.

Para esta alternativa igual que para las anteriores se elimina el muro de rigidez y el marco del eje 15. El marco se vuelve a reconstruir con secciones más robustas para así disminuir el efecto de torsión que es el principal problema de la estructura, y se amplían los marcos hacia el eje A<sub>o</sub> en el sentido transversal con elementos más robustos, y se encamisan todas las columnas del eje A ( ver fig. 4.3 ), para así liberar a los elementos existentes de los esfuerzos producidos por las fuerzas sísmicas. Además sobre el eje A<sub>o</sub> se propuso un marco formado contrabes y columnas para no provocar torsiones en el sentido longitudinal; los resultados obtenidos mediante el análisis fueron satisfactorios, ya que las deformaciones caían en el rango permitido por el Reglamento, y los esfuerzos en los elementos existentes se redujeron considerablemente.

Esta alternativa ofrece la ventaja de trabajar por el exterior de la central para no provocar movimiento de equipo telefónico; por lo que fue la alternativa que definitivamente se aplicó.



CN — COLUMNA NUEVA  
 CR — COLUMNA ENCAMISADA  
 TN — VIGA NUEVA

Fig. 4.3.- Alternativa No.3  
 Ampliación de marcos al exterior.

#### 4.6 Comparación del Análisis por Torsión de las Alternativas de Rehabilitación

Los centros de torsión y las excentricidades de cada alternativa se muestran en las corridas de computadora y se puede observar que la alternativa de contraventeo metálico era la más favorable, por eliminar excentricidades y no agregar peso a la estructura, lo cual provoca incremento en las fuerzas sísmicas, como ocurre en la alternativa de ampliación de marcos, según se puede observar en la fuerza de diseño de cada alternativa que se muestra más adelante.

Constructivamente, el refuerzo con contraventeo metálico también será el más favorable ya que el proceso que involucraba su ejecución era más sencillo, comparado con la alternativa del encamisado de las columnas, así como del trabajo que implica la ampliación de los marcos.

Pero debido que para la colocación del contraventeo metálico del eje 9 se tenía que mover equipo, y esto implicaba una gran cantidad de trabajo, así como una interrupción en el servicio telefónico, se optó por la ampliación de marcos, ya que esta alternativa, no tenía problemas de este tipo para su ejecución.

A continuación se presentan para cada una de las alternativas, arriba descritas excepto para la alternativa de ampliación que se describe en el capítulo V, los parámetros de definición estructural y de análisis dinámico espectral modal, así como los resultados obtenidos por computadora de las fuerzas sísmicas actuantes en cada nivel y en cada marco, tanto para el dicho método de análisis, como para el análisis estático. Se incluyen también dentro de los resultados los periodos y las formas modales para cada caso en ambas direcciones de la planta.

El programa incluye automáticamente los efectos de torsión conforme al Reglamento de Construcciones de 1987 y calcula los desplazamientos en cada nivel.

El análisis de estos cálculos conduce a las opiniones ya expuestas con anterioridad. Aunque todas las alternativas son teóricamente adecuadas, la mejor es la segunda ( contraventeo metálico ), pero esta debe desecharse en favor de la tercera ( ampliación de marcos al exterior ), por razones de facilidad constructiva y de necesidad de permanencia de la operación de la central telefónica.

E.N.E.P. ARAGON

ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO MODAL.

ALTERNATIVA No. 1 ENCAMISADO DE COLUMNAS

TIPO Y LOCALIZACION DE MARCOS COMPONENTES

Num.	Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X	Marco 0B	1	.000000	2
2	X	Marco 0A	2	9.750000	2
3	Y	Marco 09	1	.000000	0
4	Y	Marco 10	1	3.700000	0
5	Y	Marco 11	1	7.600000	0
6	Y	Marco 12	1	11.500000	0
7	Y	Marco 13	2	13.750000	0
8	Y	Marco 14	1	16.450000	0
9	Y	Marco 15	3	21.350000	1

Propiedades de Marcos Tipo

Tipo	Dir.	Niv	Fuerza	Desplaz. Prom.	Rig. Lateral
1	X	1	133.761	-.242647E-01	13355.2
1	X	2	190.299	-.508479E-01	7158.62
2	X	1	133.761	-.242210E-01	13379.3
2	X	2	190.299	-.506492E-01	7200.61
1	Y	1	133.761	-.809279E-01	4004.30
1	Y	2	190.299	-.202758	1562.00
2	Y	1	133.761	-.254923E-01	5247.11
2	Y	2	.000000	-.255923E-01	.000000
3	Y	1	133.761	-.899521E-01	3602.58
3	Y	2	190.299	-.225414	1404.82

PARAMETROS PARA ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MODAL:

Norma empleada :

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (3 de Julio de 1987) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (5 de noviembre de 1987).

Zona de ubicación ..... III  
 Tipo de estructuración .... 1  
 Grupo según uso ..... A  
 Factor Ductilidad (Ox) .. 2.000  
 Factor Ductilidad (Oy) .. 2.000  
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810  
 Coeficiente sísmico (c) .. .400  
 Factor de import. (Fa) .. 1.500  
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .100  
 Periodo caract. A (TA) .. .600  
 Periodo caract. B (TB) .. 3.900  
 Exponente ord. spec. (r) .. 1.000

FUERZAS ESTATICAS, MASAS, PROPIEDADES DE CADA NIVEL

Niv	Estático	Fuerza	Dimensiones		
			Masa	B	H
1	133.8	32.17	9.750	21.35	4.850
2	190.3	22.89	9.750	21.35	4.850

Datos del Modelo (Modif.) resultante:

Rig. Piso	Dirección X			Rig. Piso	Dirección Y		
	Diag. Ppal.	Subdiagonal			Diag. Ppal.	Subdiagonal	
26734.5	1277.35	.000000		28871.2	1183.86	.000000	
14359.2	627.452	-529.204		9214.83	402.658	-339.609	

-----

**NODOS DE VIBRACION**

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION X**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		18.204	.34515	2.8973

Forma : .86078E-01 .18243

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		39.666	.15840	6.3131

Forma : .15387 -.10206

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION Y**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		16.603	.37843	2.6425

Forma : .61751E-01 .19580

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		36.206	.17354	5.7623

Forma : .16514 -.73216E-01

**RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL MODAL**

**COEFICIENTES DE PARTICIPACION MODAL:**

Modo	X	Y
1	6.9441	6.4674
2	2.6144	3.6371

Rigidez lateral, Factor  $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$ , Fuerzas

Nivel	Rigidez lateral KK	Rigidez lateral KY	Factor	Fuerza Estática	Fuerza Dinámica FX	Fuerza Dinámica FY
2	.1436E+05	9215.	.8178E+06	190.3	70.84	73.29
1	.2673E+05	.2887E+05	.1921E+07	133.8	46.21	34.08
			V :	324.1		
			A0x/C*V/Qx :	104.7	117.1	
			A0y/C*V/Qy :	112.2		107.4
			V :		111.8	95.73

Cociente A0x/C = .6460403

Cociente A0y/C = .6922674

**DESPLAZAMIENTOS LATERALES GENERADOS POR FUERZAS DINAMICAS (afectados por Q).**

Nivel	DX	Rel*Qx	DY	Rel*Qy	Perm.
2	.9312E-02	.9867E-02	.1167E-01	.1591E-01	.2910E-01 Permitido
1	.4378E-02	.8757E-02	.3719E-02	.7438E-02	.2910E-01 Permitido

## ANALISIS POR TORSION

## CENTROS DE CORTANTE

Nivel	X(M)	Y(M)
1	10.50	4.90
2	10.50	4.90

## CENTROS DE TORSION

Nivel	X(C.R.)	Y(C.R.)
1	10.607	4.8794
2	9.908	4.8893

## EXCENTRICIDAD CALCULADA

Nivel	ESX	ESY
1	.10682	-.20601E-01
2	-.59190	-.10745E-01

## CORTANTES DIRECTOS Y CORTANTES POR TORSION

## M 1-X Muro fragl OB Fuerzas de entrepiso

Nivel	Estático	Análisis	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	33.506	23.156	1.9570	-1.7073	25.625	1.1066	
2	47.436	35.317	6.4402	5.8431	43.511	1.2320	
	80.942	58.473					

## M 2-X Muro fragl OA Fuerzas de entrepiso

Nivel	Estático	Análisis	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	33.374	23.054	2.0801	-1.7073	25.647	1.1124	
2	47.714	35.525	6.5217	5.8432	43.799	1.2329	
	81.088	58.579					

## M 1-Y Marco 09 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Estático	Análisis	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	6.3441	2.4685	2.1643	2.7227	5.4496	2.2076	
2	16.129	12.424	.53135	2.8838	13.820	1.1124	
	22.473	14.892					

## M 2-Y Marco 10 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Estático	Análisis	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	6.3441	2.4685	1.4224	1.8439	4.4441	1.8003	
2	16.129	12.424	.33293	1.8069	13.299	1.0704	
	22.473	14.892					



<b>M 3-Y Marco 11 Fuerzas de entrapiso</b>						
	Análisis	FYY	FYTY	FYTX	Fuerza	Fact.
Nivel	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	6.3441	2.4685	.64037	.91754	3.3842	1.3709
2	16.129	12.424	.12378	.67178	12.749	1.0262
	22.473	14.892				
<b>M 4-Y Marco 12 Fuerzas de entrapiso</b>						
	Análisis	FYY	FYTY	FYTX	Fuerza	Fact.
Nivel	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	6.3441	2.4685	-.24153	.87810E-02	2.2296	.90323
2	16.129	12.424	.41512	.46332	12.978	1.0446
	22.473	14.892				
<b>M 5-Y Marco 13 Fuerzas de entrapiso</b>						
	Análisis	FYY	FYTY	FYTX	Fuerza	Fact.
Nivel	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	29.448	19.515	.80049	2.1770	20.968	1.0745
	29.448	19.515				
<b>M 6-Y Marco 14 Fuerzas de entrapiso</b>						
	Análisis	FYY	FYTY	FYTX	Fuerza	Fact.
Nivel	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	6.3441	2.4685	-.57028	1.1845	2.2536	.91293
2	16.129	12.424	1.7059	1.9040	14.701	1.1833
	22.473	14.892				
<b>M 7-Y Muro fragl 15 Fuerzas de entrapiso</b>						
	Análisis	FYY	FYTY	FYTX	Fuerza	Fact.
Nivel	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	5.7126	2.2247	-.80493	2.1138	2.5397	1.1416
2	14.506	11.174	2.6834	2.9951	14.756	1.3206
	20.218	13.398				

**FUERZAS DE DISEÑO****FUERZAS DISTRIBUIDAS EN X :**

Factor	MuroF 08 ( 1.000)	MuroF 0A ( 1.000)
Nivel 1	25.625	25.647
Nivel 2	43.511	43.799

**FUERZAS DISTRIBUIDAS EN Y :**

Factor	Marco 09 ( 1.000)	Marco 10 ( 1.000)	Marco 11 ( 1.000)	Marco 12 ( 1.000)	Marco 13 ( 1.000)
Nivel 1	5.4496	4.4441	3.3842	2.2296	20.968
Nivel 2	13.820	13.299	12.749	12.978	.00000
Factor	Marco 14 ( 1.000)	MuroF 15 ( 1.000)			
Nivel 1	2.2536	2.5397			
Nivel 2	14.701	14.756			

E.N.E.F. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

ALTERNATIVA No. 2 CONTRAVENTEO METALICO.

