

55
2 of

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**

FACULTAD DE INGENIERIA



REESTRUCTURACION DE LA CENTRAL TELEFONICA
ROMA TORRE DAÑADA POR LOS SISMOS DE
SEPTIEMBRE DE 1985 EN LA CIUDAD DE MEXICO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A N :
JOSE ROGELIO GARCIA MARTINEZ
SATURNINO HERNANDEZ REYNA
JOSE REGINO MORENO ESCOBEDO



**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

	Introducción	1
Capítulo I.	Antecedentes	5
I.1	Importancia de la Ingeniería estructural en México.	6
I.2	Regionalización sísmica de la Ciudad de México.	10
I.3	Clasificación de las edificaciones - según su destino	18
I.4	Descripción del inmueble	23
Capítulo II.	Evaluación de los daños.	39
II.1	Inspección visual.	46
II.2	Determinación de medidas de emergencia.	52
II.3	Informe detallado de los daños	63
II.4	Acciones inmediatas de refuerzo.	81
Capítulo III.	Criterios de alternativas de solución.	96
III.1	Planteamiento de alternativas.	97
III.2	Selección de alternativa	111
Capítulo IV.	Análisis y diseño para la alternativa seleccionada	121
IV.1	Análisis de la superestructura	122
IV.2	Diseño de la superestructura	136
IV.3	Análisis de la recimentación	140
IV.4	Diseño de la recimentación	170

Capítulo V.	Procedimiento constructivo.178
V.1	Recimentación179
V.2	Superestructura184
Capítulo VI.	Conclusiones.209
	Bibliografía.214

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

INTRODUCCION

Los fenómenos naturales son impredecibles y no controlados por el hombre, presentándose con ellos devastadoras consecuencias, y generalmente destrucción a su paso. Algunos de estos fenómenos son los sismos, huracanes, maremotos, etc.

De estos fenómenos los que son más comunes y afectan en mayor grado al territorio de la República Mexicana, son los sismos y vientos, por lo que nuestros diseños de estructuras consideran en forma importante los efectos producidos por los mismos.

Los sismos son movimientos del terreno, provocados por los desplazamientos de las capas que forman la corteza terrestre, siendo el más reciente y de mayor magnitud el ocurrido el 19 de septiembre de 1985, el cual se generó en el Pacífico frente a las costas de Michoacán y que provocó desastres considerables y cuantiosos en suelo mexicano.

En la Ciudad de México causó serios problemas y destrucción de un número importante de edificaciones desde casas habitación hasta edificios importantes por la función que representaban, como lo son hospitales, centrales telefónicas, estaciones de bomberos, radio, televisión, etc.

El análisis y el diseño de las estructuras en la Ciudad de México, se hacen con los parámetros que nos indican los eventos que se suscitan a diario, esto es que en forma estadística, con los eventos de sismo y viento

principalmente, se van desarrollando estudios del comportamiento de las estructuras y con ello se determinan los parámetros a usar en el análisis y diseño de las mismas.

Dentro de los aspectos positivos que generó el fenómeno de referencia, fue el de mostrarnos, que nuestros parámetros considerados hasta entonces para el diseño de edificaciones eran obsoletos, y que estaban por debajo de valores reales susceptibles de presentarse.

A consecuencia de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, se tomaron medidas de emergencia, y posteriormente se establecieron con los estudios pertinentes, en forma oficial los parámetros sísmicos a emplear en el análisis y diseño de nuevas estructuras y en aquellas que se encontraban en proceso de construcción.

Esto hace que a partir de la presentación de un evento mayor a los registrados anteriormente, todas las estructuras quedaran fuera de especificación, por lo que cualquier reparación o reconstrucción que se tuviera que hacer a alguna de ellas, sería muy notoria comparada con los diseños anteriores.

Los edificios que alojan las instalaciones de la comunicación telefónica, no quedaron excluidos de esta catástrofe causando serios problemas a la comunidad.

Entre los edificios de Teléfonos de México que sufrieron daños considerables, se encuentra la Central Telefónica Roma-Torre Tandem, la cual es objeto del presente trabajo, en el que se analizan los daños provocados por el sismo, la revisión detallada y rehabilitación de esta edificación.

Este trabajo se estructuró en seis capítulos, de la manera siguiente:

En el capítulo primero se presenta un panorama general de la Ingeniería Civil en México, su importancia y el papel que desarrolló al enfrentar las consecuencias del sismo del 19 de septiembre de 1985, contemplando también las características del subsuelo sobre el que se encuentra la Ciudad de México, clasificación de la estructura en estudio y características físicas de los elementos que forman la misma.

En el segundo capítulo se analiza las condiciones del inmueble, se presentan los parámetros para determinar medidas de emergencia, conocimiento detallado de los daños presentados, para con esta información realizar un análisis detallado del edificio, y con ello determinar si el inmueble se encuentra en estado óptimo para su reparación.

El plantear alternativas de solución, analizarias y definir cual es la óptima, considerando los aspectos económico, político, social y estructural, son los puntos a tratar en el tercer capítulo.

En el capítulo cuarto, se plantea el análisis y diseño de la alternativa seleccionada, considerando los parámetros actualizados establecidos en el nuevo Reglamento de Construcciones del Depto. del Distrito Federal.

El quinto capítulo está destinado al procedimiento constructivo correspondiente al diseño definitivo. Este procedimiento constructivo resultó de características peculiares, por la importancia que representaba mantener las instalaciones en operación durante su desarrollo.

Por último, en el capítulo sexto presentamos las conclusiones obtenidas durante el desarrollo del presente trabajo.

CAPITULO I. ANTECEDENTES

I. ANTECEDENTES

I.1. IMPORTANCIA DE LA INGENIERIA ESTRUCTURAL EN MEXICO.

Se han construido muchas estructuras notables a través de los siglos y muchas de ellas siguen funcionando en la actualidad, aunque algunas con ciertas limitantes debido a su uso, deformaciones, deterioro, hundimientos, etc. Estas estructuras fueron resultado esencialmente de la experiencia y no del análisis.

Sin embargo la intuición y el estudio del comportamiento estructural, basado en las teorías de la elasticidad y la resistencia de materiales, derivados de esos años de experimentación tuvieron un gran papel para extender y evolucionar el arte de la Ingeniería estructural.

Podemos decir que la Ingeniería estructural es el acuerdo entre el arte y la ciencia, entre la experiencia y la teoría; dicho de otra manera la experiencia y el buen juicio son importantes, no siendo suficiente por si solos, sino que deberán ser guiados por el análisis científico, basado en la completa comprensión de la teoría de las estructuras y de la mecánica estructural.

Las necesidades de crecimiento y desarrollo de nuestro país hicieron que los ingenieros estructurales fueran diversificando su participación en las ramas de la Ingeniería Civil, sobre todo en los últimos cincuenta años, creando obras de infraestructura, tales como caminos, ferrocarriles, puentes y aeropuertos, presas para irrigación y generación de

energía eléctrica, canales de riego, líneas de distribución de energía, plantas industriales y construcciones urbanas.

Es en ese momento cuando surgen en nuestro país destacados ingenieros estructuristas que se avocan a la tarea de realizar estudios profundos y formar instituciones públicas y compañías de servicios privadas para transmitir y aplicar sus conocimientos sobre ingeniería estructural, en los campos mencionados.

Actualmente existen empresas de consultoría que agrupan a los ingenieros estructuristas; cuya finalidad es generar servicios profesionales útiles y adecuados para el desarrollo del país y la sociedad.

Es conveniente destacar que gracias al nivel que tiene la ingeniería estructural en nuestro país, en el diseño sísmoresistente de estructuras, muchas construcciones sometidas a los efectos de los macrosismos de septiembre de 1985, en la Ciudad de México, no resultaron afectadas a pesar de estar ubicadas en las zonas de mayor intensidad de dichos eventos.

Empero es necesario mencionar y destacar, que dichos sismos pusieron en evidencia algunas fallas por defectos en el análisis y diseño estructural de algunas construcciones.

Por ello es conveniente e importante señalar que el ingeniero estructurista mexicano debe tener presente poner sus mejores esfuerzos en la prestación de sus servicios profesionales y adecuarse a los adelantos tecnológicos que van presentándose en el conocimiento del comportamiento de los materiales y el empleo de computadoras electrónicas.

México es un país en pleno desarrollo en donde se construye aceleradamente, el ingeniero estructurista tiene

una importante misión en este desarrollo, ya que en él recae la responsabilidad de mantener en pie la estructura mientras actúan las cargas para las que fue diseñada.

Cabe mencionar que el ingeniero estructurista y el ingeniero constructor, pertenecen a diferentes especialidades de la Ingeniería Civil, pero que son complementarias; y que deben conjugarse en estrecha colaboración profesional para la correcta ejecución de las estructuras que el país requiere.

En el ámbito de la especialidad de ingeniería estructural, existen agrupaciones de carácter civil en las cuales se organizan los profesionistas que prestan sus servicios en esta especialidad.

Para tal propósito se han creado en el país, Colegios, Sociedades y Fundaciones, entre cuyos objetivos y fines están los de promover y difundir los conocimientos técnicos y científicos para el mejor desarrollo de su ejercicio profesional, en beneficio del país.

Entre las agrupaciones más relevantes en nuestro país figuran las siguientes:

- * Colegio de Ingenieros Civiles de México
- * Colegio de Arquitectos de México
- * Colegio de Ingenieros Militares
- * Colegio de Ingenieros Municipales
- * Colegio Nal. de Ingenieros-Arquitectos de Mexico
- * Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica
- * Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos
- * Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural
- * Fundación I.C.A.
- * Fundación Javier Barros Sierra
- * Fundación Altos Hornos de México

Estos organismos para cumplir con los objetivos mencionados, fomentan, promueven y realizan actividades de investigación y difusión entre sus agremiados a través de congresos, seminarios, conferencias y reuniones técnicas, que trascienden a nivel nacional e internacional.

La evolución de los reglamentos de diseño sísmico casi siempre ha sido provocada por algún evento sísmico importante, ya que quedan en evidencia las deficiencias que puede tener.

En México ha habido varios cambios en los últimos treinta años. Cuando ocurrió el sismo del 28 de julio de 1957 estaba en vigor un reglamento que databa de 1942; ya antes del temblor muchos ingenieros reconocían la obsolescencia de este reglamento en el aspecto de diseño sísmico y no lo aplicaban, optando por seguir las recomendaciones de otros códigos, como el de Los Angeles o el de San Francisco.

El reglamento de 1976 fue reconocido como de vanguardia en la época de su publicación, con avances notables a nivel mundial; sin embargo, los cambios en la tecnología y los resultados de investigaciones llevadas a cabo en México y en el extranjero hicieron necesaria su revisión, la cual se había iniciado hacia fines de 1984, con objeto de recuperar el nivel tecnológico adecuado, reconociendo que un reglamento debe ser un documento dinámico y adaptable a la realidad.

El sismo del 19 de septiembre de 1985 y su réplica al día siguiente aceleraron ese proceso, obligando a emitir unas modificaciones de emergencia que debían emplearse en los proyectos de reparación de todas aquellas construcciones dañadas por estos sismos.

En México se le está dando, hasta hace unos años, la importancia que debe tener la ingeniería estructural, para lo

cual el Gobierno ha implantado a través del Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, que toda obra de importancia debe tener un director responsable de obra y un corresponsable en cada disciplina que abarque el proyecto a realizar.

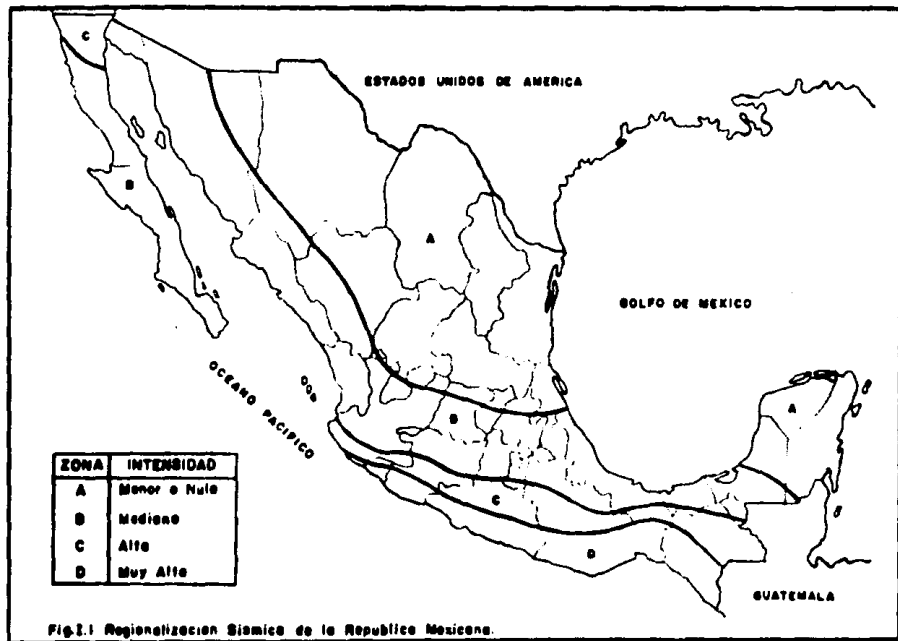
Lo anterior descrito lo establece en los artículos 39 al 43 del capítulo primero, en lo que respecta a Directores responsables de obra; del artículo 44 al 52 del capítulo segundo, en lo que respecta a corresponsables de obra, ambos capítulos del título tercero del Reglamento para construcciones del Departamento del D.F.

Es un hecho que dentro de la ingeniería mexicana, la ingeniería estructural, es una de las especialidades que reciben honorarios profesionales bajos por sus servicios. Hecho que no ha menguado el entusiasmo y la dedicación de los estructuristas mexicanos. Es por esto que es de vital importancia reglamentar y establecer aranceles decorosos y adecuados a su importancia y responsabilidad en las obras de la ingeniería mexicana, ya que su intervención en ellas debe ser cada vez mas predominante.

I.2. REGIONALIZACION SISMICA DE LA CD. DE MEXICO.

La República Mexicana esta situada en una de las regiones sísmicas mas activas del mundo.

Existen mapas de regionalización sísmica que dividen a la República en zonas territoriales con base a las intensidades sísmicas probables y que van de menor a mayor intensidad, ver figura I.1.



Las zonas de mayor intensidad corresponden a las zonas D y C; mientras que la zona B se considera de mediana intensidad y la zona A es la considerada de menor o nula intensidad sísmica.

Los sismos de gran magnitud se deben a movimientos bruscos de la corteza terrestre a lo largo de fallas que separan las diferentes placas que la forman. Sobre estas fallas se acumulan esfuerzos que llegan a vencer la resistencia a la fricción en la superficie de contacto entre las placas y provocan deslizamientos que dan lugar a la súbita liberación de grandes cantidades de energía. La cantidad de energía liberada define la magnitud del sismo, que se mide en la llamada escala Richter.

La energía liberada se dispersa en forma de ondas en el terreno, las cuales se van amortiguando a medida que se alejan del foco, y cambian de características según las propiedades topográficas y geotécnicas de las regiones que atraviesan.

En México los sismos de mayor magnitud ocurren principalmente en la costa del Pacífico, donde se encuentra una frontera entre dos placas:

La Océánica denominada de Cocos, la cual tiende a penetrar debajo de la Continental, denominada placa Norteamérica, conocido lo anterior como fenómeno de subducción, ver figs. 1.2 y 1.3.

La Ciudad de México se encuentra a algunos cientos de kilómetros de la frontera entre dichas placas y, por lo tanto, de los posibles epicentros de terremotos de gran magnitud.

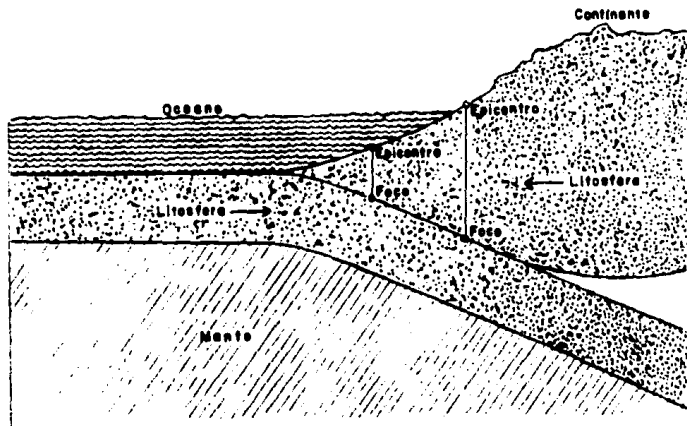


FIG. 12 ESQUEMA DE SUBDUCCION ENTRE PLACA DE COCOS Y PLACA CONTINENTAL



Habría que esperar que las intensidades sísmicas en la Capital fueran pequeñas por la atenuación que sufren las ondas sísmicas al recorrer tales distancias; sin embargo debido a las características topográficas de la cuenca de México y especialmente a los mantos de terreno muy blando que existen en una porción de ella, ocurren amplificaciones locales del movimiento del terreno.

En esta situación los sismos de la cuenca de México son muy diferentes de los que ocurren en la mayoría de las zonas de mayor intensidad sísmica, los cuales generalmente se encuentran a corta distancia de posibles epicentros de sismos de gran magnitud.

En las zonas de terreno blando del Valle de México, las ondas sísmicas de baja frecuencia se amplifican, provocando grandes movimientos y desplazamientos del terreno, constituido por grandes espesores de arcilla altamente compresibles que actúan como un medio que favorece la amplificación de dichas ondas.

En tal sentido, la Ciudad de México, según el tipo de suelo se divide en tres zonas:

ZONA DE LOMAS	(zona I)
ZONA DE TRANSICION	(zona II)
ZONA DE LAGO	(zona III)

Esta zonificación contempla las características topográficas y geotécnicas del terreno en base a los comentarios anteriores, ver fig. I.4.



Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena.

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m. de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.

Zona III. Lacustre (lago), integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

El mayor riesgo sísmico se presenta en las zonas con mayores espesores de terreno blando, (zonas II y III), en tanto que en las de terreno firme o lomas (zona I), la situación es más favorable ya que los efectos de los sismos lejanos son muy reducidos, aunque persistan ciertos riesgos por la posibilidad de sismos locales.

Para considerar dicho riesgo sísmico en el diseño de estructuras se establecen requisitos que se refieren a los

coeficientes sísmicos (c.s.), en función del tipo de suelo, siendo el más elevado para la Zona del Lago. Los valores son los siguientes:

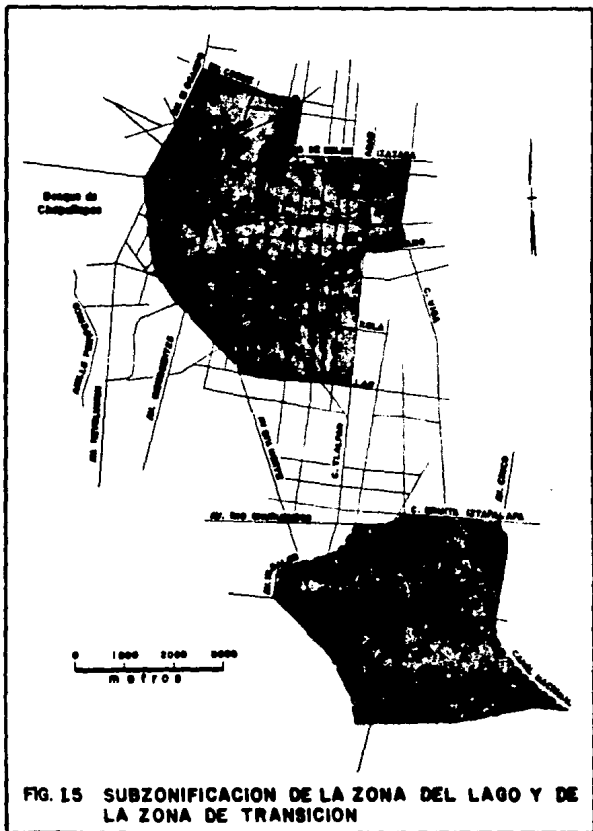
Zona I	c.s. = 0.16
Zona II	c.s. = 0.32
Zona III	c.s. = 0.40

Se puede decir que a raíz de los acontecimientos vividos el pasado 19 de septiembre de 1985, se desarrolló una microregionalización o subzonificación, en la cual queda establecido que el coeficiente sísmico tendrá valores de 0.4 para estructuras del grupo B, y de 0.6 para las del A, a pesar de pertenecer a la zona II; según se muestran las áreas sombreadas en la fig. I.5.

1.3. CLASIFICACION DE LAS EDIFICACIONES SEGUN SU DESTINO.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del D.F., las construcciones se clasifican según su destino en dos grupos, con la finalidad de proporcionarles un nivel adecuado de seguridad estructural, en condiciones normales de operación, y son las siguientes:

Grupo A. Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas o culturales excepcionalmente altas, o que constituyan un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como construc



ciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana, como hospitales y escuelas, estadios, templos, salas de espectáculos y hoteles que tengan salas de reunión que pueden alojar a más de doscientas personas; gasolineras, depósito de sustancias inflamables o tóxicas, terminales de transporte, estaciones de bomberos, subestaciones eléctricas y centrales telefónicas y de telecomunicaciones, archivos y registros públicos de particular importancia a juicio del Departamento, museos, monumentos y locales que alojen equipo especialmente costoso.

Grupo B. Construcciones comunes destinadas a vivienda oficinas y locales comerciales, hoteles y -- construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A, las que se subdividen en:

a) Subgrupo B1. Construcciones de más de 30 m. de altura o con más de 6,000 m2. de área total construida, ubicadas en las zonas I y II según se define en el artículo 175, y construcciones de más de 15 m. de altura o 3,000 m2. de área total construida, en zona III.

b) Subgrupo B2. Las demás de este grupo.

Tomando en cuenta que es mayor la confiabilidad que se requiere para construcciones cuyas consecuencias de la falla son particularmente graves, para aquellas que es vital que permanezcan funcionando después de un evento sísmico importante, se requiere que el coeficiente sísmico se

incremente en un 50% para diseñar las construcciones del grupo A.

A raíz de los sismos ocurridos, se crea la Coordinación de Control de Edificaciones, para realizar los dictámenes técnicos de los edificios de 5 o más pisos, mientras que las construcciones de edificios de 4 pisos o menos estuvieron a cargo de las Delegaciones políticas. Esta Coordinación era la responsable de otorgar los permisos para reconstrucción y reparaciones menores, o bien autorizar las demoliciones parciales o totales de los edificios bajo su control.

Con base al nuevo Reglamento de Construcciones del D.F., se establece la obligación para los propietarios o poseedores de ciertos tipo de inmuebles, la colocación (en lugar visible de la edificación) de la placa de control de uso; la cual tendrá, entre otros datos, el número de niveles y uso autorizado de ellos, ver fig. I.6.

El propósito fundamental de la colocación de esta placa es que no se modifiquen los usos para los cuales se proyectan y construyen las edificaciones, ya que las modificaciones que se hacen, incrementando cargas muertas o cargas vivas, pueden poner en peligro la estabilidad y seguridad de las construcciones y por ende la vida de los usuarios.

Esto último se vivió y se presentó en muchas de las edificaciones que se colapsaron en el terremoto acontecido en septiembre de 1985; por ejemplo, en algunas estructuras que se construyeron para oficinas originalmente estaban operando como bodegas o archivos pesados, sin ningún control de los propietarios o poseedores.

La reglamentación del uso de la placa mencionada se encuentra estipulada en el capítulo II, artículo 66 incisos

**DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL
CONTROL DE USO Y OCUPACION DE INMUEBLES**

DESTINO DEL INMUEBLE: RESIDENCIAL Y URBANO

UBICACION: SECCION 12 QUINTANA ROJA CIUDAD DE MEXICO

LICENCIA DE CONSTRUCCION: 11223-83 10-02062

USOS AUTORIZADOS: RESIDENCIAL Urbano Urbano

AL PUBLICO USUARIO:

LA LICENCIA DE CONSTRUCCION OTORGADA PARA LA LICENCIADA DE ESTE INMUEBLE, OBLIGA AL PROPIETARIO A DAR UNO O VARIOS DE LOS TIPOS DE USOS ESPECIFICADOS EN EL SISTEMA DE CONSTRUCCION A LA ESTRUCTURA Y A LAS INSTALACIONES DEL INMUEBLE, A EFECTO DE CUMPLIR CON SUS FUNCIONES EN DIFERENTES CONDICIONES DE SERVICIO.

CUALQUIER MODIFICACION AL USO AUTORIZADO REPRESENTA UNA VIOLACION AL DESARROLLO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y PUEDE PONER EN PELIGRO LA ESTABILIDAD DE LA LICENCIADA Y LA VIGENCIA DE SU USUARIO.

EL CUMPLIMIENTO A LAS DISPOSICIONES ESTABLECIDAS PARA ESTA LICENCIA DEBE REPORTARSE A LA DIRECCION GENERAL DE REGISTRACION URBANA Y PROTECCION ECOLOGICA DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL O A LA INSPECCION CORRESPONDIENTE.

FIG. 1.8 PLACA DE CONTROL DE USO.

III y IV, del Reglamento para las construcciones del Departamento del D.F.

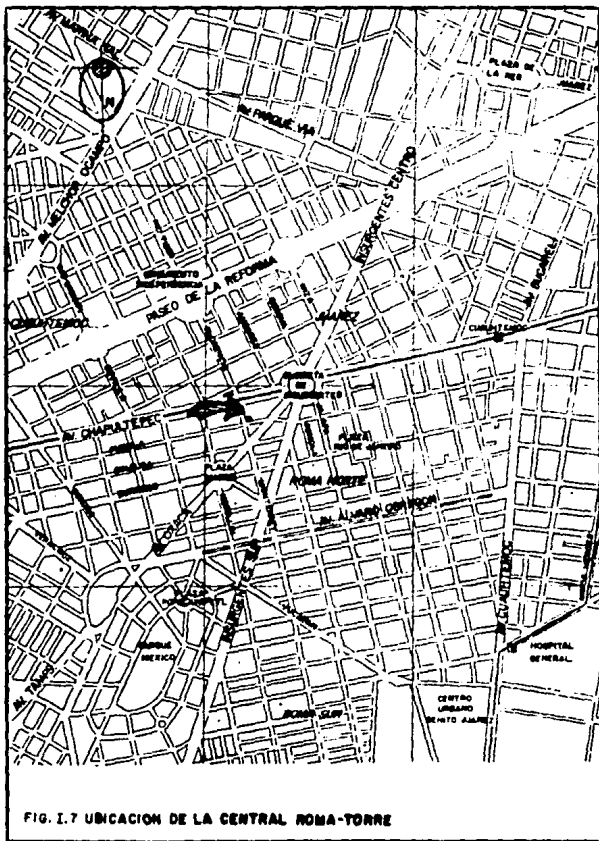
1.4. DESCRIPCION DEL INMUEBLE.

La edificación objeto de nuestro trabajo, es una Central Telefonica que está ubicada en la calle de Puebla No. 201 esquina con la calle de Monterrey Colonia Roma norte, en la Ciudad de México, esta zona es parte de la Zona del Lago o Lacustre de la Ciudad de México, ver figs. I.7 y I.8.

Los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985 dañaron gravemente muchos edificios en esta colonia. Esta parte de la Ciudad fue donde el sismo alcanzo características de duración y movimiento altamente destructivos.

Las estadísticas elaboradas por algunas instituciones, por ejemplo el Instituto de Ingeniería de la UNAM, refieren que los daños en edificios se tuvieron tanto en los nuevos como en los viejos, así como públicos o privados, o bien en los de servicios tales como hospitales, escuelas o de comunicaciones.

En ésta zona de la Ciudad los edificios más afectados fueron los de mediana altura, cuyo rango estaba entre los 5 a 15 pisos. En la tabla I.1 se muestra una estadística de daños, elaborada por el Instituto de Ingeniería.