TIPO Y LOCALIZACION DE MARCOS COMPONENTES

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco 08	1	.000000	1
2	X Marco 0A	2	9.750000	1
3	Y Marco 09	1	.000000	1
4	Y Marco 10	2	3.700000	0
5	Y Marco 11	2	7.600000	0
6	Y Marco 12	2	11.500000	0
7	Y Marco 13	3	13.750000	0
8	Y Marco 14	2	16.450000	0
9	Y Marco 15	1	21.350000	1

Propiedades de Marcos Tipo

Tipo	Dir.	Niv	Fuerza	Desplaz. Proc.	Rig. Lateral
1	X	1	133.760	.120420E-01	26910.8
1	X	2	190.300	.211120E-01	20981.3
2	X	1	133.760	.137020E-01	23650.6
2	X	2	190.300	.230920E-01	20266.2
1	Y	1	133.760	.291070E-01	11133.4
1	Y	2	190.300	.509470E-01	8713.37
2	Y	1	133.760	.254999	1270.83
2	Y	2	190.300	.657968	472.245
3	Y	1	133.760	.866940E-01	1542.90
3	Y	2	.000000	.867940E-01	.000000

PARAMETROS PARA ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MODAL:

Norma empleada :  
Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (3 de julio de 1987) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (5 de noviembre de 1987).

Zona de ubicación ..... III  
 Tipo de estructuración .... I  
 Grupo según uso ..... A  
 Factor Ductilidad (Qx) .. 2.000  
 Factor Ductilidad (Qy) .. 2.000  
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810  
 Coeficiente sísmico (C) .. .400  
 Factor amplific. (Fa) .. 1.500  
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .100  
 Período caract. A (TA) .. .600  
 Período caract. B (TB) .. 3.900  
 Exponente ord. spec. (r) .. 1.000

FUERZAS ESTATICAS, MASAS, PROPIEDADES DE CADA NIVEL

Nivel	Fuerza		Dimensiones	
	Estática	Masa	B	H
1	133.7	32.17	9.750	21.35
2	190.3	22.88	9.750	21.35

Datos del Modelo (Modif.) resultante:

Direccion X			Direccion Y		
Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal	Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal
50561.4	2853.87	.000000	28893.0	1498.56	.000000
41247.5	1802.78	-1520.35	19315.7	844.219	-711.963

-----

**MODOS DE VIBRACION**

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION X**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		26.827	.23421	4.2697

Forma : .10230 .17027

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		62.745	.10014	9.9862

Forma : .14360 -.12130

**PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION Y**

Modo:	1	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		19.694	.31904	3.1344

Forma : .95145E-01 .17601

Modo:	2	W (Rad)	T (seg)	F (Hz)
		44.215	.14211	7.0370

Forma : .14843 -.11282

**RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL MODAL:**

**COEFICIENTES DE PARTICIPACION MODAL:**

Modo	X	Y
1	7.1867	7.0878
2	1.8442	2.1938

**Rigidez lateral, Factor  $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$ , Fuerzas**

Nivel	Rigidez lateral KK	Rigidez lateral KY	Factor	Fuerza Estática	Fuerza Dinámica	
					FX	FY
2	.4125E+05	.1932E+05	.3009E+07	190.3	58.84	67.60
1	.5056E+05	.2889E+05	.3866E+07	133.7	48.85	50.41

V	:	324.0	
V/Qx	:	162.0	107.7
V/Qy	:	162.0	118.0
%	:	66.48	72.85

**DESPLAZAMIENTOS LATERALES GENERADOS POR FUERZAS DINAMICAS.**

Nivel	DX	Rel	DY	Rel	Per
2	.3557E-02	.1427E-02	.7584E-02	.3500E-02	.2910E-01
Permitido					
1	.2130E-02	.2130E-02	.4084E-02	.4084E-02	.2910E-01

## ANALISIS POR TORSION

## CENTROS DE CORTANTE

Nivel	X(M)	Y(M)
1	10.50	4.90
2	10.50	4.90

## CENTROS DE TORSION

Nivel	X(C.R.)	Y(C.R.)
1	10.687	4.5607
2	10.591	4.7905

## EXCENTRICIDAD CALCULADA

Nivel	ESX	ESY
1	.18746	-.33934
2	.90651E-01	-.10951

## CORTANTES DIRECTOS Y CORTANTES POR TORSION

## M 1-X Muro Concr OB Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	37.823	27.389	2.1588	.49769	29.697	1.0843
2	48.400	29.932	3.9809	.20467	33.974	1.1351
	86.223	57.320				

## M 2-X Muro Concr OA Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	29.027	21.464	4.5214	-.49769	26.135	1.2176
2	46.750	28.912	4.5190	-.20467	33.492	1.1584
	75.777	50.376				

## M 1-Y Muro Concr O9 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYYT (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	19.501	14.980	2.2600	-.92730	17.518	1.1694
2	42.922	30.493	2.3030	-.19760	32.855	1.0775
	62.424	45.473				

## M 2-Y Marco 10 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYYT (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	4.7991	3.5379	.25932	-.76981E-01	3.8203	1.0798
2	2.3263	1.6527	.81209E-01	-.69681E-02	1.7360	1.0504
	7.1254	5.1906				

-----						
M 3-Y Marco 11 Fuerzas de entrepiso						
Nivel	Análisis	FYY	FYY	FYTX	Fuerza	Fact.
	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	4.7991	3.5379	.11522	-.34069E-01	3.6634	1.0355
2	2.3263	1.6527	.35246E-01	-.30243E-02	1.6888	1.0219
	7.1254	5.1906				

M 4-Y Marco 12 Fuerzas de entrepiso						
Nivel	Análisis	FYY	FYY	FYTX	Fuerza	Fact.
	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	4.7991	3.5379	.16294E-01	.88425E-02	3.5569	1.0054
2	2.3263	1.6527	.85309E-02	.91957E-03	1.6615	1.0053
	7.1254	5.1906				

M 5-Y Marco 13 Fuerzas de entrepiso						
Nivel	Análisis	FYY	FYY	FYTX	Fuerza	Fact.
	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	8.6509	6.3018	.11360	.44671E-01	6.4288	1.0202
	8.6509	6.3018				

M 6-Y Marco 14 Fuerzas de entrepiso						
Nivel	Análisis	FYY	FYY	FYTX	Fuerza	Fact.
	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	4.7991	3.5379	.12109	.63308E-01	3.6780	1.0396
2	2.3263	1.6527	.54969E-01	.59252E-02	1.7094	1.0343
	7.1254	5.1906				

M 7-Y Muro Concr 15 Fuerzas de entrepiso						
Nivel	Análisis	FYY	FYY	FYTX	Fuerza	Fact.
	Estático	(1)	(1')	(2)	Diseño	Amplif
1	19.501	14.980	.99159	.92153	16.248	1.0846
2	42.922	30.493	1.8624	.20075	32.416	1.0631
	62.424	45.473				

## FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO

## FUERZAS DISTRIBUIDAS EN X :

Factor	MuroC 0B ( 1.203)	MuroC 0A ( 1.203)
Nivel 1	35.737	31.450
Nivel 2	40.884	40.304

## FUERZAS DISTRIBUIDAS EN Y :

Factor	MuroC 09 ( 1.098)	Marco 10 ( 1.098)	Marco 11 ( 1.098)	Marco 12 ( 1.098)	Marco 13 ( 1.098)
Nivel 1	19.239	4.1955	4.0231	3.9062	7.0602
Nivel 2	36.082	1.9064	1.8547	1.8246	.00000

Factor	Marco 14 ( 1.098)	MuroC 15 ( 1.098)
Nivel 1	4.0392	17.844
Nivel 2	1.8773	35.599

## CAPITULO V

### ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SOLUCION ADOPTADA

#### 5.1 Descripción de la Propuesta Aceptada para la Rehabilitación

La rehabilitación de la estructura consiste en demoler el muro de rigidez junto con el marco del eje 15, y construir un marco similar al del eje 9, con el fin de disminuir la torsión. Además de ampliar todos los marcos en el sentido transversal de los ejes A al Ao, encamisando las columnas del eje A las cuales quedaran con una sección de 70 por 100 cm., y se construirán columnas nuevas de 60 por 80 cm. formando un marco con vigas de 30 por 80 cm., las vigas que uniran los ejes A con el eje Ao tendrán una sección de 40 por 100 cm. Para el eje B solo se encamisará la columna en su intersección con el eje 13, las vigas entre los ejes A-B se conservarán con sus características originales y como se mencionó anteriormente se tendrá que demoler la viga del eje 15.

En la dirección longitudinal sobre los ejes A y B, se tendrán que retirar los muros que dan rigidez a los marcos, debido

al daño que presentan, para substituirlos por muros nuevos provistos con diagonales de concreto que garanticen una resistencia adecuada. En el marco del eje Ao se construirán muros de relleno desligados a éste, con el fin de que no contribuyan a la rigidez.

En el área de ampliación se construirá una losa maciza de 10 cm. de espesor, perimetralmente apoyada en las vigas. Todo lo anterior se hará para planta baja y azotea.

## 5.2 Idealización de la Estructura para su Análisis.

La estructura puede modelarse como plana en las dos direcciones ortogonales principales para su análisis. Está compuesta por marcos formados por vigas y columnas transversalmente (dirección Y-Y), desde el eje 9 al eje 15. Longitudinalmente (dirección X-X), se cuenta con marcos contraventeados con diagonales de concreto y rellenos de mampostería que le dan mayor rigidez del muro en los ejes A y B, y para el eje Ao se tiene un marco.

Para el análisis bajo cargas gravitacionales se realizó el proceso descrito en la sección 3.4, obteniendo la transmisión de cargas en los marcos (fig. 5.1, 5.2 y 5.3), y por el método de las rigideces se obtuvieron los elementos mecánicos, que se muestra a continuación a manera de ejemplo para el marco del eje 10.