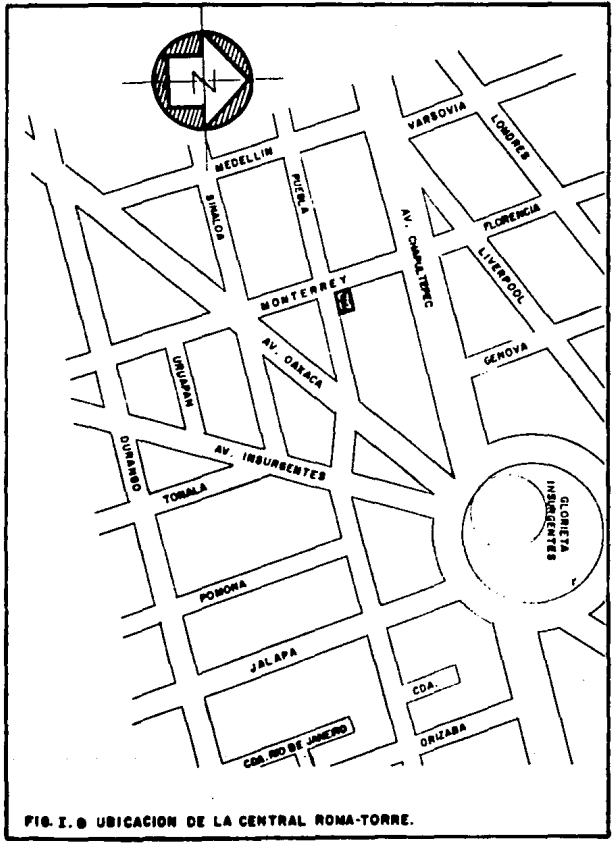


FIG. I. • UBICACION DE LA CENTRAL ROMA-TORRE.

TIPO DE ESTRUCTURACION	DADO	AÑO DE CONSTRUCCION			NUMERO DE PISOS			
		1957	57-58	1978	1-5	6-10	11-18	+18
muro de concreto	derribado	38	39	13	30	62	9	0
	no derribado	9	19	7	8	23	4	1
muro de acero	derribado	5	4	0	4	2	1	2
	no derribado	1	0	0	0	0	1	0
losa plana	derribado	3	35	12	23	23	4	0
	no derribado	5	20	11	8	18	8	0
mamposteria	derribado	7	4	1	10	2	0	0
	no derribado	2	3	0	4	1	0	0
otro	derribado	0	1	1	1	1	0	0
	no derribado	2	4	2	0	2	0	0
total	derribados y no derribados	69	149	47	69	134	27	3

TABLA I. ESTADISTICA DE DAÑOS SISMO 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

Los principales tipos de fallas observadas en los edificios o construcciones citadas, fueron diversas, entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- a) desplome vertical por resonancia.
- b) choque entre edificios.
- c) torsión excesiva.
- d) inclinación.
- e) desfaseamiento de sus pisos intermedios.
- f) algunos se voltearon completamente.

Las construcciones dañadas en ésta zona estaban estructuradas con distintos sistemas estructurales, observándose que la mayoría de las fallas por derrumbe parcial o colapso total eran a base de marcos de concreto reforzado o losas planas reticulares, y en un porcentaje menor a base de muros de mampostería. Pocos casos fueron los construídos a base de estructura de acero.

Debido a la distancia del epicentro y a las peculiares condiciones del suelo de la zona lacustre de la Ciudad de México, éste sismo tuvo un efecto devastador sobre edificios de mediana altura en el rango citado anteriormente. Principalmente en estructuras con marcos flexibles resistentes a momentos con divisiones y otros componentes no estructurales, las cuales tienen un periodo fundamental de vibración, (en segundos) aproximadamente igual a 0.1 veces el

número de pisos. Esto colocó a las estructuras de 5 a 15 pisos dentro de un rango de período de 0.5 a 1.5 segs. la flexibilidad lateral de estas estructuras se vio incrementada por el suelo blando subyacente.

Como resultado el período fundamental de vibración fue del orden de 1.0 seg. a 3.0 segs., muy cercano a los períodos característicos de los movimientos del suelo registrados en la Zona del Lago.

Estos efectos, combinados con la larga duración y naturaleza casi armónica de los movimientos del suelo registrados sobre la arcilla blanda, probablemente dieron como resultado, en muchos casos, una condición de resonancia, en la que el movimiento de la base fue sumamente amplificado en la parte superior de la estructura.

Para desarrollar resonancia una estructura amortiguada en forma ligera, como las que se encuentran en la Cd. de México, se necesita alrededor de 20 ciclos de excitación armónica.

La duración de más de 60 segs. del movimiento de 0.5 hertz (hz) registrado en la Ciudad de México, en verdad hubiera resultado suficiente.

Dentro de este panorama definido para los efectos de los sismos de septiembre de 1985, se presenta el caso para el edificio que ha sido señalado al inicio de este subcapítulo. El cual se encuentra ubicado en la calle de Puebla, en la delegación Cuauhtémoc, de la Cd. de México.

Las características estructurales de este inmueble correspondían a la de una estructura a base de marcos de concreto reforzado colado en sitio, desplantado en un estrato del suelo blando típico de la Zona del Lago.

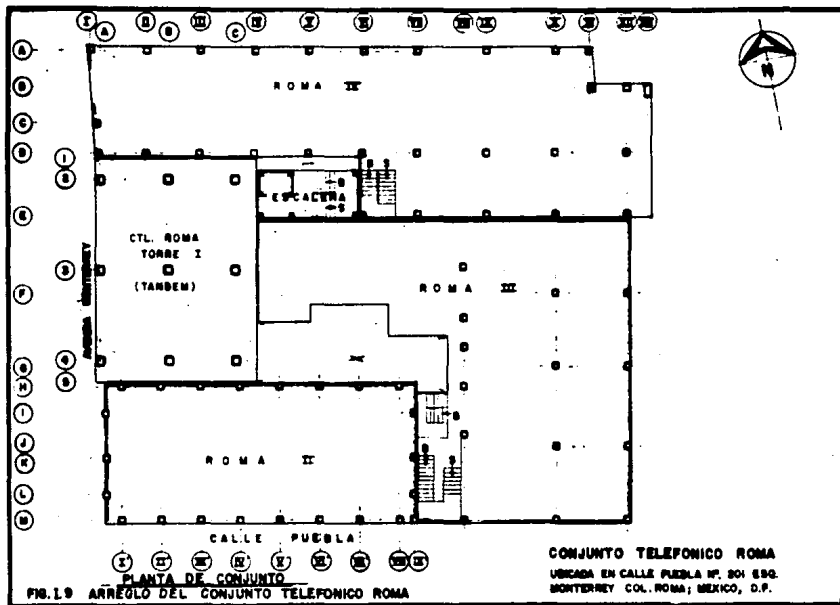
El número de pisos que contaba en esa fecha, era de siete, con alturas de entrepiso mayores a las normales, lo cual le daba mayor flexibilidad lateral, por lo tanto se vio afectada con daños estructurales graves.

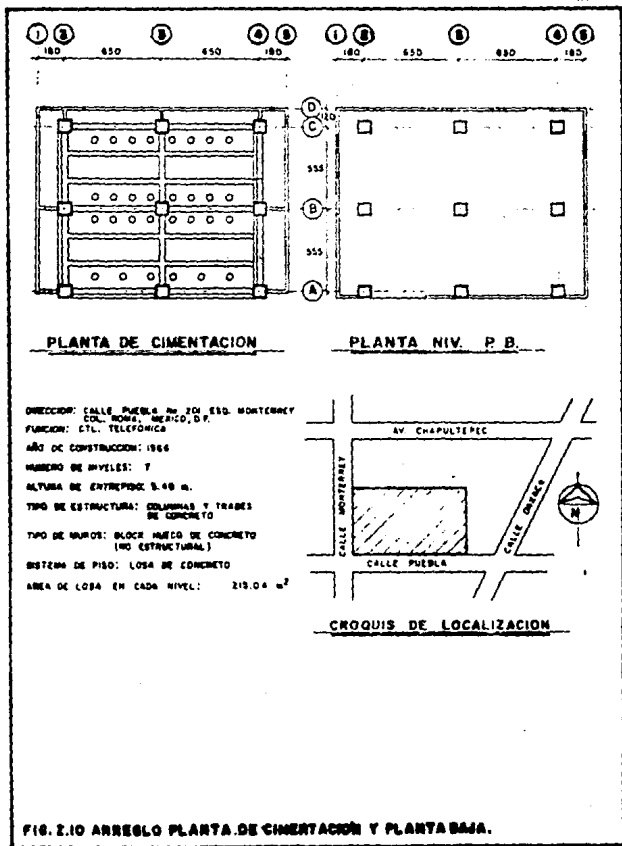
El edificio torre en planta presenta una forma rectangular, se encuentra ubicado dentro de un grupo de cinco edificios que se denominan "conjunto telefónico Roma".

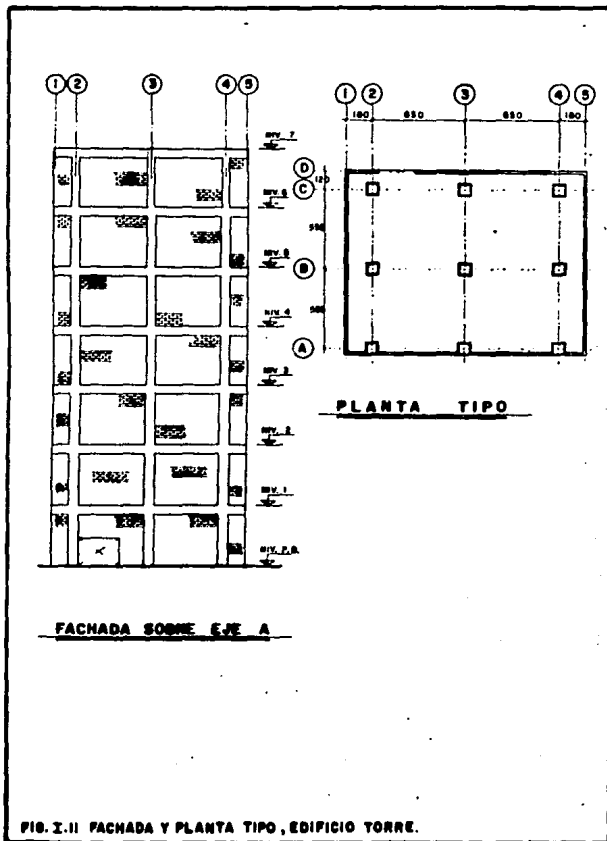
El edificio torre colinda con tres de ellos, existiendo juntas constructivas entre todos. El acceso a la torre se encuentra ubicado en la calle Monterrey.

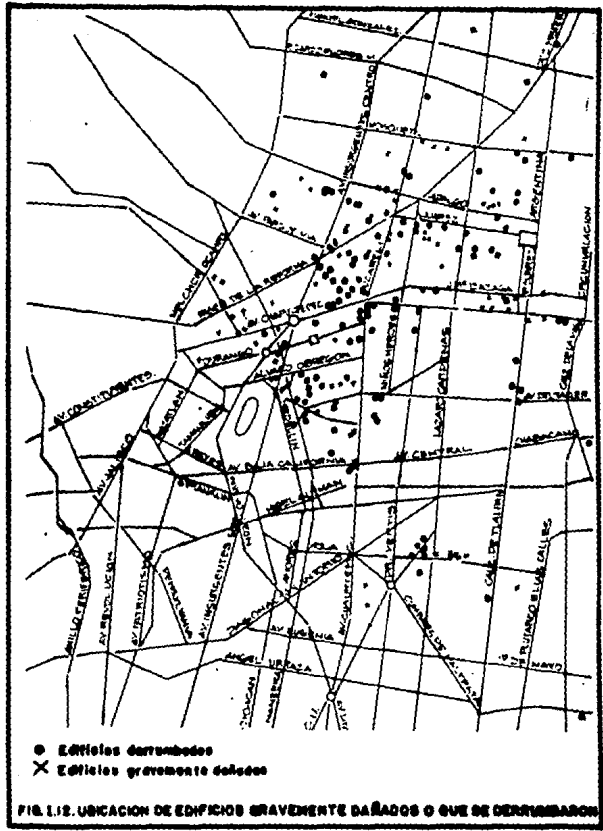
Como se señaló anteriormente el conjunto de estos edificios se encuentra ubicado en la esquina que forman las calles de Puebla y Monterrey, col. Roma, ver ubicación en figuras I.9, I.10 y I.11.

La zona donde se encuentra ubicada la central telefónica en estudio, sufrió graves daños durante los fenómenos del 19 y 20 de septiembre de 1985, viéndose afectados grandemente los edificios ahí localizados; ver figuras I.12 y I.13, es precisamente en esta área donde se presentaron la mayoría de las variantes de falla de las edificaciones, en cuanto a









causa, estructuración, y materiales se refieren, ver fotografías Fot.I.1 a Fot.I.8 referidas en la figura I.13.

La central Roma torre resultó afectada por el sismo del 19 de septiembre del 85, debido a los grandes movimientos sufrió daños al chocar con los edificios colindantes del conjunto señalado, además de los causados por el movimiento mismo.

Dentro del contexto de la red telefónica existente en la Cd. de México, la central se enmarcaba dentro de la clasificación de una central de tráfico urbano para enlace con otras centrales del área metropolitana, con objeto de proporcionar el servicio telefónico hacia diversos puntos de la ciudad. Este tipo de centrales que sirven de enlace a otras se denominan tandem.

De acuerdo a estadísticas de la Cia. Teléfonos de México, las instalaciones telefónicas sufrieron el daño mas grave de su historia.

En esas fechas se tenían 68 áreas de centrales locales, las que a su vez estaban agrupadas en cuatro grandes sectores denominados tandems.

La central en cuestión contaba con equipo totalmente automatizado en los cinco primeros niveles, en los dos últimos se encontraba en proceso de instalación equipo del mismo tipo.



FOT.1:1 TEATRO, FALLA FRAGIL DE COLUMNAS

FOT.1:2 DERRUMBES DE EDIFICIOS DE LA CALLE DE SAN LUIS.



FOT.1:3 EDIFICIO EN ESQUINA CON EXCESIVA TORSION.



FOT. 4 FALLA DE LOS ULTIMOS PISOS POR TORSION.