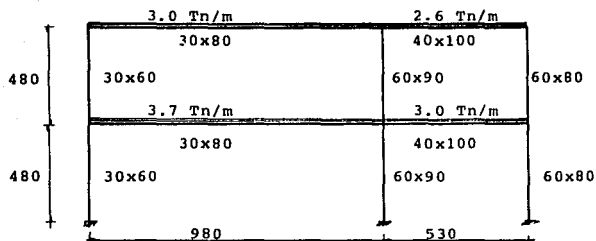


Fig 5.1 Modelo del marco del eje 10  
para su análisis

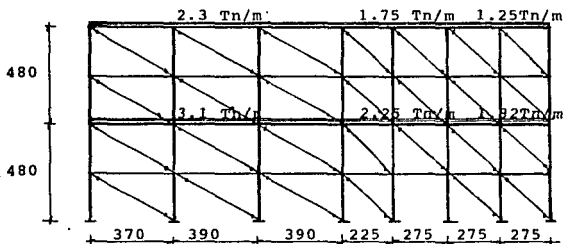


Fig. 5.2 Modelo del marco del eje A

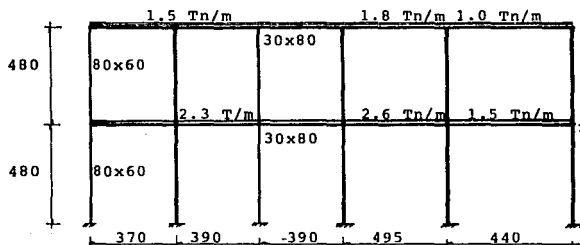


Fig. 5.3 Modelo del marco del eje Ao



-----  
 ARCHIVO DE ENTRADA DE DATOS PARA AMP86 Rev.8710  
 -----

E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

MARCO DEL EJE 10

(Param : Nnud Nmat Nsec Nlon Nrot Nnetd Nlele Nccc Ncmc Nnuc Ncgr Ncti Nelc  
 9 1 6 3 2 6 10 2 0 0 2 3 4  
 )

Cordenadas nodales y grados de libertad

(Coord./Gl	Nodo	X	Y	Dx	Dy	Dz	Pg
Nudo :	1	.0000	.0000	1	1	1	0
Nudo :	2	9.850	.0000	1	1	1	0
Nudo :	3	15.15	.0000	1	1	1	0
Nudo :	4	.0000	4.850	0	0	0	0
Nudo :	5	9.850	4.850	0	0	0	0
Nudo :	6	15.15	4.850	0	0	0	0
Nudo :	7	.0000	9.700	0	0	0	0
Nudo :	8	9.850	9.700	0	0	0	0
Nudo :	9	15.15	9.700	0	0	0	0

Materiales

(Propied. Mat. -----E-----Nu-----  
 Mater. # : 1 .1131E+07 .1800  
 )

Secciones

(Propied.	Sec.	Tipo	P1	P2	P3	P4
Secc. # :	1	1	.4000	.7000	.0000	.0000
Secc. # :	2	1	.6000	.9000	.0000	.0000
Secc. # :	3	1	.6000	.8000	.0000	.0000
Secc. # :	4	1	.3000	.5000	.0000	.0000
Secc. # :	5	1	.3000	.8000	.0000	.0000
Secc. # :	6	1	.4000	1.000	.0000	.0000

Longitudes

(Magnitud Lon. -----L-----  
 Long. # : 1 4.850  
 Long. # : 2 9.850  
 Long. # : 3 5.300  
 )

Angulos de matrices de rotaciones

(Angulos Rot. -----T-----  
 Rotac. # : 1 90.00  
 Rotac. # : 2 .0000  
 )

Elementos tipo

(Pro. Elem	Tipo	Mat	Sec	Lon	Rot	Cfr			
Eltpo. # :	1	1	1	1	1	0	.0000	.0000	.000
Eltpo. # :	2	1	2	1	1	0	.0000	.0000	.000
Eltpo. # :	3	1	3	1	1	0	.0000	.0000	.000
Eltpo. # :	4	1	4	1	1	0	.0000	.0000	.000
Eltpo. # :	5	1	5	2	2	0	.0000	.0000	.000
Eltpo. # :	6	1	6	3	2	0	.0000	.0000	.000

Datos de Elementos  
 (Definición El. Tipo N.A N.B Pg  
 Elem. # : 1 5 4 5  
 Elem. # : 2 5 7 8  
 Elem. # : 3 6 5 6  
 Elem. # : 4 6 8 9  
 Elem. # : 5 1 1 4  
 Elem. # : 6 2 2 5  
 Elem. # : 7 3 3 6  
 Elem. # : 8 4 4 7  
 Elem. # : 9 2 5 8  
 Elem. # : 10 3 6 9  
 )

Cargas de grupo  
 (Cargas de Dir Cc  
 Grupo ---> X 1  
 Niv Valor # N1 N2 N3 N4 N5 N6 N7 N8 N9 N1  
 Grpo # : 1 12.6458 3 4 5 6  
 Grpo # : 2 22.4574 3 7 8 9  
 )

Cargas tipo  
 (Def.carga Tipo ---w/p--- ---a--- --Alpha--  
 Tipo # : 1 3.700 .0000 .0000  
 Tipo # : 2 3.000 .0000 .0000  
 Tipo # : 3 2.600 .0000 .0000  
 )

Cargas en elementos  
 (Cargas en Ele. C.C. T.C.  
 Elem # : 1 2 1  
 Elem # : 2 2 2  
 Elem # : 3 2 2  
 Elem # : 4 2 3  
 )

#### RESULTADOS DE LA CARGA VERTICAL

##### DESPLAZAMIENTOS NODALES. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	2	.000000	.000000	.000000
2	2	.000000	.000000	.000000
3	2	.000000	.000000	.000000
4	2	.000104	-.000461	-.001416
5	2	.000087	-.000447	.000294
6	2	.000071	-.000083	.000134
7	2	-.000643	-.000828	-.002648
8	2	-.000781	-.000661	.000496
9	2	-.000778	-.000115	.000171

##### ELEMENTOS MECANICOS (Fuerzas Internas) EN COORD. LOCALES.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Mbx
1	2	4.452	17.234	22.531	-4.452	19.211	-32.272
2	2	3.826	12.854	10.176	-3.826	16.696	-29.094
3	2	1.428	10.075	13.794	-1.428	5.825	-2.529
4	2	-3.312	10.263	17.339	3.312	3.517	5.535
5	2	30.088	-4.278	-6.598	-30.088	4.278	-14.150
6	2	56.245	3.161	5.168	-56.245	-3.161	10.164
7	2	9.342	1.117	1.910	-9.342	-1.117	3.506
8	2	12.854	-3.826	-8.381	-12.854	3.826	-10.176
9	2	26.958	4.138	8.314	-26.958	-4.138	11.755
10	2	3.517	-3.312	-9.977	3.517	.312	-5.535

/ANP80 : Fin soluci n lineal.

-----

E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

MARCO DEL EJE 10

RESULTADOS POR SISMO

DESPLAZAMIENTOS NODALES. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	.000000	.000000	.000000
2	1	.000000	.000000	.000000
3	1	.000000	.000000	.000000
4	1	.007386	.000051	-.001379
5	1	.007369	.000183	-.001246
6	1	.007378	-.000235	-.001184
7	1	.015547	.000081	-.000317
8	1	.015329	.000252	-.000813
9	1	.015308	-.000322	-.000733

ELEMENTOS MECANICOS (Fuerzas Internas) EN COORD. LOCALES.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Max	Fbx	Fby	Nbx
1	1	.485	-2.331	-11.676	-.485	2.331	-11.285
2	1	6.026	-1.024	-4.315	-6.026	1.024	-5.771
3	1	-.753	-16.628	-44.503	.753	16.628	-43.623
4	1	1.791	-9.722	-26.334	-1.791	9.722	-25.194
5	1	-3.355	5.191	16.265	3.355	-5.191	8.909
6	1	-22.995	17.173	52.238	22.995	-17.173	31.051
7	1	26.350	12.740	37.964	-26.350	-12.740	23.822
8	1	-1.024	1.460	2.787	1.024	-1.460	4.315
9	1	-8.698	11.720	24.737	8.698	-11.720	32.105
10	1	9.722	9.277	19.801	-9.722	-9.277	25.194

/AMP80 : Fin solución lineal.

### 5.3 Parámetros de Diseño.

#### 5.3.1 Espectro de Diseño.

El espectro de diseño que propone el reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 para el análisis, dinámico - modal es el que se presenta en la figura 5.4

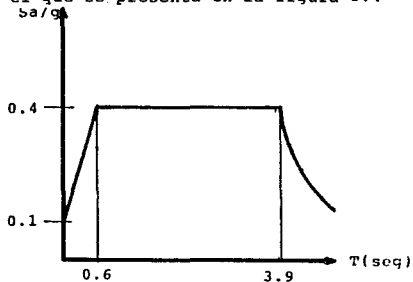


Fig. 5.4 Espectro de diseño para zona tipo III

(Reglamento de 1987)

$c = 0.4$  Coeficiente sísmico.

$a_0 = 0.1$

$T_a = 0.6$  seg.

$T_b = 3.9$  seg.

$r = 1.0$  seg.

El factor de ductilidad (factor de comportamiento sísmico) empleado para la dirección X es  $Q_x = 2$ , debido que se trata de marcos de concreto rigidizados con muros de mampostería y para -

la dirección Y, también se tomó  $Q_y = 2$ , ya que los marcos existentes no garantizan una ductilidad mayor.

El factor de importancia por sismo es 1.5 debido a que nuestra estructura se clasifica dentro del grupo A.

#### 5.4 Análisis Sísmico Estático y Dinámico Modal.

Para la aplicación de estos métodos se determinó el nuevo peso de la estructura debido a la ampliación y siguiendo el procedimiento descrito en la sección 3.7.1 se obtiene:

Peso del entrepiso para análisis sísmico:

$$W = 485.5 \text{ Tn.} \quad X_m = 10.21 \text{ m.} \quad Y_m = 7.59 \text{ m.}$$

Peso del nivel azotea para análisis sísmico:

$$W = 340 \text{ Tn} \quad X_m = 10.12 \text{ m.} \quad Y_m = 7.53 \text{ m.}$$

Los centros de cortante mostrados para cada nivel se obtuvieron mediante la fórmula 3.12.

Posteriormente se realizó un análisis sísmico estático para obtener fuerzas totales en entrepisos sin reducción, para aplicarlos a los marcos de la estructura y poder evaluar sus rigideces, lo cual se presenta a continuación:

-----

E.N.E.P. ARAGON

CENTRAL TELEFONICA

ANALISIS SISMICO ESTATICO Y DINAMICO MODAL

REHABILITACION DEFINITIVA

Parámetros iniciales:

TIPO Y LOCALIZACION DE MARCOS COMPONENTES

Num. Dir.	Nombre	Tipo	Coordenada	Comport
1	X Marco 08	1	.000000	1
2	X Marco 0A	2	9.850000	1
3	X Marco A0	3	15.650000	0
4	Y Marco 09	1	.000000	0
5	Y Marco 10	2	3.700000	0
6	Y Marco 11	3	7.600000	0
7	Y Marco 12	4	11.500000	0
8	Y Marco 13	5	14.450000	0
9	Y Marco 14	6	17.000000	0
10	Y Marco 15	7	21.850000	0

Propiedades de Marcos Tipo

Tipo	Dir.	Niv	Fuerza	Desplaz. Prom.	Rig. Lateral
1	X	1	206.380	.140720E-01	35172.0
1	X	2	288.560	.249960E-01	26415.2
2	X	1	206.380	.134170E-01	36889.0
2	X	2	288.560	.230920E-01	29825.3
3	X	1	206.380	.726990E-01	6808.07
3	X	2	288.560	.135511	4594.03
1	Y	1	206.380	.101627	4870.16
1	Y	2	288.560	.205589	2775.63
2	Y	1	206.380	.102495	4828.92
2	Y	2	288.560	.207894	2737.79
3	Y	1	206.380	.103393	4786.98
3	Y	2	288.560	.210327	2698.49
4	Y	1	206.380	.104312	4744.80
4	Y	2	288.560	.212854	2658.51
5	Y	1	206.380	.615380E-01	3353.70
5	Y	2	.000000	.616380E-01	.000000
6	Y	1	206.380	.105552	4689.06
6	Y	2	288.560	.216314	2605.23
7	Y	1	206.380	.107303	4612.55
7	Y	2	288.560	.215095	2677.01

### 5.4.1 Análisis Sísmico Dinámico Modal.

Determinados los parámetros necesarios se procedió a realizar el análisis sísmico dinámico modal, obteniendo los períodos, los coeficientes de participación modal y los desplazamientos -- los cuales se muestran a continuación:

-----

#### PARAMETROS PARA ANALISIS DINAMICO ESPECTRAL MODAL:

Norma empleada :

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (3 de julio de 1987) con Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (5 de noviembre de 1987).

Zona de ubicación ..... III  
 Tipo de estructuración .... I  
 Grupo según uso ..... A  
 Factor Ductilidad (Qx) .. 2.000  
 Factor Ductilidad (Qy) .. 2.000  
 Acelerac. gravedad (g) .. 9.810  
 Coeficiente sísmico (C) .. .400  
 Factor amplific. (Fa) .. 1.500  
 Ordenada para T = 0 (a0) .. .100  
 Período caract. A (TA) .. .600  
 Período caract. B (TB) .. 3.900  
 Exponente ord. spec.( r) .. 1.000

#### FUERZAS ESTATICAS, MASAS, PROPIEDADES DE CADA NIVEL

Nivel	Fuerza		Dimensiones	
	Estático	Masa	B	H
1	206.3	49.49	21.85	15.65
2	288.5	34.60	21.85	15.65

Datos del Modelo (Modif.) resultante:

Dirección X			Dirección Y		
Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal	Rig. Piso	Diag. Ppal.	Subdiagonal
78869.1	2822.87	.000000	31886.2	970.677	.000000
60834.6	1758.22	-1470.12	16152.6	466.840	-390.343

#### PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION X

Modo: 1                    W (Rad)                    T (seg)                    F (Hz)  
                                  26.963                    .23303                    4.2913

Forma : .81629E-01    .13918

Modo: 2                    W (Rad)                    T (seg)                    F (Hz)  
                                  62.081                    .10121                    9.8805

Forma : .11637                    -.97626E-01

PERIODOS DE LA ESTRUCTURA EN LA DIRECCION Y

Modo: 1                    W (Rad)                    T (seg)                    F (Hz)  
                                  15.943                    .39410                    2.5374

Forma : .68005E-01    .14929

Modo: 2                    W (Rad)                    T (seg)                    F (Hz)  
                                  34.400                    .18265                    5.4749

Forma : .12483                    -.81331E-01

-----

RESULTADOS DEL ANALISIS ESPECTRAL MODAL

COEFICIENTES DE PARTICIPACION MODAL:

Modo	X	Y
1	8.8554	8.5309
2	2.3814	3.3636

Rigidez lateral, Factor  $S(KY \cdot X^2) + S(KX \cdot Y^2)$ , Fuerzas

Nivel	Rigidez lateral KX	Rigidez lateral KY	Factor	Fuerza Estática	Fuerza Dinámica FX	Fuerza Dinámica FY
2	.6083E+05	.1615E+05	.2732E+07	288.5	89.51	113.2
1	.7887E+05	.3189E+05	.4096E+07	206.3	73.73	72.64

V	:	494.8		
V/Qx	:	247.4	163.2	
V/Qy	:	247.4		185.8
W	:		65.98	75.12

DESPLAZAMIENTOS LATERALES GENERADOS POR FUERZAS DINAMICAS.

Nivel	DX	Rel	DY	Rel	Per
2	.3541E-02	.1471E-02	.1284E-01	.7009E-02	.2910E-01
Permitido					
1	.2070E-02	.2070E-02	.5829E-02	.5829E-02	.2910E-01



### 5.4.2 Análisis Sísmico Estático.

Se realizó el análisis sísmico estático según el procedimiento de la sección 3.7.4 y las fuerzas sísmicas obtenidas se utilizaron para realizar el análisis por torsión según lo descrito, en la sección 3.7.5, para así obtener los centros de torsión, excentricidades y las fuerzas sísmicas de diseño, que se incluyen a continuación:

---

M 3-Y Marco		11	Fuerzas de entrepiso			Fuerza	Fact.
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYY (1')	FYTX (2)	Diseño	Amplif	
1	13.043	8.9881	1.1561	-.58895	10.321	1.1483	
2	24.099	18.913	.63774	-.34286	19.654	1.0392	
	37.141	27.901					
M 4-Y Marco		12	Fuerzas de entrepiso			Fuerza	Fact.
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYY (1')	FYTX (2)	Diseño	Amplif	
1	13.073	9.0224	.32304E-01	.10158	9.0852	1.0070	
2	23.742	18.633	.31949	.17828	19.006	1.0200	
	36.814	27.655					
M 5-Y Marco		13	Fuerzas de entrepiso			Fuerza	Fact.
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYY (1')	FYTX (2)	Diseño	Amplif	
1	26.021	19.547	1.0575	.84123	20.857	1.0670	
	26.021	19.547					
M 6-Y Marco		14	Fuerzas de entrepiso			Fuerza	Fact.
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYY (1')	FYTX (2)	Diseño	Amplif	
1	13.116	9.0710	.86487	1.0659	10.256	1.1306	
2	23.266	18.259	1.5912	.88791	20.117	1.1017	
	36.382	27.330					

## M 7-Y Marco 15 Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	11.881	8.1219	1.4517	1.8182	10.119	1.2459
2	23.907	18.762	2.7931	1.5586	22.023	1.1738
	35.788	26.884				

## FUERZAS DE DISEÑO

## FUERZAS DISTRIBUIDAS EN X :

Factor	MuroC OB ( 1.212)	MuroC OA ( 1.212)	Marco A0 ( 1.212)
Nivel 1	41.417	50.569	15.316
Nivel 2	47.493	70.748	14.979

## FUERZAS DISTRIBUIDAS EN Y :

Factor	Marco 09 ( 1.065)	Marco 10 ( 1.065)	Marco 11 ( 1.065)	Marco 12 ( 1.065)	Marco 13 ( 1.065)
Nivel 1	14.236	12.646	10.991	9.6753	22.212
Nivel 2	23.944	22.457	20.930	20.240	.00000

Factor	Marco 14 ( 1.065)	Marco 15 ( 1.065)
Nivel 1	10.922	10.776
Nivel 2	21.423	23.453

## ANALISIS POR TORSION

## CENTROS DE CORTANTE

Nivel	X(M)	Y(M)
1	10.21	7.590
2	10.12	7.530

## CENTROS DE TORSION

Nivel	X(C.R.)	Y(C.R.)
1	10.593	5.9580
2	10.153	6.0110

## EXCENTRICIDAD CALCULADA

Nivel	ESX	ESY
1	.38307	-1.6320
2	.32678E-01	-1.5190

## CORTANTES DIRECTOS Y CORTANTES POR TORSION

## M 1-X Muro Concr OB Fuerzas de entrepiso

Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	47.694	33.931	-.79864	3.4269	34.161	1.0068
2	62.635	38.868	.23927	.21503	39.172	1.0078
	110.33	72.799				

M 2-X Muro Concr OA		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	44.994	32.467	8.5394	-2.3401	41.709	1.2846
2	70.721	43.886	14.420	-1.15506	58.353	1.3296
	115.72	76.353				

M 3-X Marco AO		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Análisis Estático	FXX (1)	FXTX (1')	FXTY (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	10.463	7.3316	4.9751	-1.0868	12.633	1.7230
2	10.893	6.7598	5.5770	-0.59967E-01	12.355	1.8277
	21.356	14.091				

M 1-Y Marco 09		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	12.999	8.9322	3.8501	-1.9525	13.368	1.4966
2	24.788	19.454	2.6090	-1.4026	22.483	1.1557
	37.787	28.386				

M 2-Y Marco 10		Fuerzas de entrepiso				
Nivel	Análisis Estático	FYY (1)	FYTY (1')	FYTX (2)	Fuerza Diseño	Fact. Amplif
1	13.017	8.9571	2.5319	-1.2855	11.875	1.3257
2	24.450	19.188	1.6356	-0.87931	21.088	1.0990

Las fuerzas sísmicas de diseño obtenidas se aplicaron a los marcos de la estructura y éstos se resolvieron con un programa de computadora que utiliza el método de las rigideces para obtener los elementos mecánicos. En esta sección se muestran los resultados únicamente para el marco del eje 10.

#### MARCO DEL EJE 10

#### RESULTADOS POR SISMO

#### DESPLAZAMIENTOS NODALES. (Coord. Globales)

Nodo	Cc/Cm	Dx	Dy	Gx
1	1	.000000	.000000	.000000
2	1	.000000	.000000	.000000
3	1	.000000	.000000	.000000
4	1	.007386	.000051	-.001379
5	1	.007369	.000183	-.001246
6	1	.007378	-.000235	-.001184
7	1	.015547	.000081	-.000317
8	1	.015329	.000252	-.000813
9	1	.015308	-.000322	-.000733

## ELEMENTOS MECANICOS (Fuerzas Internas) EN COORD. LOCALES.

Ele	Cc/Cm	Fax	Fay	Hax	Fbx	Fby	Hbx
1	1	.485	-2.331	-11.676	-.485	2.331	-11.285
2	1	6.026	-1.024	-4.315	-6.026	1.024	-5.771
3	1	-.753	-16.628	-44.503	.753	16.628	-43.623
4	1	1.791	-9.722	-26.334	-1.791	9.722	-25.194
5	1	-3.355	5.191	16.265	3.355	-5.191	8.909
6	1	-22.995	17.173	52.238	22.995	-17.173	31.051
7	1	26.350	12.740	37.964	-26.350	-12.740	23.822
8	1	-1.024	1.460	2.767	1.024	-1.460	4.315
9	1	-8.698	11.720	24.737	8.698	-11.720	32.105
10	1	9.722	9.277	19.801	-9.722	-9.277	25.194

## 5.5 Revisión del Marco Existente.

La ampliación de los marcos, se realizó con el objetivo de que éstos fueran más robustos y poder atraer más esfuerzos a ellos y liberar en un porcentaje adecuado a los elementos existentes para así no tener que reforzarlos. Por tal motivo aquí se presenta la revisión de una columna y una viga que no fueron reforzados.

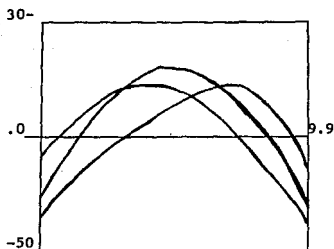
La revisión de la viga del eje 10 nivel entrecaposo se realizó, siguiendo el procedimiento de la sección 3.9 y se puede observar que el armado que nos pidieron las nuevas solicitaciones es menor que el armado existente, ya que se verificó mediante las calas descritas en el capítulo II, (fig. 5.5).

Marco del eje 10 elemento 1

Longitud de la barra	9.85		
Long. extrr. .000		Long. extr. .000	
base 30.000		Ancho del pat. 30	
Altura 80.000		Espesor pat. .000	

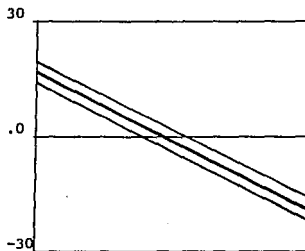
Concepto	Sismo	Vertical
Comb. : 1	.00	1.40
Comb. : 2	1.10	1.10
Comb. : 3	-1.10	1.10
Ma	-11.67	22.53
Mb	-11.28	-32.27
Wt/p : 1	.00	3.70

## DIAGRAMA DE MOMENTOS



Momento máximo 24.46  
Momento mínimo -47.91

## DIAGRAMA DE CORTANTES



Cortante máximo 24.13 Tn.  
Cortante mínimo -26.90 Tn.