FOT. 5 VOLTEO POR FALLA DE CEMENTACION.

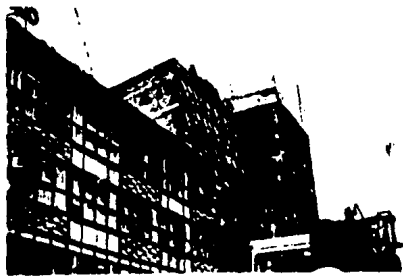


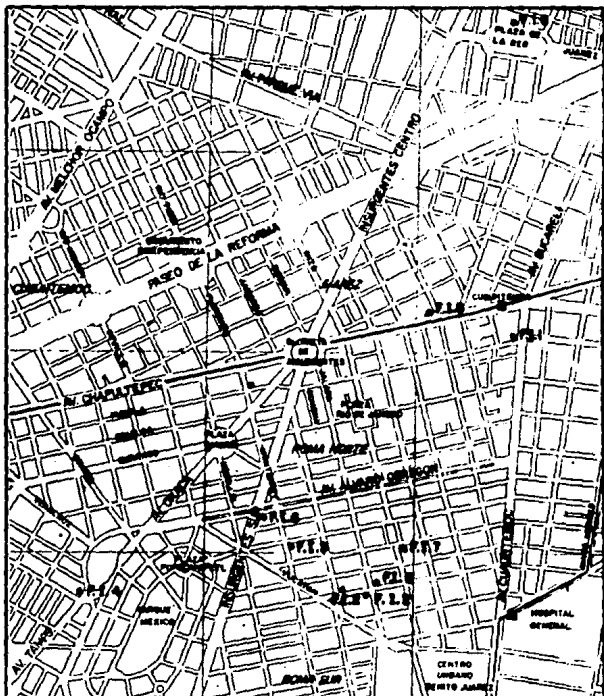
FOT. 6 EDIFICIO EN ESQUINA CON FALLA DE COLUMNAS.



FOT. I. 7 EDIFICIO EN ES-
GUNA CON EXCESIVO
MOMENTO DE VOLTEO
QUE NO SOPORTO LA
CIMENTACION.

FOT. I. 8 DESTRUCCION
DE PISOS INTERME-
DIOS POR CHOQUE -
CON EL EDIFICIO VE-
CINO.





- NOMENCLATURA
- ☐ CENTRAL TELEFONICA
 - EDIFICACION DAÑADA POR EL SISMO
 - INDICA EL NUMERO CORRESPONDIENTE A LA FOTOGRAFIA DONDE SE MUESTRA SU ESTADO DESPUES DEL SISMO.

FIG. I. IS SE MUESTRA LA UBICACION DE LAS EDIFICACIONES PRESENTADAS EN FIGS. SUBSECUENTES.

CAPITULO II. EVALUACION DE LOS DAÑOS

II. EVALUACION DE LOS DAÑOS.

El conocer las condiciones de las construcciones dañadas por un sismo como el ocurrido el pasado 19 de septiembre de 1985, es importante, y para ello se debe realizar la evaluación del riesgo que representan dichas construcciones para la seguridad de la población.

Dentro de las medidas prioritarias ante este tipo de catástrofes, se encuentra el realizar un levantamiento de las pérdidas humanas y materiales; con esta información se deberán crear programas de reconstrucción adecuados y de planeación a corto y largo plazo.

Por ello, es importante crear o tener una organización adecuada a las circunstancias a nivel regional y estatal, para la obtención de la información mencionada en el párrafo anterior. Estos grupos de trabajo deberán formarse por profesionales y estar asesorados por especialistas en diversas ramas involucradas, para realizar una serie de actividades encaminadas a lograr los objetivos, entre esas actividades se pueden mencionar las siguientes:

- Preparación de un plan de evaluación de daños para la región.
- Organización y desarrollo de programas de entrenamiento.

- Obtencion de toda la información y material pertinente
- Protección y seguridad para todas las zonas dañadas.
- Demolicion de edificaciones peligrosas.
- Autorización de permisos e inspección en zonas dañadas.

Dentro de estos grupos de trabajo podriamos incluir a las comisiones de inspección, las cuales deberán estar integradas cuando menos por un Ingeniero estructurista y un auxiliar técnico, con grado de Ingeniero Civil o Arquitecto. Estas comisiones se encargaran de realizar una evaluación estructural de los edificios dañados.

Se puede adoptar como una metodología practica para llevar a cabo la evaluación de estructuras, sin ser una norma, la siguiente:

- A) Dictamen técnico preliminar
- B) Dictamen técnico definitivo

El dictamen técnico preliminar tendrá como finalidad principal el determinar si los edificios dañados por el sismo brindan las condiciones de seguridad adecuadas para ser habitados, establecer las medidas de emergencia para protección de los habitantes.

Una idea para la clasificación de edificios dañados en función a sus condiciones de seguridad, servicio y estabilidad se muestra en el procedimiento de la fig. II.1.

En ella, las condiciones de seguridad (daños estructurales) establece si el edificio es habitable o susceptible a desocuparse; las condiciones de servicio (daños no estructurales) indican las restricciones bajo las cuales el edificio puede ocuparse; y las condiciones de estabilidad señalan las restricciones de acceso al edificio o a la zona donde se encuentre.

El dictamen técnico definitivo es parte importante del estudio de peritaje, siendo a su vez la base para determinar la mejor solución estructural o la demolición del edificio dañado. Una propuesta para el procedimiento general de registro y análisis de información requeridos para la emisión del dictamen técnico, ejecución de proyectos de reparación, refuerzo o reconstrucción, se muestra en la fig. II.2.

Siendo las definiciones a las soluciones estructurales y a la clasificación de daños las siguientes:

• Soluciones estructurales posibles.

- Reparación (R).- Recuperación de las propiedades originales de resistencia o rigidez de un elemento o estruc

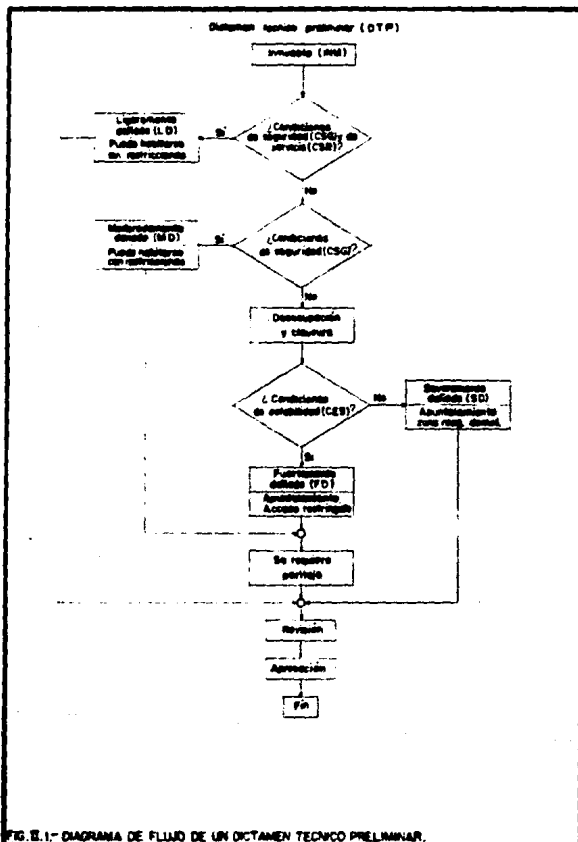
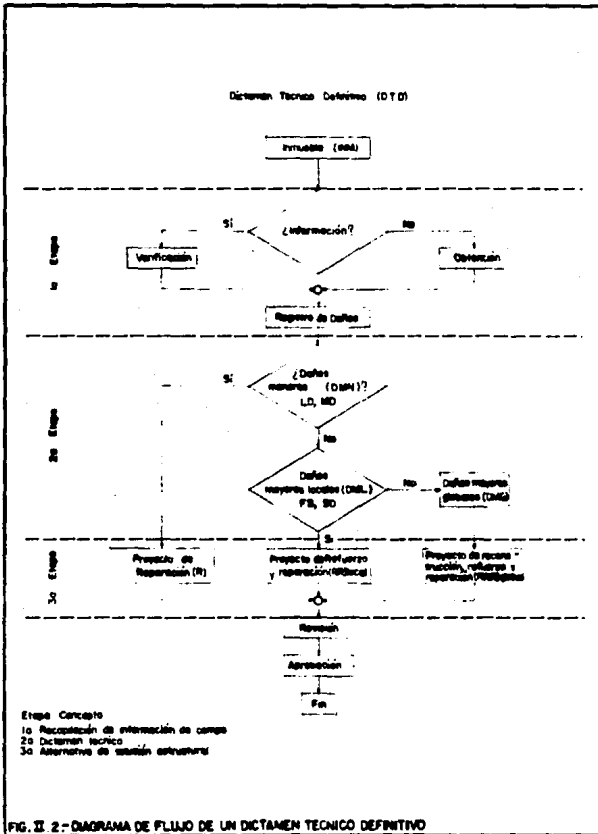


FIG. II.1.- DIAGRAMA DE FLUJO DE UN DICTAMEN TÉCNICO PRELIMINAR.



tura.

- Refuerzo y reparación (RR).- Mejoramiento de las propiedades de resistencia o rigidez de un elemento o estructura.
- Reconstrucción, refuerzo y reparación (RRR).- Modificación total de las propiedades de resistencia o rigidez de un elemento o estructura.

* Clasificación de daños.

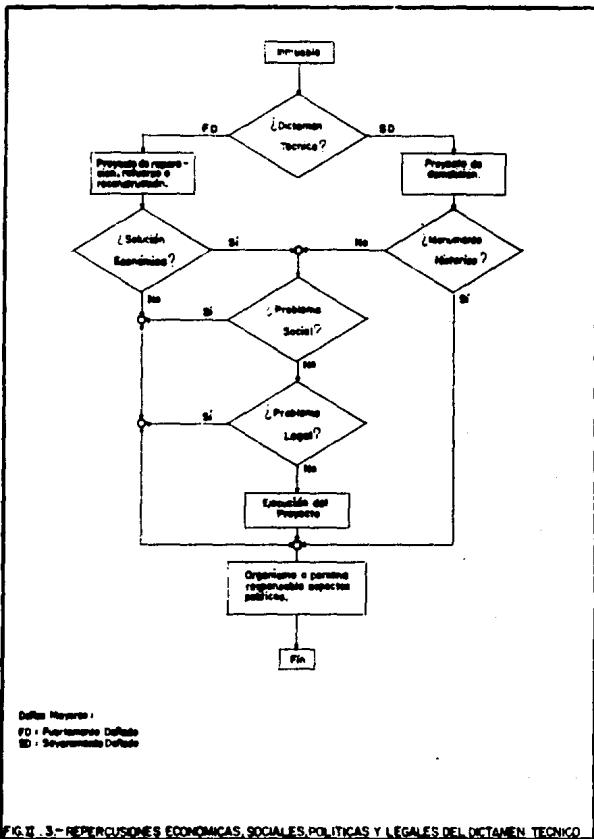
- Daños menores (DMN).- Los daños carecen de importancia para la estabilidad del elemento o de la estructura, que puede dejarse en su estado actual.
- Daños mayores locales (DML).- Los daños carecen de importancia para la estabilidad del elemento o la estructura si y solo si se refuerza localmente.
- Daños mayores globales (DMG).- Los daños afectan la estabilidad del elemento o la estructura y se debe reconstruir.

Es de primordial importancia tener en cuenta que los aspectos técnicos no son determinantes para la obtención de una buena solución práctica, o que al menos deberán tomarse en cuenta los aspectos económicos, sociales, legales y políticos. El contemplar estos aspectos nos puede ayudar a resolver algunos problemas que pudieran surgir antes de llevar a cabo la posible solución técnica, en la fig.II.3, se muestra una propuesta en forma esquemática de la consideración de estos problemas mencionados.

II.1 Inspección visual.

El tomar una resolución inmediata con respecto a las estructuras en uso después de un sismo, resulta muy importante; decidir si es posible que sigan siendo habitadas, si se deben desocupar o restringir su ocupación, es el objetivo y parte de la tarea de la comisión de inspección, la cual se apoyará en gran parte en el resultado de la inspección visual desarrollada inmediata a los acontecimientos.

La inspección visual es una herramienta importante en la determinación de los puntos señalados en el párrafo anterior, cobrando una mayor importancia debido al ambiente que se vive, tensión nerviosa derivada del sismo, la difusión de rumores sin fundamentos técnicos, produciendo temor en la población, y ésta respondiendo a los acontecimientos a través



de una exigencia para con la evaluación o inspección de los inmuebles propios. El resultado de la inspección visual nos será muy útil ya que de ella, y de manera inmediata, se derivarán las medidas de emergencia que se deberán adoptar, previendo con ello consecuencias ante posibles réplicas del sismo severo, que se llegasen a presentar posteriormente.

Algunas medidas de emergencia a tomar, de acuerdo a cada caso en particular, pudieran ser:

- La desocupación inmediata.
- La demolición parcial o total.
- La reducción rápida de cargas excesivas.
- El apuntalamiento de emergencia apropiado.
- La remoción de materiales sueltos.
- La fijación del equipo, tanques, tinacos y anuncios comerciales.

La decisión final tomada a través del estudio de cada caso en particular es responsabilidad exclusiva del inspector apoyada por las asesorías correspondientes.

Si las circunstancias lo ameritan, la inspección visual debe ser rápida, objetiva y concisa, buscando a través de ella objetivos como:

- Revisar el estado de seguridad y servicio que presenta el edificio.
- Tomar medidas de emergencia de desocupación del edificio.
- Tomar medidas de emergencia de demolición o apuntalamiento del edificio.
- Recomendar los estudios necesarios para la reparación y refuerzo del edificio.
- Determinar si las normas de emergencia en materia de construcción pueden aplicarse al edificio.
- Prever posibles daños estructurales y no estructurales que pueda sufrir el edificio en sismos futuros inmediatos.

Existen edificaciones que cobran una importancia vital durante una catástrofe como lo es un sismo, siendo estas edificaciones los hospitales, estaciones de bomberos, bombeo, energía eléctrica, de telefonía, sistemas de tráfico, almacenes, escuelas; cuya restauración de servicio es inminente y prioritaria, para proporcionar labores de rescate y emergencia.