Marco del eje 10 Diseño de la viga : 1  
Sección rectangular

$$\begin{aligned} L_{tot} &= 9.85 \text{ m.} & L_{ext.A} &= .00 \\ B &= 30.00 \text{ cm.} & H &= 80.00 \text{ cm.} \\ f_y &= 4300.0 \text{ Kg/cm}^2 \\ A_v &= 1.42 \text{ cm}^2 & f'c &= 200.0 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

$$\text{As min. flexión} = 5.44 \text{ cm}^2, \quad \text{As min. Temp.} = 2.9 \text{ cm}^2.$$

Posición	Momento (Ton-m)		Cortante (Ton)	Área de acero		Separación Estribos	
	Global	Local		Positivo	Negativo		Superior
.00	.00	.00	-37.63	24.13	14.29	5.44	20.6
1.23	1.23	5.16	-14.22	17.75	5.44	5.44	27.6
2.46	2.46	16.09	.00	11.50	.00	5.75	38.5
3.69	3.69	22.24	.00	6.49	.00	8.08	38.5
4.93	4.93	24.46	.00	3.65	.00	8.94	45.4
5.01	5.01	24.33	.00	3.99	.00	8.89	45.4
6.16	6.16	18.83	.00	8.66	.00	6.78	38.5
7.39	7.39	10.30	-1.90	14.14	5.44	5.44	37.8
8.62	8.62	.00	-21.82	20.52	7.92	5.44	23.6
9.85	9.85	.00	-47.91	26.90	18.83	5.44	18.7

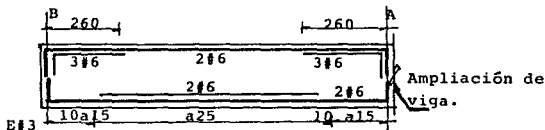


Fig. 5.5 Sección para el armado de la viga existente.

#### Revisión de columnas

Se revisaron las columnas existentes bajo las nuevas sollicitaciones sísmicas y estáticas, siguiendo el procedimiento de la sección 3.10. El armado obtenido se comparó con el armado existente (fig. 5.6) donde se pudo observar que el objetivo planteado se logró alcanzar, a continuación se presenta el diseño de

la columna ejes B-10, donde tenemos que el armado existente es - de  $31.7 \text{ cm}^2$ , que es mayor a  $24.5 \text{ cm}^2$ . que nos piden las nuevas solicitaciones, a continuación se presenta el diseño de la columna antes mencionada.

-----  
**REVISION DE LA COLUMNA B-10 NIVEL 1**

Para los cálculos se siguieron los criterios contenidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1987.

**Parámetros:**

$f'c$	$E_c$	$f_y$	$E_s$	$Q_x$	$Q_y$	$FR$
2000.0	1131000.0	42000.0	21000000.0	2.0	2.0	.6

**Definición de condiciones de carga**

	CC01	CC02	CC03
Nombre:	CARV	SISX	SISY
Tipo:	V	H	H

**Combinaciones de carga:**

CNC01 =  $1.4 \cdot \text{CARV}$   
 CNC02 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + 1.1 \cdot \text{SISX}$   
 CNC03 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + 1.1 \cdot \text{SISX} + .3 \cdot \text{SISY}$   
 CNC04 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + 1.1 \cdot \text{SISX} - .3 \cdot \text{SISY}$   
 CNC05 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - 1.1 \cdot \text{SISX}$   
 CNC06 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - 1.1 \cdot \text{SISX} + .3 \cdot \text{SISY}$   
 CNC07 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - 1.1 \cdot \text{SISX} - .3 \cdot \text{SISY}$   
 CNC08 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + 1.1 \cdot \text{SISY}$   
 CNC09 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + .3 \cdot \text{SISX} + 1.1 \cdot \text{SISY}$   
 CNC10 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - .3 \cdot \text{SISX} + 1.1 \cdot \text{SISY}$   
 CNC11 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - 1.1 \cdot \text{SISY}$   
 CNC12 =  $1.1 \cdot \text{CARV} + .3 \cdot \text{SISX} - 1.1 \cdot \text{SISY}$   
 CNC13 =  $1.1 \cdot \text{CARV} - .3 \cdot \text{SISX} - 1.1 \cdot \text{SISY}$

**Condiciones Externas:**

Dir X	Dir Y
Hx = 4.450	Hy = 4.450
kx = .675	ky = .589

Despl. lateral **RESTRINGIDO**

Despl. lateral **RESTRINGIDO**

Altura de entrepiso . . . . . = 4.850  
 Peso acumulado hasta el entrepiso = 824.9

Rx = 79764.6	Ry = 31886.2
rex = 37.083	rey = 21.190

Sección RECTANGULAR	b = .4000	h = .7000	r = .040
	Ag = .28000	Ix = .01143	Iy = .00373
		rgx = .12000	rgy = .21000

Refuerzo longitudinal **DISTRIBUIDO** As = .00245 p = .00875 alfa = .500

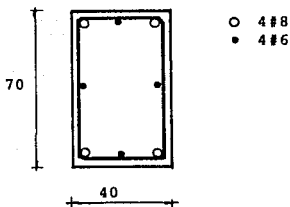


Fig. 5.6 Armado existente de la columna  
 ejes B-10 en Planta Baja.

### 5.6 Diseño de los Marcos Nuevos.

Las vigas y columnas de los marcos que se adicionaron se revisaron, para flexión, cortante y flexocompresión, según las normas Técnicas Complementarias de 1987, así como los anclajes y confinamiento de la unión viga-columna, lo cual se puede apreciar en la fig. 5.7; se determinaron los armados correspondientes. A continuación se presenta el diseño de la trabe eje 10, la columna ejes A-10 del nivel entrepiso y la revisión de la columna encamisada ejes A-10 bajo las nuevas condiciones de carga sísmica y estática.





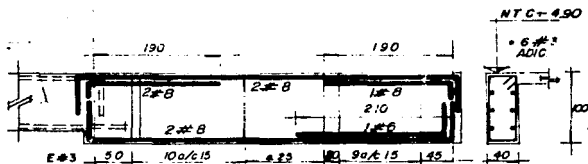


Fig. 5.8 Armado de la viga para momento y cortante.

Diseño de la columna eje Ao-10.

La columna se diseño según el proceso indicado en la sección 3.10, determinando su armado para resistir la flexocompresión y cortante, a la cual se ve sometida ( Fig.5.9 y 5.10 ). - A continuación se presenta la corrida por computadora para el diseño de la columna.

DISEÑO DE LA COLUMNA NUEVA AO-10 NIVEL 1

Diseño/Revisión de la columna C-AO-10-01  $p = .00875$   $FS = 1.088$

Condiciones Externas:

Dir X

Hx = 4.450  
kx = .582

Dir Y

Hy = 4.350  
ky = .617

Despl. lateral RESTRINGIDO

Despl. lateral RESTRINGIDO

Altura de entrepiso . . . . . = 4.850  
Peso acumulado hasta el entrepiso = 824.9

Rx = 79764.6  
rex = 24.722

Ry = 31886.2  
rey = 18.125

Sección RECTANGULAR

b = .6000 h = .8000 r = .040  
Ag = .48000 Ix = .02560 Iy = .01440  
rgx = .18000 rgy = .24000

Refuerzo longitudinal DISTRIBUIDO  $As = .00420$   $p = .00875$   $\alpha = .500$



Revisión de la columna ejes A-10.

Se revisó la columna existente A-10 con su sección original para comprobar que esta resistía la nueva carga axial, a la que va estar sometida, ya que va ser el núcleo de la nueva sección - al encamisarse por lo que únicamente se revisó para compresión - como sigue (fig. 5.11)

Datos:

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

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

$$A_s = 4\#8 + 4\#6 = 31.7 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{31.7}{70 \times 40} = 0.0113$$

70x40

○ 4#8  
● 4#6

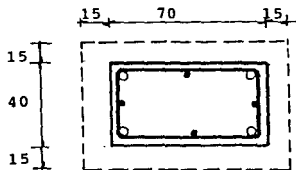


Fig. 5.11 Armado del núcleo de la columna.

Cálculo de la resistencia.

a).- Sin descontar el área de las varillas.

$$P_o = 0.85 f'c A_g + A_s f_y \quad P_o = \text{resistencia a carga axial.}$$

$$P_o = 0.85(200)(40)(70) + 31.7(4200) = 609140 \text{ kg}$$

$$P_o = 609.14 \text{ Ton.}$$

b).- Descontando el área de varillas.

$$\text{Area neta} = (40 \times 70 - 31.7) = 2768.3 \text{ cm}^2$$

$$P_o = 0.85(200)(2768.3) + 31.7(4200) = 603751 \text{ kg}$$

Po = 603.75 Ton. Donde se observa que esta resistencia es mayor que Pu.

Pu = [77.8 + 6.96(0.3) + 22.98] 1.1 = 113.15 Ton. Por lo que si se acepta.

Diseño de la columna encamisada A-10 nivel planta baja.

Anteriormente se revisó el núcleo de la columna por encamisar y se pudo apreciar que esta columna soportará la adición de carga, por lo que a continuación se diseñará la columna A-10 en camisada para soportar la carga axial total y el momento flexionante (fig. 5.12), lo cual se presenta a continuación:

**REVISION DE LA COLUMNA ENCAMISADA A-10 NIVEL 1**

**Condiciones Externas:**

Dir X		Dir Y	
Hx = 4.350		Hy = 4.350	
Kx = .693		Ky = .626	

**Despl. lateral RESTRINGIDO**

**Despl. lateral RESTRINGIDO**

Altura de entrepiso . . . . . = 4.850  
 Peso acumulado hasta el entrepiso = 824.9

Rx = 79764.6  
 rex = 24.167

Ry = 31886.2  
 rey = 16.111

Sección RECTANGULAR	b = .6000	h = .9000	r = .040
	Ag = .54000	Ix = .03645	Iy = .01620
		rgx = .18000	rgy = .27000

Refuerzo longitudinal DISTRIBUIDO As = .00532 p = .00984 alfa = .500

**Acciones nominales:**

	CARV	SISX	SISY
P	77.797	-6.960	-22.978
Max	-.690	9.226	.000
Mbx	-.280	4.034	.000
May	5.168	.000	52.186
Mby	10.164	.000	31.016