Los acontecimientos posteriores al sismo de septiembre de 1985, fueron una experiencia triste bajo los cuales se pudo constatar la importancia de una central telefónica, ya que el pánico crecía conforme pasaba el tiempo, debido a la

incertidumbre creada por el estado de incomunicación en que se vivió.

Ante la gravedad de la situación, en las primeras horas posteriores al sismo del 19 de septiembre, se organiza un grupo de trabajo multidisciplinario de especialistas para llevar a cabo una inspección visual inicial.

Las primeras actividades de esta inspección fueron las siguientes:

A) Por el exterior a nivel de calle, se observaron los -
muros de las fachadas con grandes fisuras o grietas -
verticales y horizontales en las uniones con columnas
y las traveses respectivamente.

Así mismo los aplanados se habían desprendido del mu-
ro en algunos puntos, además de desprendimientos --
parciales de muro principalmente en algunas intersec-
ciones de trabe y columnas.

No se presentaron derrumbes totales de los muros, es-
tos se conservaron en su posición original. Desde es-
te punto de observación no se logran detectar daños -
en los elementos de la superestructura, por encontrar
se ésta oculta por los muros de la fachada.

B) Se procede a realizar un recorrido interior en todos los niveles existentes, observándose los siguientes - daños.

B.1) En algunas de las columnas se localizan fisuras o grietas grandes con trayectorias diagonales, acompañadas de pérdidas, en algunos casos, del recubrimiento y exposición del refuerzo.

B.2) Para el caso de las trabes, se encontraron daños en algunas de ellas, similares a los de las columnas - pero de una magnitud menor, sin observarse el acero de refuerzo.

B.3) Para la cimentación, se observó que las trabes y losa no presentaron daños. Sin embargo en los mecanismos de control de los pilotes, se detectó en algunos casos, aplastamiento en los cubos de madera y - deformaciones importantes de los puentes de regulación de carga.

Cabe destacar, que los daños mencionados en la superestructura siguieron un patrón de distribución en forma aleatoria, es decir que no fueron ni en todos los niveles, ni en todos los elementos estructurales.

Durante esta inspección se ubicaron los daños señalados mediante fotografías y croquis a mano, en el sitio.

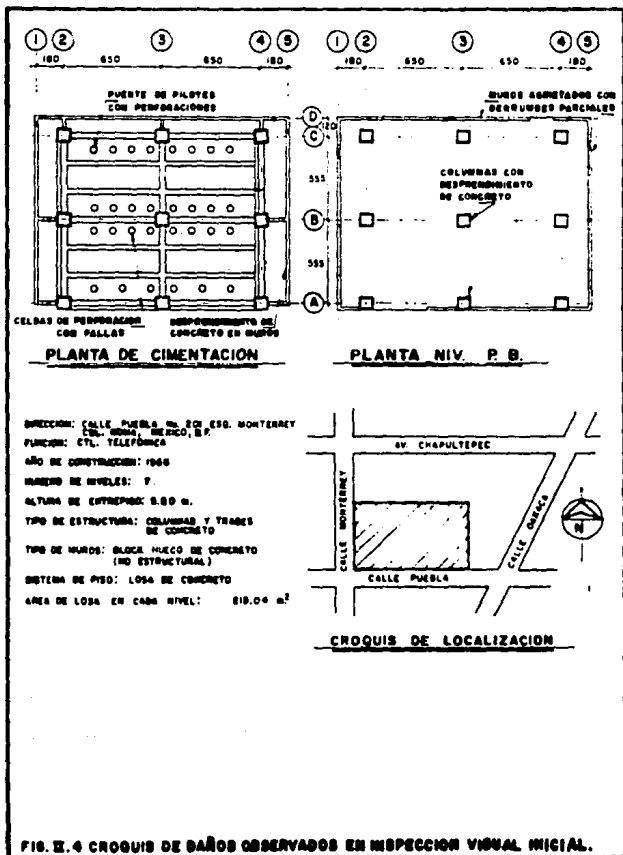
Se presentan fotografías y croquis de los daños observados en esta inspección visual inicial, ver figuras II.4 y II.5, así como fotografías Fot.II.1 a Fot. II.7.

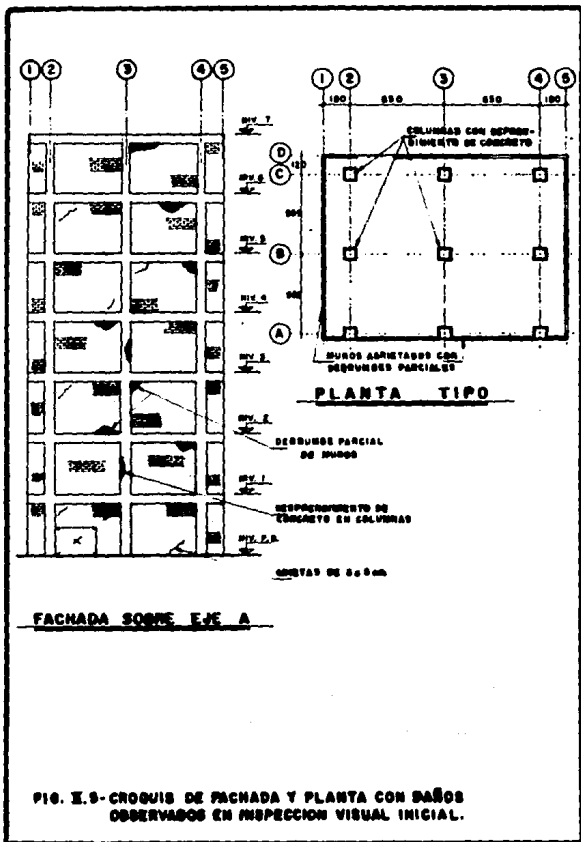
II.2 Determinación de medidas de emergencia.

A partir de la evaluación de daños que realizó TELMEX en sus instalaciones, se procedió a determinar las medidas de emergencia para restablecer el servicio telefónico que resulto afectado.

En el panorama de afectaciones al servicio telefónico, se tuvo la pérdida de comunicaciones larga distancia nacional e internacional, debido a que el principal centro telefónico que ofrecía dicho servicio resultó afectado. Nos referimos al Centro Telefónico San Juan, ubicado en casi en el centro de la Ciudad de México.

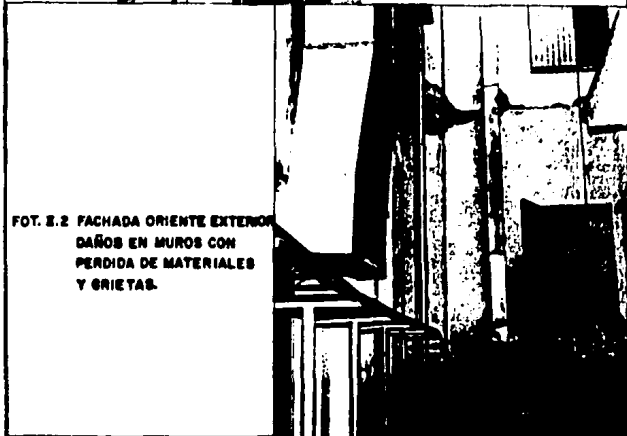
Para restablecer el servicio en mención, se genero un plan que constaba de los objetivos siguientes:







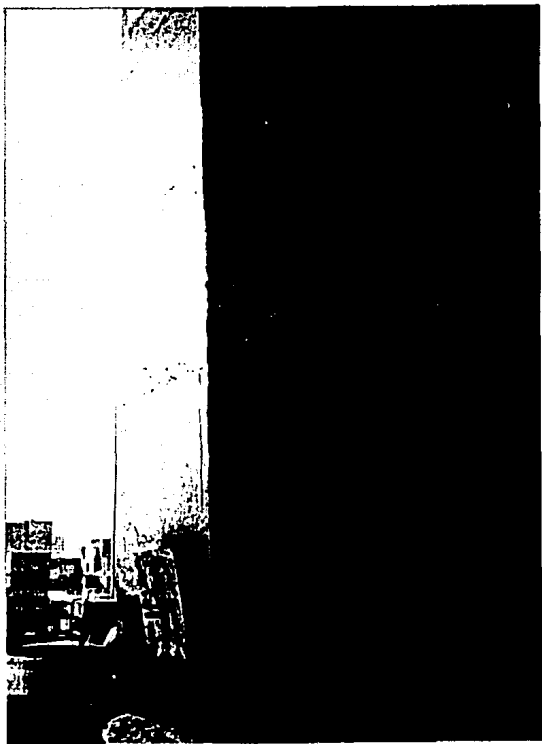
**FOT. E.1 FACHADA SUR-PONIENTE
DAÑOS EN MUROS CON
PERDIDA DE SUS MATERIALES
Y GRIETAS.**



**FOT. E.2 FACHADA ORIENTE EXTERIOR
DAÑOS EN MUROS CON
PERDIDA DE MATERIALES
Y GRIETAS.**



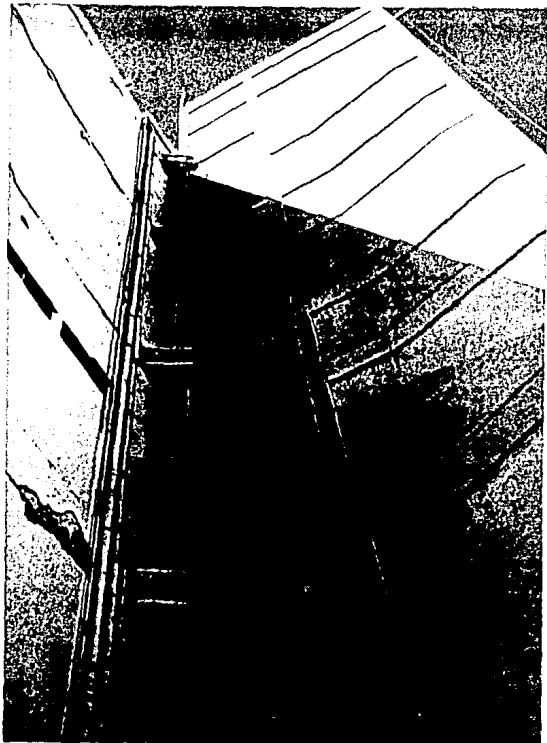
**FOT. N. 3 FACHADA ORIENTE, EXTERIOR
DANOS EN MUROS, CON PERDIDA
DE SUS MATERIALES Y ORIENTAS**



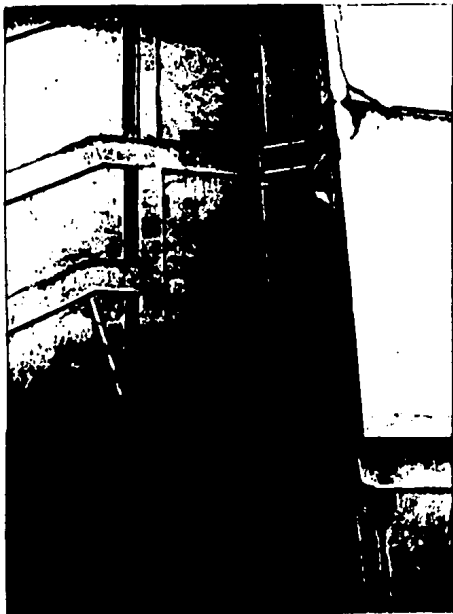
FOT.II.6 ASPECTO DEL CUERPO DE ESCALERAS
CON DAÑOS EN MUROS DE FACHADAS.



**FOT. II.4 FACHADA SUR-ORIENTE EXTERIOR
DAÑOS DE MUROS EN ESQUINAS, CON PERDIDA
DE MATERIAL Y GRIETAS.**



FOT. II.5 DAÑOS EN MUROS ENTRE
CUERPOS DEL CONJUNTO (DET. EXTERIOR)



**FOT. E.7 FACHADA NORTE
DETALLE DE DAÑOS EN ESQUINA
DE MUROS, CON PERDIDA DE MATERIAL Y GRIETAS.**

- * Restablecer todas las modalidades de los servicios aun que fuera parcial, en el menor tiempo posible.
- * Detección de todos los daños en edificios, en los equipos telefónicos de fuerza, aire acondicionado, etc.
- * Cuantificar la necesidad de nuevos equipos de conmutación, transmisión, fuerza, etc.

El plan se estructuró en dos etapas, una de las acciones iniciales para restablecer el servicio en el menor tiempo posible, y la otra con acciones permanentes que garantizaran la evolución permanente y confiable de la planta telefónica.

Para proporcionar un servicio de larga distancia de emergencia durante los días mas críticos, se realizaron las actividades siguientes:

Se conectaron 90 servicios a las máquinas automáticas de Monterrey, Nuevo León; 90 servicios a las máquinas automáticas de Puebla; 64 posiciones de larga distancia 09 instaladas en contenedores; enrutamiento de tráfico 09 a centros de tráfico de Monterrey, Reynosa y Guadalajara.

Con las medidas anteriormente tomadas, el tráfico se fue recuperando en forma paulatina. A los 30 días de haber ocurrido los sismos, el 95% de los abonados ya tenían acceso

al servicio de larga distancia nacional; a los 40 días se tenían repuestos los 35,000 circuitos de larga distancia que se tenían en servicio antes de los daños.

En el caso de la central telefónica Roma tandem, el equipo telefónico instalado no se vio afectado seriamente como en el caso del de larga distancia.

En las primeras horas después del sismo del 19 de septiembre, fueron evaluados los daños al equipo telefónico y al inmueble, según se describe en el subcapítulo anterior, con el objeto de implementar un plan de emergencia y restablecer el equipo y redes afectadas, así como la seguridad del inmueble.

Por la necesidad imprescindible de continuar con la operación del equipo telefónico, se tomaron las medidas de emergencia siguientes:

- Apuntalamiento de los elementos dañados.
- Protección del equipo telefónico contra polvo, agua, y acciones de la intemperie.
- Restricción del horario al personal, hasta realizar el apuntalamiento.
- Se contrata personal especializado para restablecer -- las líneas telefónicas afectadas.

Para el caso de la protección del equipo, se hizo a base de membranas de polietileno montadas en bastidores de madera que cerraban herméticamente las paredes interiores, y a manera de cortinas con polietileno se monto otra barrera de protección sobre los equipos.

II.3 Informe detallado de los daños.

Como se mencionó en el capítulo anterior, el edificio que alberga la central telefónica que nos ocupa, tenía una estructuración a base de marcos de concreto armado no contraventeados, un sistema de piso de losa maciza y trabes, también de concreto armado; los muros eran de bloques huecos de concreto ligero, que no contribuían a dar rigidez a la estructura. La cimentación era a base de un cajón con contratrabes, parcialmente compensado, complementado con pilotes de control.

El edificio contaba con un sótano, planta baja, 6 niveles de operación y azotea.

Las dimensiones generales de la estructura en planta eran 13.0 metros en la dirección norte-sur y 11.20 metros en la dirección este-oeste. Las alturas de entrepiso de la superestructura de 5.20 metros, haciendo un total de la altura del edificio de 36.40 metros, ver figuras II.6 y II.7.

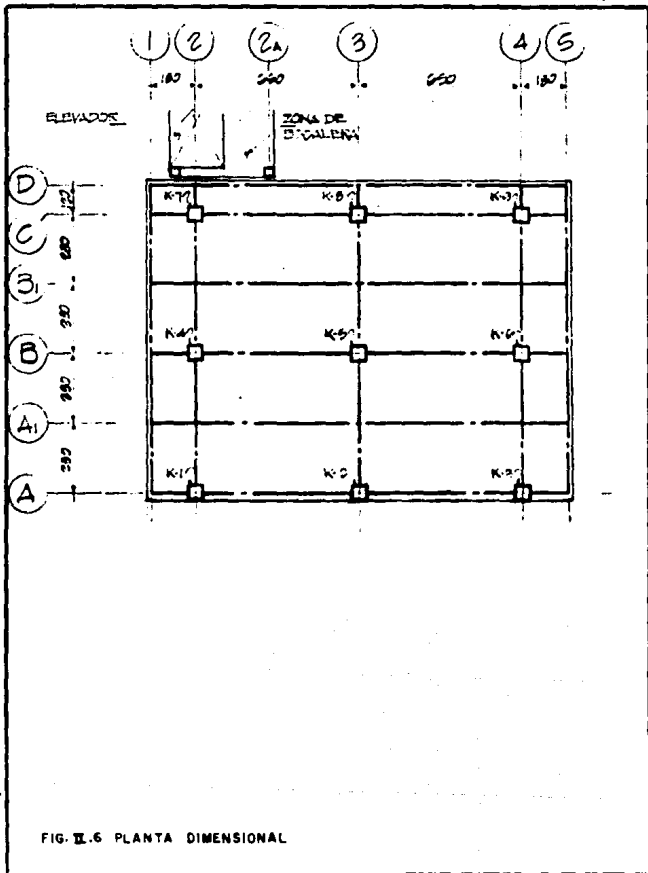
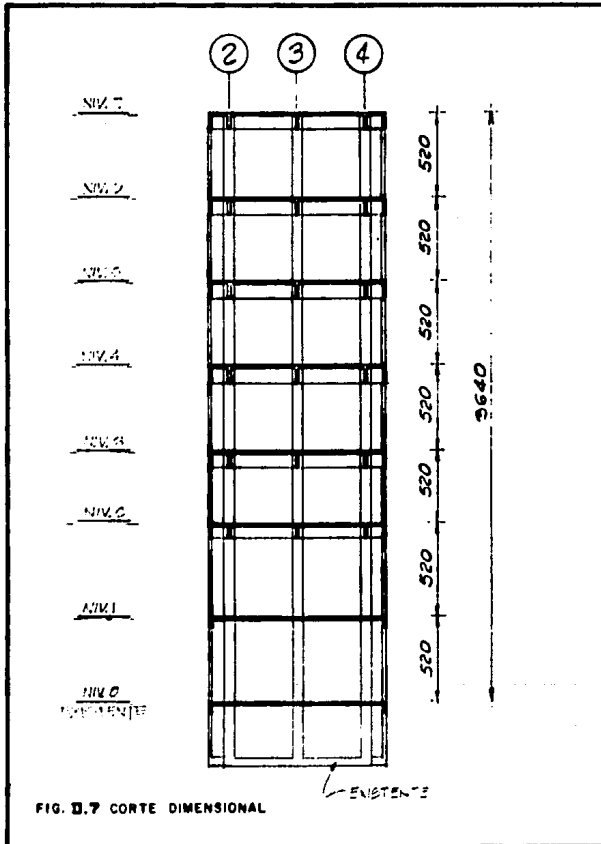


FIG. II.6 PLANTA DIMENSIONAL



Tomando en cuenta estas dimensiones de la estructura soporte del edificio, las relaciones de esbeltez, (altura/ancho), del mismo son:

- En la dirección norte-sur tiene un valor de 2.8.
- En la dirección este-oeste tiene un valor de 3.25.

Con respecto al número de pisos podemos mencionar que el periodo de vibración fundamental del edificio es aproximadamente igual a 0.7, y por el suelo blando en el cual nuestro edificio está desplantado, la flexibilidad lateral del mismo se incrementó, de tal manera que el periodo fundamental de vibración llegaría hasta el valor de 1.5 segundos, muy cercano a los periodos característicos de los movimientos del suelo registrados en la Zona del Lago, durante el sismo del 19 de septiembre de 1985.

Por tal motivo y bajo estas circunstancias, es lógico pensar que nuestro edificio resultó seriamente dañado, por lo que se determinó hacer un levantamiento detallado de los daños.

Este levantamiento detallado de daños lo llevó a cabo un Ingeniero especialista en estructuras, un Ingeniero Civil y dos ayudantes que se dedican o están dentro del ámbito de la Ingeniería estructural de detalle.

El procedimiento que se siguió para desarrollar el levantamiento detallado de daños del edificio, está basado en

el propuesto por el Ing. Santiago Arias, a raíz del sismo ocurrido en el País de Chile en 1965.

Los datos de daños son vaciados en un croquis ó en planos reducidos a pequeña escala. El símbolo que se utiliza para representar los daños es una flecha con seis sectores de información, ver fig. II.8.

En la figura II.9, se hace una descripción detallada de los sectores indicados en la figura II.8, junto con la simbología a emplear.

La inspección de la estructura del inmueble, para el levantamiento detallado de daños, se inició con la secuencia siguiente:

- 1- Sótano.- Se revisaron minuciosamente las contr trabes y la losa de cimentación, encontrándose que aparentemente no sufrieron daño alguno, por lo menos perceptible a la vista. Inmediatamente se revisaron los cabezales y los puentes de los pilotes de control.

En algunos cabezales de los pilotes de control se encontró que las celdas de deformación estaban falladas y los cabezales se habían deformado visiblemente hasta unos cinco centímetros al centro del cabezal, ver

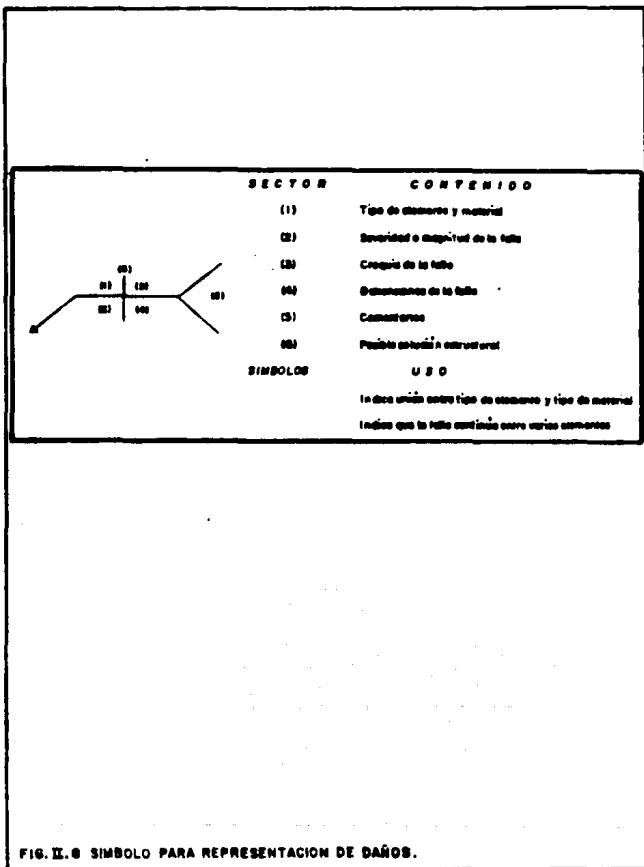


FIG. II. 6 SIMBOLO PARA REPRESENTACION DE DAÑOS.

(1) Tipo de elemento y material	DESCRIPCIÓN DE SECTORES
	A - Tabiques hasta 6 metros
	B - Bloques de concreto (pedaños)
	M - Tabiques precastos
	L - Lante de concreto reforzado
	V - Vigas de concreto reforzado
	P - Columnas de concreto reforzado
	H - Muros de concreto reforzado
	F - Cementación
Forma de reparar	U - Malla
	V - Malla
	Z - Piedra
	O - Reforzado

- (2) Situación o ubicación en la falla
- I - Faja superficial
 - 1 - Aproximadamente que atraviesa el elemento
 - II - Aproximadamente que atraviesa el elemento
 - III - Ocho angulo

NOTA: El de resistencia que hay que hacer cuando la zona de tranchitos de los grutas se mayor que el 70% del perímetro de la sección transversal del elemento estructural.



(4) Dimensiones de la falla

Longitud y ancho de la falla (cm)

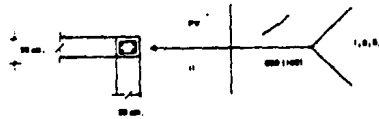
(5) Comentarios

Se escriben los números de los comentarios escritos en la parte inferior de la hoja.

(6) Solución estructural

Este sector se muestra para la persona que realizará posteriormente los detalles de la estructura y detallará su reparación y refuerzo.

Ejemplo:



Comentarios

1. Cracks del 20×20 cm.
2. Se observó un hueco 5×3 cm en la unión de elementos
3. El refuerzo longitudinal faltó

FIG. 8.9 DESCRIPCIÓN DETALLADA DE LOS SECTORES.

figura II.10.

2. Planta Baja.- en las columnas se detectaron grietas - de 1.0 a 5.0 milímetros de espesor que rodeaban la -- sección, y en dos casos con desprendimiento del con-- creto, dejando al descubierto el acero de refuerzo.
 3. Nivel 1 al nivel 5.- En estos niveles se detectaron - prácticamente las mismas fallas que en planta baja.
 4. Nivel 6 al nivel 7.- En los dos últimos niveles del - edificio, las fallas en los muros persistieron como - en los niveles inferiores; sin embargo en los elemen- tos principales solo se detectaron grietas de menos de 1.0 milímetro de espesor, las cuales se conside -- ran de menor importancia, ver figuras II.11 y II.12.
 5. Verticalidad de la estructura.- Por medio de tránsito y plomadas, se midieron los desplomes de los elemen - tos verticales, hallándose que la estructura se encon traba con una verticalidad dentro de los límites per- misibles.
- Para mayor aclaración del levantamiento detallado de- daños ver fotografías II.8, a II.11.

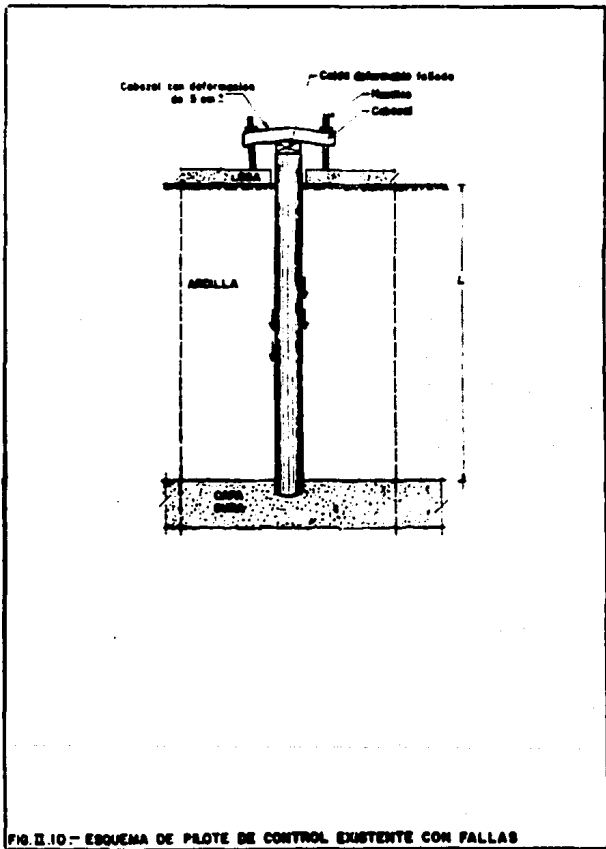
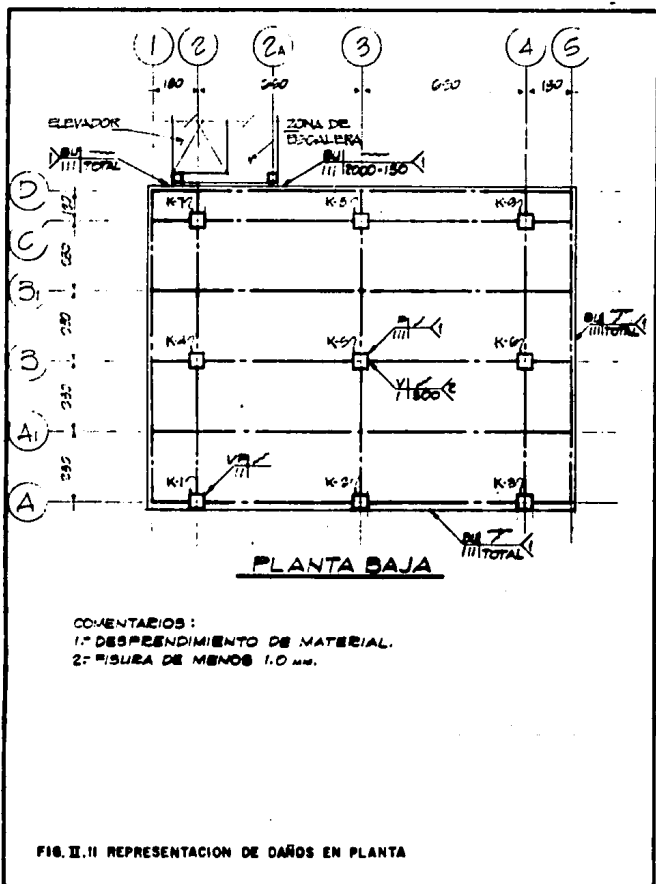