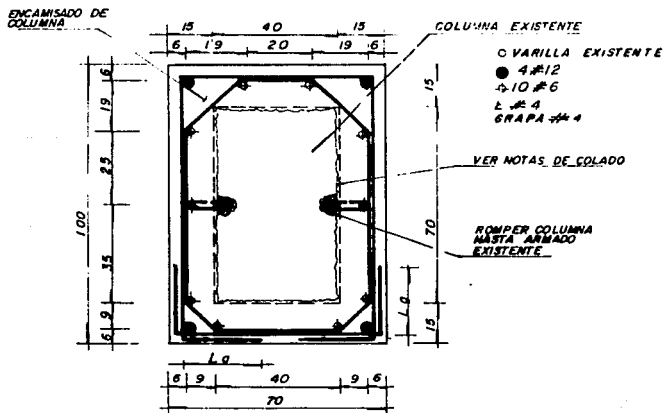
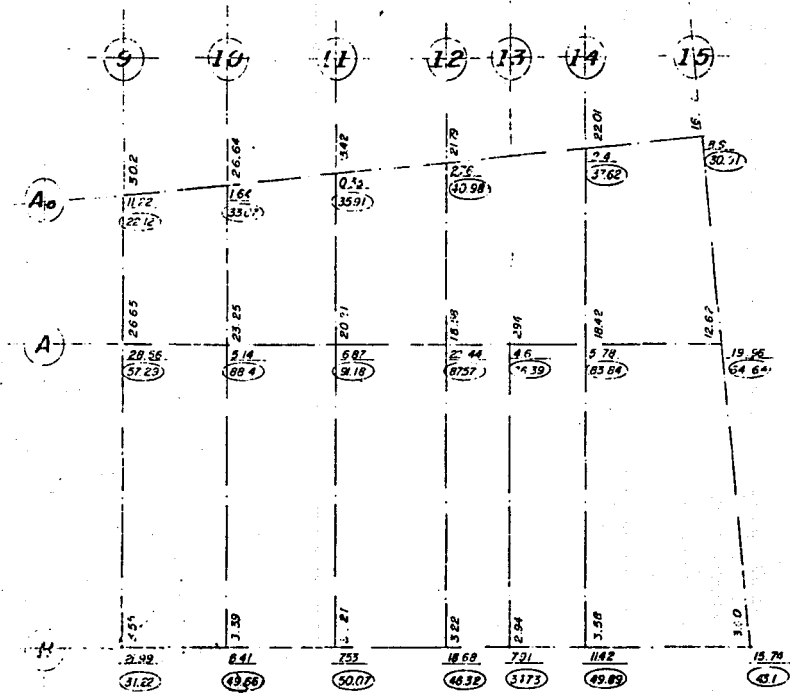


Fig. 5.12 Armado de la columna A-10  
por encamisar.

### 5.7 Diseño de la Cimentación Nueva.

Se revisó la cimentación existente para las nuevas descargas y se llegó a la conclusión de que ésta era suficiente, (fig. 5.13), sin embargo en la zona de ampliación, de los marcos para absorber las descargas sísmicas y estáticas se decidió construir una losa de cimentación. La capacidad de carga del terreno se -- consideró de  $6.0 \text{ Ton/m}^2$ .



11.22 Descarga por sismo  
 22.12 Descarga vertical

Fig. 5.13 Descargas en cimentación para el proyecto de rehabilitación

Para el diseño de la losa de cimentación se siguió el criterio que se describen en la Normas Técnicas Complementarias - sección 4.3, que se realiza a continuación:

Revisión de la cimentación.

Carga estática.

$P = 446 \text{ Ton.}$

$Po.Po. = 29 \text{ Ton.}$

$P \text{ tot.} = 475 \text{ Ton.}$

Capacidad de diseño

$q_d = P/A$

$q_d = 475 / 115 \text{ m}^2 = 4.13 \text{ Ton/m}^2.$

Carga por sismo dirección X-X, Y-Y.

Eje	A	Ao
9	41.4	55.7
10	47.8	60.2
11	47.0	59.4
12	50.3	63.6
13	5.6	0.0
14	39.5	60.4
15	6.0	49.8

Descarga total  $P_s = 600 + 29 + 46 = 675 \text{ Ton.}$

$q_{ds} = 675 / 115 = 5.9 \text{ Ton./m}^2.$



Diseño de la cimentación.

$$q_{ds} = 5.9 \text{ Ton/m}^2.$$

$$\text{Po. Po. Losa} = 0.25(2.4) = 0.6$$

$$q_t = 5.9 + 0.6 = 5.3 \text{ ton/m}^2.$$

a).- Determinación del peralte.

$$d = \frac{[620(2)(1.25) + 500(2)]}{300} = 8.5 \text{ cm.}$$

300

$$d_{\min} = 8.5(0.034)^4 \sqrt{2520(5300)} = 17.5 \text{ cm.}$$

Se propone un peralte de 25 cm.

b).- Revisión por cortante.

$$V_u = \frac{[0.5(5.0) - 0.21]5.83}{1 + [5/6.2]^6} = 10.47 \text{ Ton.}$$

$$1 + [5/6.2]^6$$

$$V_{cr} = 0.5(0.8)(21)(100) \sqrt{200} = 11879.4 \text{ kg.}$$

$$V_{cr} = 11.87 \text{ Ton mayor que } V_u$$

c).- Revisión por flexión.

$$M_u = 5.83(51)^2 k = 145.75 k$$

$$k = 0.043$$

$$M_u / b d^2 = 14.21 \text{ de donde } p = 0.004$$

$$A_s = 8.4 \text{ donde la separación para varillas del \#5 será de 23.6 cm.}$$

### 5.8 Comparación del Estado Original de la Estructura con el Estado Posterior a la Rehabilitación.

Para tener una idea de la seguridad del reforzamiento se decidió realizar una comparación con el estado original de la estructura, en cuanto a sus desplazamientos, periodos, fuerzas sísmicas y centros de torsión.

	Nivel	Estado original	Rehabilitación
Peso(ton)	1	315.6	485.5
	2	225.0	340.0
Periodos (seg)	1	0.48112	0.23303
Dirección X	2	0.20738	0.10121
Dirección Y	1	0.42264	0.39410
	2	0.19643	0.18265

Para ambos casos el periodo de diseño cae en la rama ascendente del espectro de diseño, pero en la rehabilitación se observan periodos más reducidos, lo cual indica que tiene una mayor rigidez ante fuerzas laterales.

	Nivel	Estado original	Rehabilitación
Desplazamientos (cm) Dir x	1	2.322	0.414
	2	1.624	0.294
Dir. Y	1	1.186	1.400
	2	1.857	1.166

Los desplazamientos son aceptables de acuerdo a lo especificado en el Reglamento de 1987, pero se puede apreciar que los

desplazamiento en la rehabilitación son más pequeños, lo cual da mayor seguridad a las personas que laboran en el edificio, y evita la caída del equipo telefónico.

	Nivel	Estado actual	Rehabilitación
centros de cortante	1	10.50	10.21
Dir X (m)			
	2	10.50	10.21
Dir X (m)	1	4.90	7.59
	2	4.90	7.53
Centros de torsión	1	14.54	10.15
Dir x (m)			
	2	15.26	10.59
Dir X (m)	1	4.84	5.96
	2	4.83	6.01
Excentricidades	1	4.04	0.38
Dir X (m)			
	2	4.76	0.03
Dir X (m)	1	0.06	-1.63
	2	0.07	-1.52

Se puede observar que la reducción de la excentricidad en la dirección X es importante, por lo que libera a la estructura del efecto de torsión que era el problema en la estructura actual, de lo cual podemos decir que la rehabilitación tendrá un comportamiento más adecuado ante las sollicitaciones sísmicas.

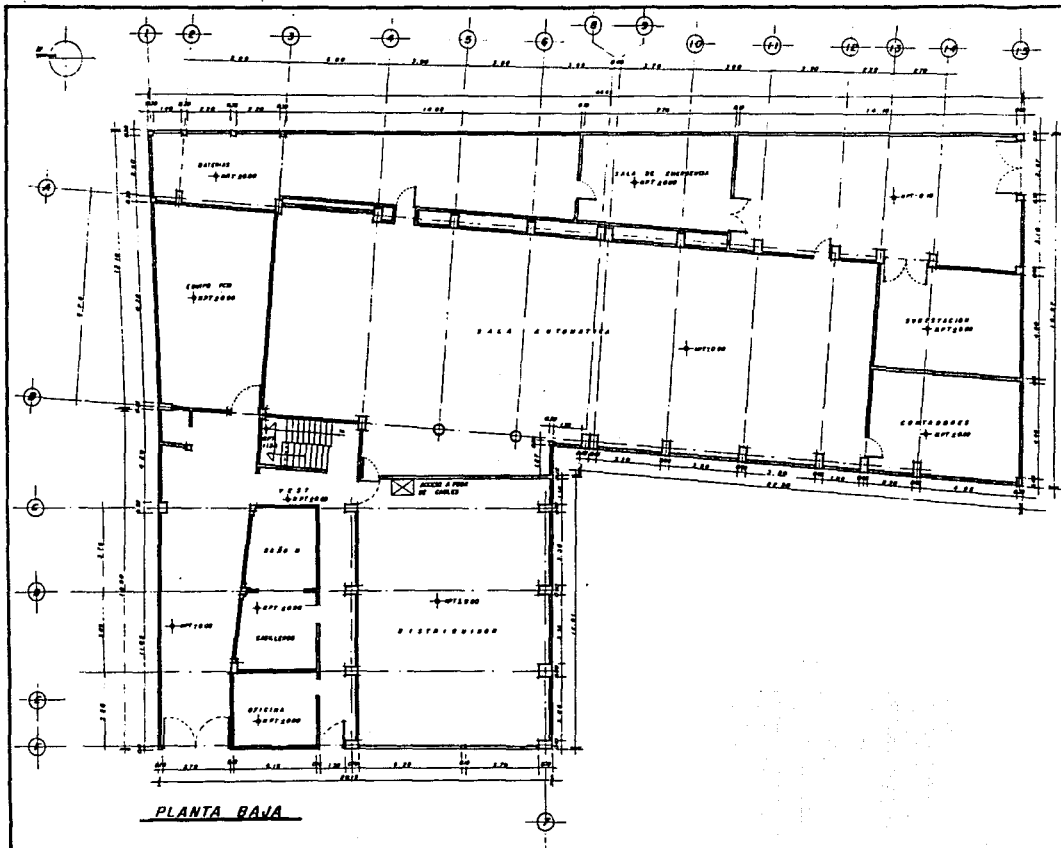
### 5.9 Procedimiento Constructivo.

Para la rehabilitación de la estructura es importante seguir, las recomendaciones del proceso constructivo, así como tener mucho cuidado en la interpretación de los planos estructurales ejecutivos elaborados en base al análisis y diseño estructural, los cuales se anexan al final de este capítulo. Esto con el fin de eliminar deficiencias en la ejecución del proyecto de reforzamiento, que pudieran crear problemas en el comportamiento de la estructura, el procedimiento a seguir será el siguiente:

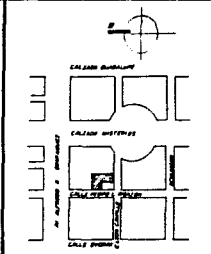
- 1.- En primer lugar se procederá a la colocación de los elementos para la protección del equipo para lo cual se tendrá -- que ver el catálogo de conceptos editado por Teléfonos de México, para este efecto, se debe realizar un estudio minucioso para seleccionar las etapas de construcción y poder colocar esta protección.
- 2.- Se realizarán las excavaciones necesarias para desplantar la cimentación.
- 3.- Se colocará una plantilla de concreto de 6 cms. de espesor con un  $f'c = 100\text{Kg/cm}^2$ , para posteriormente armar y colar la losa de cimentación.
- 4.- Se construirán las contratraves, se colará y se rellenará esta zona hasta alcanzar el nivel para el piso terminado.