FIG. II.10.- ESQUEMA DE PLOTE DE CONTROL EXISTENTE CON FALLAS



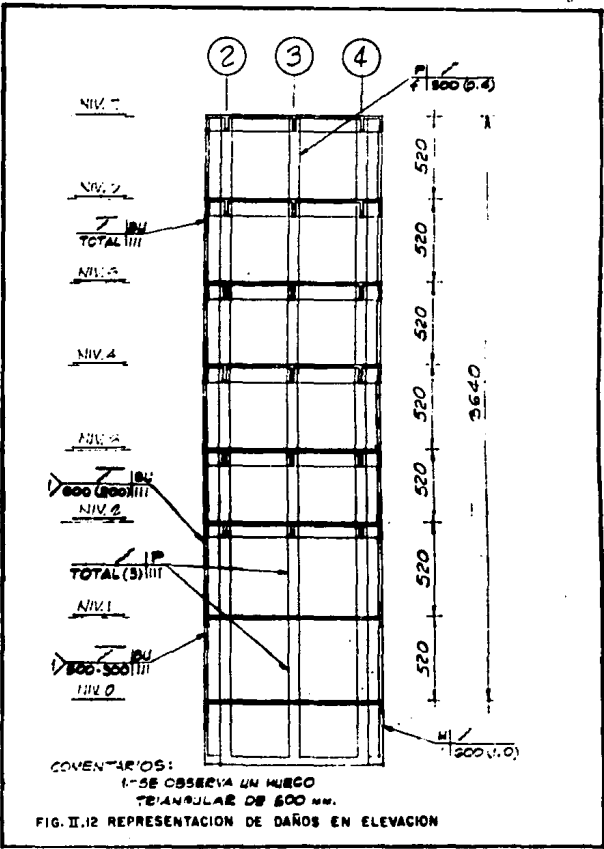
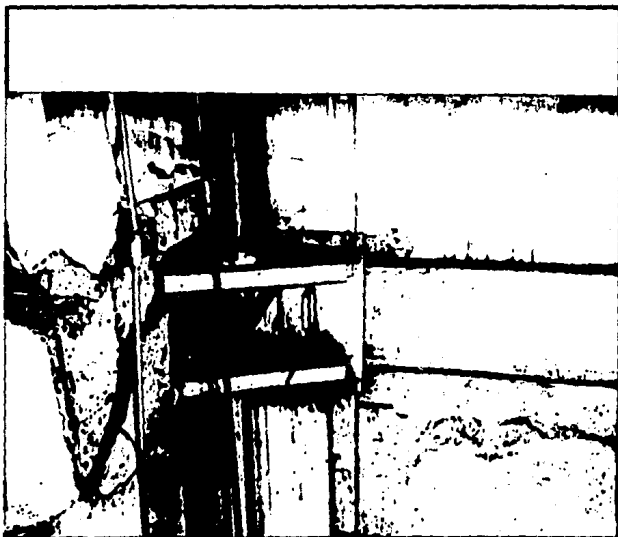


FIG. II.12 REPRESENTACION DE DAÑOS EN ELEVACION



FOT. N. 6 DETALLE EXTERIOR DE DAÑOS EN LA UNIÓN
DE TORRE Y ESCALERA EXTERIOR.
(ROTURA DE CASTILLOS, BLOQUES Y APLANADOS)



FOT. II.9 DETALLE DE FALLA EN COLUMNA
INTERIOR, EN EL EJE "A"



FOT. II.10 DETALLE DE FALLA EN COLUMNA CENTRAL,
DAÑOS CON GRIETAS, SIN PERDIDA DE MATERIAL.



FOT. II. II FALLA EN COLUMNA INTERIOR DE
BORDE, CON PERDIDA DE CONCRETO
Y GRIETAS.

La descripción detallada de una grieta debe incluir su ancho en varios puntos a lo largo de su longitud, para determinar los posibles desplazamientos del elemento estructural y las distancias entre grietas diferentes. También debe determinarse la profundidad de la grieta, para conocer si esta ha penetrado lo suficiente, disminuyendo con ello la resistencia mecánica del elemento.

La presencia de material extraño en la grieta, (suelos, óxidos, pinturas, etc.), ayuda a determinar si la grieta ya existía ó si fue producida por el sismo.

Los desplazamientos angulares que haya sufrido un plano por el sismo, se distinguen por la variación del ancho de sus grietas. Los anchos de grietas pueden medirse fácilmente mediante un comparador de grietas, ver figura II.13.

En la figura II.14, se hace una clasificación de grietas por el espesor de las mismas y posibles soluciones estructurales.

En general se hicieron pruebas de percusión (no destructivas), para determinar la resistencia del concreto, por medio del esclerómetro ó martillo de Schmidt, ver figura II.15; se usó el detector de armado, que es un instrumento magnético, calibrado para medir directamente el tamaño de las varillas de refuerzo y su recubrimiento de concreto.

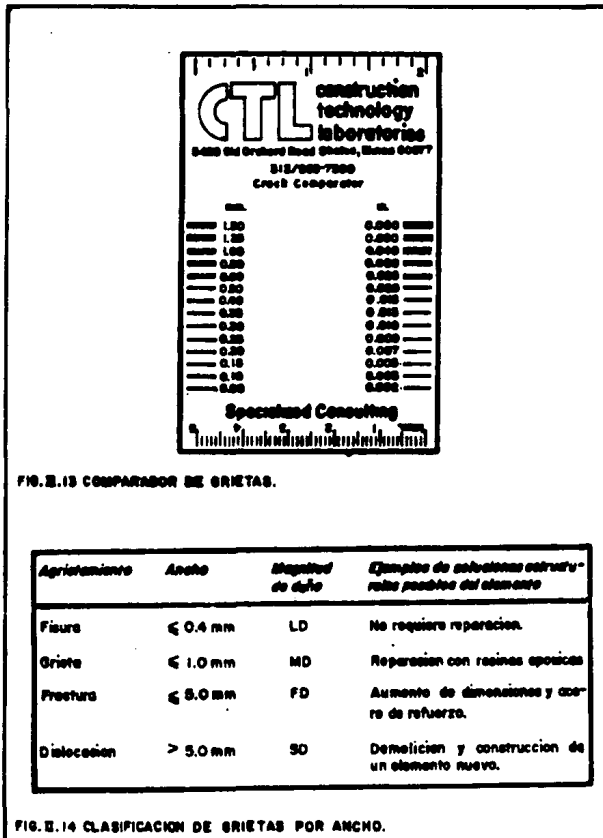
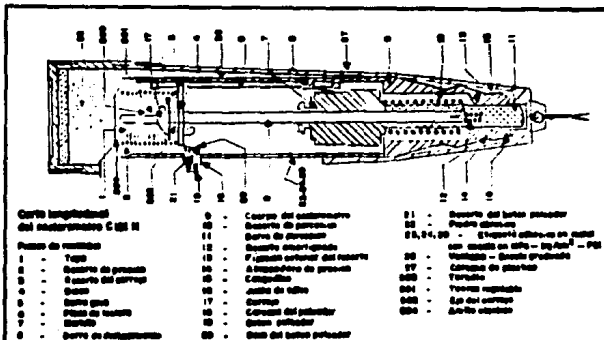


FIG. B.13 COMPARADOR DE GRIETAS.

<i>Agravesamiento</i>	<i>Ancho</i>	<i>Magnitud de daño</i>	<i>Ejemplos de soluciones estructurales posibles del elemento</i>
Fisura	≤ 0.4 mm	LD	No requiere reparación.
Grieta	≤ 1.0 mm	MD	Reparación con resinas epoxicas
Fractura	≤ 5.0 mm	FD	Aumento de dimensiones y acero de refuerzo.
Dislocación	> 5.0 mm	SD	Demolicion y construcción de un elemento nuevo.

FIG. B.14 CLASIFICACION DE GRIETAS POR ANCHO.



LIMITACIONES EN EL USO DEL ESCLEROMETRO	
TIPO DE CONCRETO	RESULTADO DE LA PRUEBA
Productos con pedras artificiales agregadas	En estos casos es necesario realizar diversas ensayos para determinar la relación entre el rebote y la resistencia.
Concreto cuyo compósito es poco común	
Concretos muy poco resistentes, ligeros o quíbrados	En este caso la resistencia efectiva del concreto es muy baja que la que correspondo a la curva estándar y representada.
Concreto con superficies excesivamente lisas, pulidas	Debido a que el valor del rebote no depende sino de la resistencia del mortero, es difícil establecer la resistencia del concreto en estos casos.
Concreto de alta resistencia	
Concreto anisotrópico	
Concreto pobre en arena, con una baja proporción de agrietamiento y mal trabado, puede presentar riesgos de graves variaciones estadísticas.	Los resultados de resistencia son erróneos.
Concretos recién o desecados, con la superficie excesivamente dura.	La resistencia dada por el esclerómetro es superior al valor real. En este caso hay que subir la superficie aproximadamente unos 10 mm.

FIG. X. 15 ESCLEROMETRO.

Este aparato mide algo que no se puede ver, por lo que es necesario que el inspector se familiarice con su uso y la aproximación de sus resultados

Los resultados que se obtuvieron de las pruebas realizadas, fueron satisfactorias con respecto a las solicitudes de carga consideradas en el diseño original

Por las pruebas realizadas y por la revisión de la memoria de cálculo, se certifica ó se concluye que las fallas encontradas en la estructura del edificio fueron ocasionadas por fuerzas externas mucho mayores a las que el reglamento de construcciones del Departamento del Distrito Federal implementaba hasta el momento de ocurrir el sismo del 19 de septiembre de 1985.

II.4 Acciones inmediatas de refuerzo.

En vista de que el edificio que se esta tratando, es de vital importancia para la red de telefonía en México, esta estructura tenía la prioridad de mantenerse en pie y salvaguardar todo el equipo, que además de ser muy costoso, es imprescindible para conservar la comunicación telefónica Nacional.

Con la información derivada del levantamiento de daños, se debe definir si existe la necesidad de proceder a la demolición inmediata de la estructura, o si es posible considerar su reparación. En el segundo caso será necesario rehabilitarla temporalmente en tanto se lleva a cabo el estudio de las opciones de reestructuración.

La rehabilitación temporal debe hacerse bajo los siguientes lineamientos:

A.- Apuntalamiento Vertical.

El apuntalamiento de cargas verticales debe diseñarse en tal forma, que la transmisión de las cargas entre la estructura y los puntales no exceda de la capacidad resistente de los elementos del sistema de piso en que se apoyan. Los elementos usados con más frecuencia como puntales, ya sea individualmente o formando secciones compuestas son:

- Soportes de madera como polines, vigas ó postes.
- Perfiles metálicos.
- Puntales telescópicos y andamios tubulares.

B.- Apuntalamiento horizontal.

Por lo general, el apuntalamiento ante cargas laterales en estructuras de concreto, consiste en el contraventeo de los marcos mediante la adición de diagonales de madera, de perfiles metálicos o de cables. Debe revisarse que la estructura sea capaz de resistir las reacciones de las diagonales en sus apoyos. En caso necesario, el apuntalamiento puede incluir elementos adicionales que refuerzen a las columnas y al sistema de piso, y así constituir incluso una solución permanente, ver figura 11.16.

Es indispensable intentar restaurar las características originales de los elementos dañados, independientemente de los métodos de refuerzo y reestructuración que se empleen. Las técnicas más usuales de restauración son:

A.- Inyección de grietas a base de resinas, permite restaurar elementos de concreto con grietas de hasta 5 mm. de ancho. Con este procedimiento se puede recuperar prácticamente toda la resistencia original, pero solo del 70 % al 80 % de la rigidez, por la imposibilidad de inyectar todas las grietas.

- B.- Sustitución de materiales cuando los daños son tan graves que se presenta el aplastamiento del concreto ó el pandeo del refuerzo, ver figura 11.17.

En estos casos es importante el uso de aditivos expansores y de una cimbra holgada durante el colado. Si se recurre a la soldadura para unir las nuevas varillas, será necesario controlar el precalentamiento y el enfriamiento del acero.

- C.- El refuerzo de elementos de concreto, para incrementar su resistencia y su capacidad de deformación. Si se logra que el refuerzo tenga continuidad entre varios elementos se puede modificar, también en forma importante la estructuración. En cualquier caso será necesario analizar la redistribución de las acciones que produce el refuerzo. Las opciones de refuerzo más comunes son:

- Encamisado con concreto reforzado.- Este procedimiento consiste en envolver los elementos con barras y estribos, ó bien con malla electrosoldada

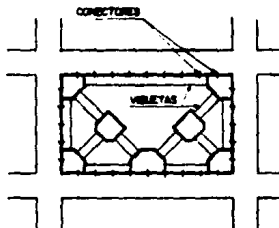
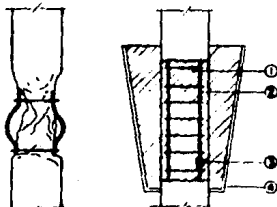


FIG. II. 16 APUNTALAMIENTO HORIZONTAL CON PERFILES METALICOS.