- 5.- Se procederá a realizar el apuntalamiento de la forma como se muestra en la figura 3.14 en las áreas donde se demolerá el marco y en las zonas para encamisar las columnas, en los ejes A y B se deberán colocar para retirar los muros de rigidez existentes.
- 6.- Para el encamisado de columnas se deberá retirar los recubrimientos y escarificar la columna en las caras donde se tenga que ampliar, en toda su altura limpiarlas para que queden libres de residuos.
- 7.- Se armarán las columnas y se ranurará la losa existente para el paso de varillas, colocando los estribos observando los detalles constructivos que se indican en los planos correspondientes.
- 8.- Se colarán las columnas aplicando un aditivo para unir concreto viejo con nuevo; el concreto colado deberá vibrarse de tal manera que no haya oquedades y después de descimbreadas deberán curarse con curacreto o similar.
- 9.- Se armarán y colarán las columnas nuevas.
- 10.- Se armarán las trabes nuevas y se colarán respetando la unión viga-columna como se muestra en los detalles correspondientes, para proceder a su colado.

- 11.- Se armará la losa de entrepiso y se colará.
- 12.- Se retirará el apuntalamiento y se procederá a construir -- los muros de rigidez según lo especificado en los planos -- estructurales.
- 13.- Se repetirá este proceso a partir del número 5 para la construcción y reforzamiento para la ampliación en el nivel de entrepiso.
- 14.- Para todo este procedimiento deberá contarse con los planos de instalaciones, arquitectónicos y estructurales, así como con una supervisión adecuada y en todo momento en la obra se llevará una bitácora para tener un control de las etapas - - constructivas y así lograr una buena calidad de la ejecución de la rehabilitación.



**PLANTA BAJA**

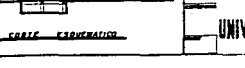
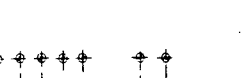
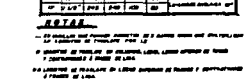
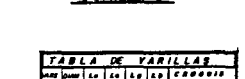
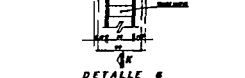
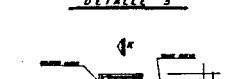
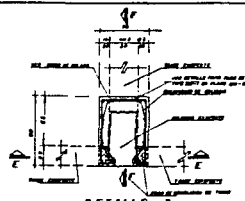
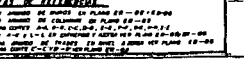
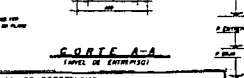
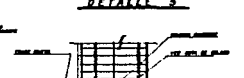
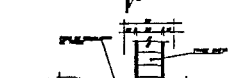
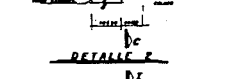
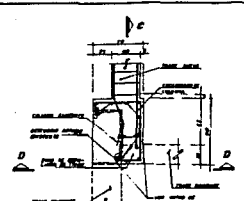
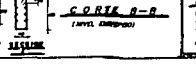
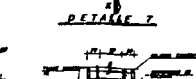
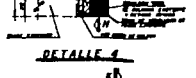
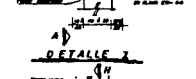
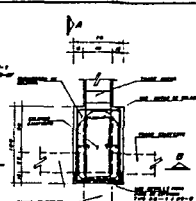
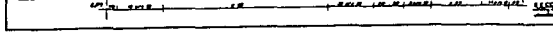
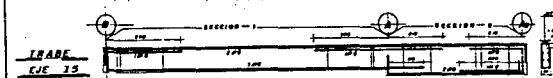
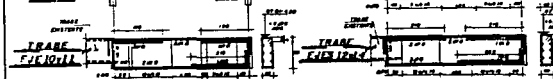
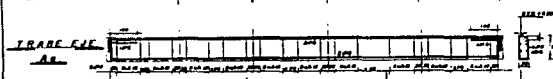
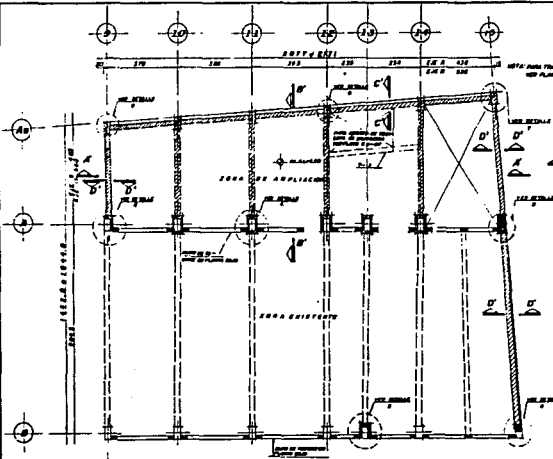


**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN**

- LEYENDA**
- LAS LINEAS SÓLIDAS REPRESENTAN LAS PAREDES
  - - - - LAS LINEAS DE TRAZO REPRESENTAN LAS PAREDES ESTRUCTURALES
  - +— LAS LINEAS DE TRAZO Y PUNTEO REPRESENTAN LOS EJE DE ESTRUCTURA
  - x— LAS LINEAS DE TRAZO Y PUNTEO REPRESENTAN LOS EJE DE ALBAÑILERIA
  - +— LAS LINEAS DE TRAZO Y PUNTEO REPRESENTAN LOS EJE DE PINTURAS



PROYECTO	PLANTA BAJA	ESCALA	1:50
FECHA		HOJA	A-2
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO			



**NOTAS GENERALES**

1. MATERIALES DE ACEROS Y HORMIGÓN EN NORMA  
 2. PARA LAS COLUMNAS SE USARÁ EL HORMIGÓN DE RESISTENCIA 2500 KG/CM<sup>2</sup> Y PARA LAS VIGAS EL HORMIGÓN DE RESISTENCIA 2000 KG/CM<sup>2</sup>.

**NOTAS DE MATERIALES**

1. PARA LAS VIGAS Y COLUMNAS SE USARÁN LAS ARMADURAS DE ACERO DE CLASE A.  
 2. PARA LAS VIGAS SE USARÁN LAS ARMADURAS DE ACERO DE CLASE A.  
 3. PARA LAS COLUMNAS SE USARÁN LAS ARMADURAS DE ACERO DE CLASE A.

**NOTAS DE ARMADO**

1. EN LAS COLUMNAS SE USARÁN LAS ARMADURAS DE ACERO DE CLASE A.  
 2. EN LAS VIGAS SE USARÁN LAS ARMADURAS DE ACERO DE CLASE A.

**NOTAS DE LA VIGILLA DE LOS PISOS**

1. LA VIGILLA DE LOS PISOS SE USARÁ DE CLASE A.  
 2. LA VIGILLA DE LOS PISOS SE USARÁ DE CLASE A.

**NOTAS DE LAS VIGAS DE LOS PISOS**

1. LAS VIGAS DE LOS PISOS SE USARÁN DE CLASE A.  
 2. LAS VIGAS DE LOS PISOS SE USARÁN DE CLASE A.

**NOTAS DE LAS COLUMNAS**

1. LAS COLUMNAS SE USARÁN DE CLASE A.  
 2. LAS COLUMNAS SE USARÁN DE CLASE A.

**NOTAS DE LAS VIGAS**

1. LAS VIGAS SE USARÁN DE CLASE A.  
 2. LAS VIGAS SE USARÁN DE CLASE A.

**NOTAS DE LAS COLUMNAS**

1. LAS COLUMNAS SE USARÁN DE CLASE A.  
 2. LAS COLUMNAS SE USARÁN DE CLASE A.

**NOTAS DE LAS VIGAS**

1. LAS VIGAS SE USARÁN DE CLASE A.  
 2. LAS VIGAS SE USARÁN DE CLASE A.

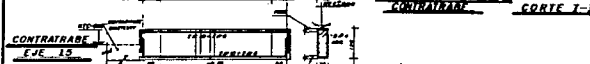
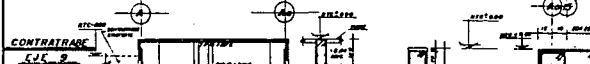
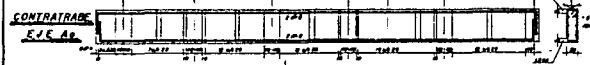
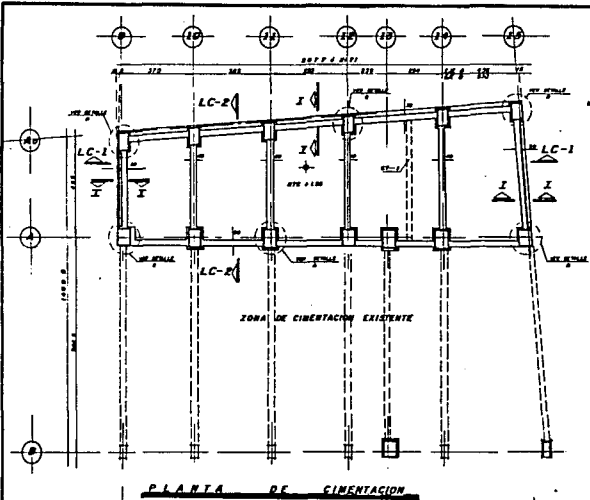
TABLA DE VARILLAS		CANTIDAD	
VARILLA	DIAMETRO	VARILLA	DIAMETRO
1	10	1	10
2	12	2	12
3	14	3	14
4	16	4	16
5	18	5	18
6	20	6	20
7	22	7	22
8	24	8	24
9	26	9	26
10	28	10	28
11	30	11	30
12	32	12	32
13	34	13	34
14	36	14	36
15	38	15	38
16	40	16	40
17	42	17	42
18	44	18	44
19	46	19	46
20	48	20	48
21	50	21	50
22	52	22	52
23	54	23	54
24	56	24	56
25	58	25	58
26	60	26	60
27	62	27	62
28	64	28	64
29	66	29	66
30	68	30	68
31	70	31	70
32	72	32	72
33	74	33	74
34	76	34	76
35	78	35	78
36	80	36	80
37	82	37	82
38	84	38	84
39	86	39	86
40	88	40	88
41	90	41	90
42	92	42	92
43	94	43	94
44	96	44	96
45	98	45	98
46	100	46	100

**ENEP**  
 ARAGON

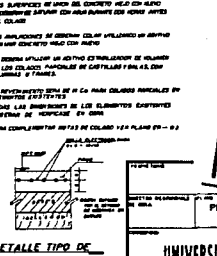
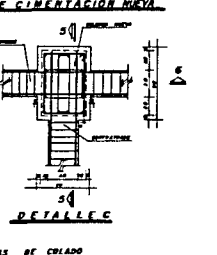
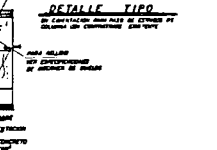
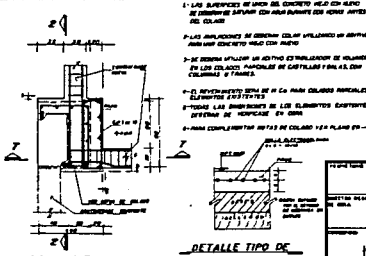
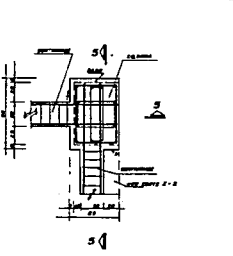
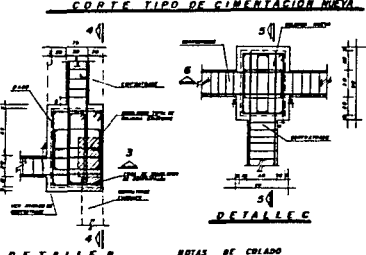
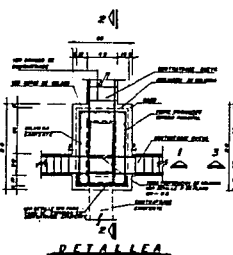
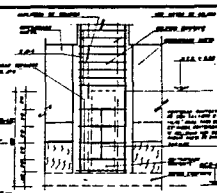
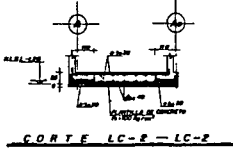
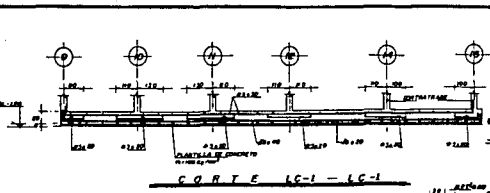
PLANTA LOSA ENTREPISO Y DETALLES

ER-04





ARMADO ADICIONAL EN CONTRATE



**NOTAS DE CIMENTACION**

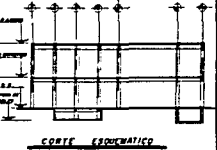
- 1- EN PUNTO DE VISTA DE PROCEDER A LA OBRERA DEL TERMINO REALIZAR LOS CORTE Y TIRARLOS DESECHANDO PARA REEMPLAZAR EL TIPO DE CEMENTO DE 4000 A 5000 KG. A LOS REEMPLAZOS Y USAR DE DETALLES DEL 2000 2000.
- 2- SE REALIZARA EL TAPADO Y CUBRIMIENTO DE LAS ESTRUCTURAS.
- 3- SE PROCEDERA A REALIZAR LOS ELEMENTOS DE CONTROL Y MONITOREO ESTRUCTURALES.
- 4- SE REALIZARAN LAS ESTACIONES MEDIDAS PARA DETERMINAR LA FORMA DE CIMENTACION CON LA PROYECCION DE TUBO A MEDIDA DEL AVANCE DE OBRAS.
- 5- LA LAMA DE CIMENTACION DE REEMPLAZOS SERA UNA PLANTA DE CONCRETO PUES EN EL MOMENTO EN QUE SE REALIZAN LOS MUELOS HAY EN LA LAMA DE CIMENTACION DE REEMPLAZOS CON CANTIDAD DE REEMPLAZOS DE CEMENTO DE 4000 A 5000 KG. DE LA FORMA PROYECTADA ESTRUCTURAL.
- 6- PARA EL TUBO DE OBSERVACION DE 150 MM DE DIAMETRO UNA CANTIDAD DE CEMENTO DEL TIPO DE CIMENTACION DE OBSERVACION DE 100 KG EN TUBO.
- 7- REEMPLAZO DE CIMENTACION SUPERIOR A 1000 KG.
- 8- C.C. = CEMENTO DE CIMENTACION EXISTENTE.
- 9- T.C. = TUBO TIPO DE CONCRETO.
- 10- L.A. = LAMA TIPO DE CEMENTO.
- 11- L.A. = LAMA TIPO DE CIMENTACION EXISTENTE.

**NOTAS DE OBSERVACION**

- 1- PARA LOS DETALLES DE OBSERVACION DE 150 MM DE DIAMETRO UNA CANTIDAD DE CEMENTO DEL TIPO DE CIMENTACION DE OBSERVACION DE 100 KG EN TUBO.
- 2- PARA OBSERVACION DE OBSERVACION DE 150 MM DE DIAMETRO UNA CANTIDAD DE CEMENTO DEL TIPO DE CIMENTACION DE OBSERVACION DE 100 KG EN TUBO.
- 3- PARA OBSERVACION DE OBSERVACION DE 150 MM DE DIAMETRO UNA CANTIDAD DE CEMENTO DEL TIPO DE CIMENTACION DE OBSERVACION DE 100 KG EN TUBO.

**NOTA IMPORTANTE**

LA CIMENTACION PARA OBSERVACION POR LA QUE SE REALIZA LA OBRA DE CIMENTACION DE OBSERVACION DE 150 MM DE DIAMETRO EN CANTIDAD DE OBSERVACION DE 100 KG EN TUBO.



**ENEP**  
ARAGON

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

PLANTA DE CIMENTACION Y  
DETALLES

ER-01

## **CAPITULO VI**

### **CONCLUSIONES**

De la ejecución del presente trabajo el autor se permite presentar a manera de conclusiones las experiencias aprendidas por él, en el desarrollo de las diferentes etapas, con la modesta intención de que puedan resultar útiles a las personas que vayan a involucrarse en proyectos de rehabilitación de estructuras dañadas:

#### **6.1 De los Estudios Preliminares.**

Para un tratamiento adecuado de una estructura dañada es fundamental el conocimiento profundo de las características de ésta, tanto, desde el punto de vista constructivo, como desde el punto de vista operacional. Para lograr ese conocimiento se requiere la recopilación de los estudios existentes, o en el caso de que éstos no existan, la ejecución de un levantamiento en el sitio; actividades que deben complementarse con observaciones sobre los daños causados y sobre las restricciones en cuanto a la operación del edificio, en cuanto a posibles interferencias ve-

cinas y con las calles adyacentes.

## 6.2 Del Análisis de la Estructura.

No debe emprenderse ningún proyecto de rehabilitación que no esté justificado por el análisis de la estructura en sus condiciones originales, y en sus condiciones posteriores a la rehabilitación. El análisis en condiciones originales permitirá identificar el mecanismo causante de los daños y orientará las diversas posibilidades de rehabilitación. El análisis en condiciones posteriores al tratamiento dará una idea cuantitativa de la viabilidad técnica de la solución propuesta. Un aspecto importante del análisis es la selección del modelo estructural que mejor represente a la estructura en estudio, por que una selección inadecuada puede conducir a resultados funestos.

## 6.3 De la Comparación de Alternativas.

Generalmente existirán diversas posibilidades de tratamiento al edificio por rehabilitar. Es conveniente plantearlas, primero desde un punto de vista teórico, para que se corrijan las deficiencias encontradas en el análisis original y posteriormente, compararlas desde un punto de vista económico, de facilidad constructiva, de seguridad en la reparación y de consecuencias de operación del inmueble.

La decisión debe quedar en manos del propietario, ya que se

involucran en ella muchos aspectos difíciles de cuantificar técnicamente ( aspectos psicológicos, políticos, etc. ) y el ingeniero sólo debe aportar datos que le faciliten la decisión al propietario.

Se hace notar que en esta tesis el factor económico no fue significativo en la selección de la alternativa más conveniente, por que el costo de los equipos telefónicos era mucho mayor que de la estructura o el de las tareas de reconstrucción. En cambio lo que fue determinante es el aspecto operativo, ya que el propietario ( Teléfonos de México ), no deseaba interrumpir por ningún motivo la operación.

Estas condiciones no son comunes ya que en la mayoría de los edificios por reparar, el aspecto de costo es el determinante y la operación no es significativa ( muchas veces el edificio se desocupa totalmente para rehabilitarlo ).

#### 6.4 Del Diseño Estructural.

Esta etapa es de gran importancia para garantizar que los diversos elementos estructurales tengan un comportamiento adecuado ante las acciones a las que quedarán sujetos. El diseño es un arte, ya que para realizarlo no basta con aplicar normas y procedimientos de cálculo establecidos, si no que, el ingeniero deberá considerar la factibilidad constructiva y deberá ingeniarse para hallar la mejor forma de resolver situaciones difíciles. Es

escencial que el diseño se refleje en planos claramente comprensibles por el constructor, para eliminar la posibilidad de errores que muchas veces van en detrimento de la seguridad.

#### 6.5 De los Procedimientos Constructivos.

El diseño no estará completo si no va acompañado de explicaciones claras y precisas del procedimiento constructivo, así como, de las especificaciones que deben de cumplir tanto los materiales, como las técnicas de construcción. La omisión de estos datos muchas veces <sup>ha</sup> ocasionado que obras correctamente calculadas y diseñadas fracasasen como consecuencia de una mala ejecución. Cabe señalar que en el campo de las reparaciones de edificios no existe información suficiente sobre normas y especificaciones de materiales y equipo. Esta carencia obliga a los proyectistas a reflexionar sobre la ejecución de sus ideas en una forma más extensa de lo que corresponde a los casos de construcción de estructuras nuevas. Los obliga también a mantenerse en estrecho contacto con el constructor durante la ejecución de la obra para resolver los problemas no previstos en el diseño y que surgen en la construcción, tomando medidas emergentes; por otro esta comunicación les permitirá retroalimentarse sobre la eficacia de las técnicas constructivas proyectadas y utilizar esta experiencia para proyectos futuros.

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

- 1.- Generación, propagación y efectos de temblores.  
Memorias del Simposio Interdisciplinario, Sociedad Mexicana de Física A.C.; Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.; Unión Geofísica Mexicana A.C.; Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica A.C.
- 2.- Reto Sísmico.  
Editorial, I.D.H., S.A. de C.V. 1988.
- 3.- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1976.
- 4.- Manual de Diseño por Sismo.  
Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. 1977.
- 5.- Normas de Emergencia para el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.  
Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Enero de 1986.
- 6.- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 1987.  
Editado en el Diario Oficial, el 3 de Julio de 1987.
- 7.- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.  
Gaceta Oficial del D.D.F., 5 de Noviembre de 1987.
- 8.- Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.  
Gaceta Oficial del D.D.F. 26 de Noviembre de 1987.
- 9.- Manual de Diseño Sísmico de Edificios.  
Enrique Bazan y Roberto Meli.  
Series del Instituto de Ingeniería D-18, Septiembre de 1983.

- 10.- Diseño Sísmico de Edificios, Tomo I.  
XVIII Curso Internacional de Ing. Sísmica- 1991  
F.I. División de Educación Continua.
- 11.- Estructuras.  
Diseño por Sísmo.  
Manual de Diseño de Obra Civiles, C.F.E.
- 12.- VIII Congreso Nacional de Ing. Sísmica y VII Congreso  
Nacional de Ing. Estructural  
Memorias Vol. III.  
Acapulco Guerrero 1989.
- 13.- Apuntes de Ingeniería Sísmica.  
E.N.E.P. Aragón, 1988.  
Ing. Amilcar Galindo Solorzano.
- 14.- Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado  
2a. Edición  
Oscar. M. Gonzales Cuevas y Francisco Robles.  
Ed. Limusa.
- 15.- Diseño de Estructuras Resistentes a Sismos.  
Emilio Rosembueth.  
Instituto Mexicano del Cemento y Concreto A.C.
- 16.- Simposio Nacional sobre Ingeniería Sísmica.  
Normatividad Sísmica de la República Mexicana.  
Memorias, Octubre 30 y 31 y Noviembre de 1988,  
Guadalajara Jalisco.
- 17.- Informe Geotécnico de la Central Telefónica de  
Peralvillo, D.F.  
Sondeos S.A.

18.- Diseño Simplificado de Edificios, para Cargas de  
Viento y Sismo.

James Ambrose y Dimity Vergun.

Ed. Limusa.

19.- Diseño Estructural.

Roberto Meli Piralla.

Ed. Limusa.

20.- Manual de Análisis Sísmico de Edificios.

Sección General de Obras.

Centro de Naciones Unidas Para los Asentamientos  
Humanos.

21.- IX Congreso de Ingeniería Sísmica

VII Congreso de Ingeniería Estructural.

Memorias, Vol. I y II.

Manzanillo Colima. 1991.