1. Concreto rubble
2. Refractory rubble
3. Soldadura
4. Cadena

FIG. II. 17 SUSTITUCION DE MATERIALES EN COLUMNAS FRACTURADAS

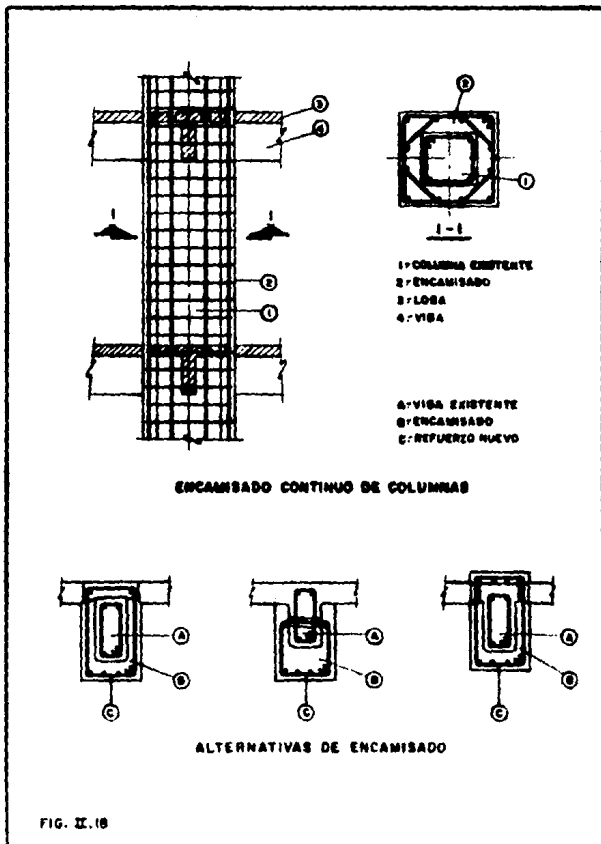
y añadir un nuevo recubrimiento de concreto lanzado ó colado en obra, ver figura II.18.

El encamizado con concreto reforzado se puede hacer continuo recurriendo a perforaciones en la estructura original, por lo general en el sistema de piso, que facilitan el colado a la vez que permiten el paso del acero de refuerzo.

- Encamizado metálico.- En las columnas, este procedimiento consiste en una camisa de perfiles unidos entre si por soleras ó ángulos, ver figura II.19.

En el caso de las vigas, se puede recurrir al uso de estribos postensados ó de placas metálicas adheridas mediante resinas epóxicas y conectores metálicos.

- Presfuerzo.- La versatilidad del presfuerzo, permite su aplicación en el refuerzo de diversos tipos de elementos estructurales, principalmente en sistemas de piso, ver figura II.20.



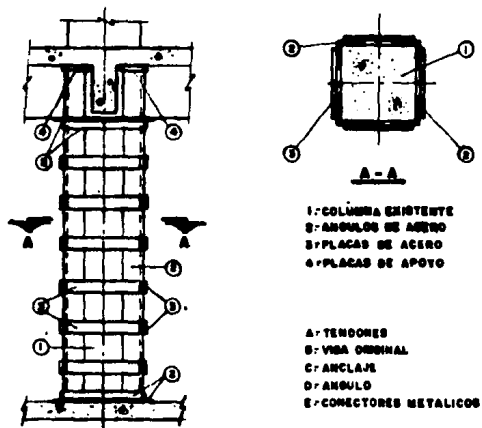


FIG. II-19 ENCAMIBADO METALICO DE COLUMNAS

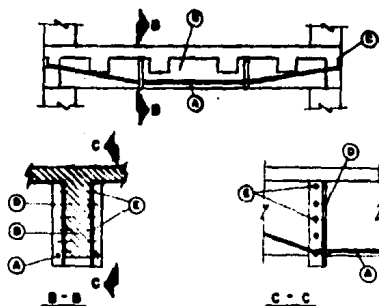


FIG. II-20 REFUERZO DE VIGA CON TENDONES POSTENSADOS

En nuestro caso, los daños que registró la estructura y la cimentación, involucraron tomar la decisión de apuntalar y sustituir los elementos dañados, como medidas de emergencia.

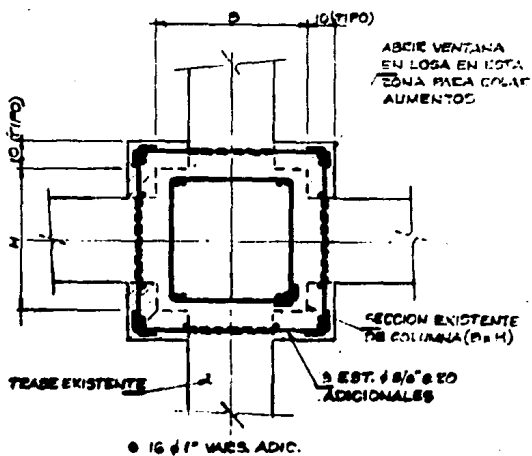
Es conveniente señalar que debido a la importancia social y económica del servicio prestado por la central, como se mencionó al inicio de este subcapítulo, no era factible demolerla; En consecuencia se debería estudiar la manera de mantenerla en operación, mediante un proceso de reestructuración.

A continuación se presentan los detalles de sustitución de material para las medidas de emergencia señaladas, y el procedimiento constructivo, ver figuras II.21 a II.23 y Fotografía Fot. II.12.

Procedimiento para refuerzo inmediato de columnas de nivel cimentación a nivel 7.

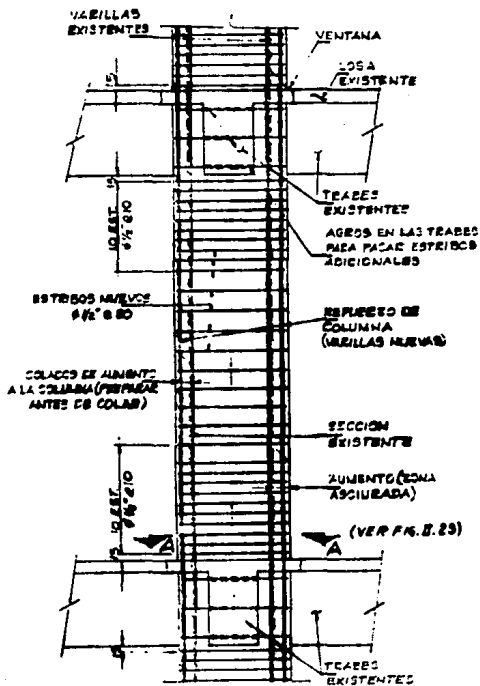
- 1.- Apuntalar las zonas adyacentes a las columnas que se reforzarán.
- 2.- Abrir ventanas en losa de piso para efectuar los trabajos de refuerzo.
- 3.- Preparar las columnas que serán reforzadas de la siguiente manera:

- Se retirarán los concretos rotos y fisurados.



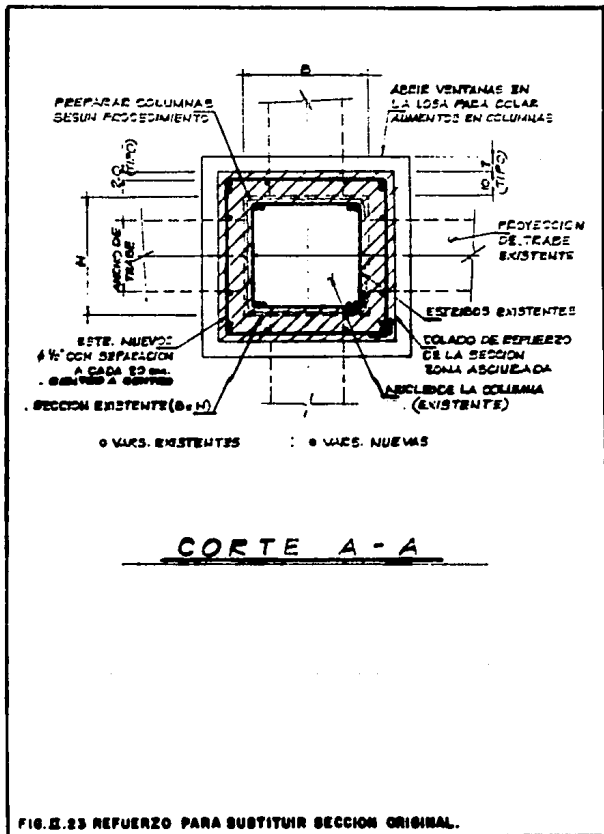
REFUERZO EN ZONA DE INTERSECCION
DE COLUMNA-TRABE

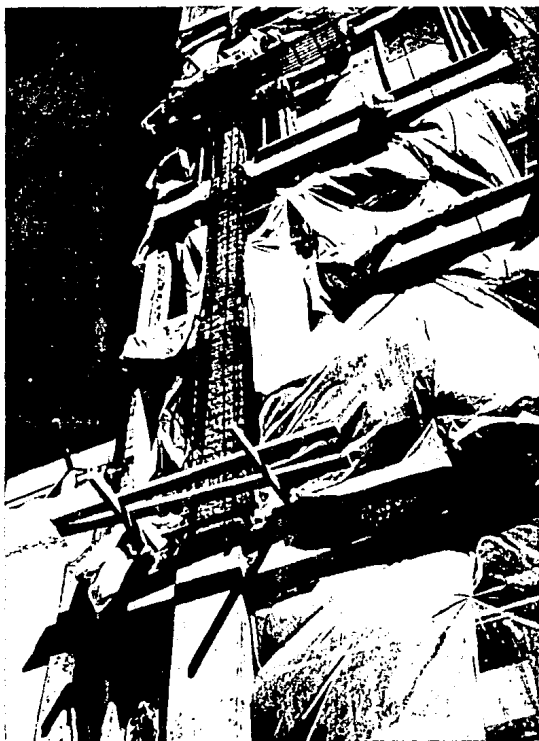
FIG. 2.1: REFUERZO PARA SUSTITUIR SECCION ORIGINAL.



ELEVACION REFUERZO EN COLUMNAS

FIG. 8.22 REFUERZO PARA SUSTITUIR SECCION ORIGINAL.





FOT. II. 12 REFUERZO INMEDIATO EN
COLUMNAS, FACHADA POR MONTERREY
DETALLE DE PROCESO CONSTRUCTIVO

- Se picaran las columnas en todas sus caras y en toda su altura, verificando que se haya llegado hasta el concreto sano, las caras mencionadas se dejarán con una superficie que presente rugosidad de 6.0 milímetros, y además se limpiarán con soplete de aire y cepillo de alambre.
- Se harán agujeros en las trabes con herramientas mecánicas para pasar los estribos adicionales en la zona común traves-columenas.
- Antes de iniciar el colado se deberán humedecer -- las superficies, manteniéndose saturadas desde dos horas antes del colado.
- Las partes de las caras de las trabes que vayan a quedar en contacto con los colados nuevos, se picarán dejando una superficie con rugosidades -- de 6.0 mm.

4.- Se usará concreto $f'c=250$ kg/cm², incluyendo estabilizador de volumen, usando a su vez un aditivo para ligar concretos viejos con concretos nuevos.

5.- El acero de refuerzo tendrá un esfuerzo de fluencia $f_y=4,200$ kg/cm² (alta resistencia).

- 6.- El concreto vaciado deberá picarse con varilla y además con mucho cuidado se golpeará el exterior de la cimbra con un marro de hule.
- 7.- Posterior a los colados se deberá llevar a cabo el curado necesario de cada elemento de concreto.
- 8.- Todas las grietas de 1.0 a 2.5 mm. que se tengan en trabes, columnas y losas deberán rellenarse con cementante a base de resina epóxica, siguiendo las instrucciones del fabricante.
- 9.- El descimbrado de columnas reforzadas se deberá efectuar hasta tener, al menos el 70% del $f'c=250$ kg/cm².

En resumen, estos refuerzos solo son de carácter temporal y como ya se mencionó se tendrá que hacer un análisis más preciso de la estructura, considerando el refuerzo temporal, ya que con los nuevos parámetros editados en las normas de emergencia complementarias al Reglamento, la estructura seguramente estará escasa.

**CAPITULO III. CRITERIOS DE ALTERNATIVAS
DE SOLUCION**

III. CRITERIOS DE ALTERNATIVAS DE SOLUCION.

III.1 Planteamiento de alternativas.

Un mes después de los sismos de septiembre de 1985, el Gobierno federal emite las Normas de emergencia en materia de construcciones para el Distrito Federal y Área metropolitana, con la finalidad de afrontar la situación provocada por las consecuencias ocurridas por esos fenómenos, a fin de prevenir riesgos y proporcionar una mayor seguridad a los habitantes y a sus bienes.

Estas normas sustituyeron parcial y temporalmente a las que estaban vigentes correspondientes al Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal, en tanto se actualizaban las disposiciones que regularán las construcciones. Estas normas fueron de orden público e interés social, aplicándose al diseño y ejecución de trabajos de refuerzo ó reparación que se llevaron a cabo en construcciones e instalaciones ubicadas en el área metropolitana, y que fueron dañadas por los sismos. Así como a toda obra en proceso de ejecución ó cuyo inicio fuera posterior a esas fechas.

Para tal efecto, entre las modificaciones más importantes a las normas anteriores, se encontraban las siguientes:

- El incremento de los coeficientes sísmicos-elásticos a 0.40g en la zona blanda y a 0.27g en la zona de tran -

- sición, (antes 0.24g y 0.20g respectivamente, siendo "g" el valor de la aceleración de la gravedad).
- Las aceleraciones del terreno se cambiaron a 0.10g en la zona blanda y a 0.054g en la zona de transición, -- (antes 0.06g y 0.045g respectivamente).
 - En el diseño de columnas se modificó el factor de reducción de resistencia (F.R.), de 0.75 a 0.50, cuando se emplean factores de reducción por ductilidad (Q) -- mayores que 2.0.
 - Se fijó en 30 cm. la dimensión mínima de columnas y se aumentaron los requisitos para refuerzo transversal.
 - Se incrementó el valor de la carga viva para la valuación de las fuerzas sísmicas, de 90 kg/m² a 180 kg/m², para edificios de oficinas.
 - La altura máxima para edificios en que es válido el -- método estático simplificado se redujo de 13.0 metros a 8.5 metros.
 - Se eliminó el factor de reducción por ductilidad de -- 6.0, y para el valor de 4.0 se aumentaron los requisitos.
 - Se agregó un nuevo valor de reducción por ductilidad -- de 3.0.
 - Se incluyó la limitación de que el valor máximo de excentricidad torsional calculada en cualquier nivel no debe exceder del 20% de la mayor dimensión de la planta medida perpendicularmente a la dirección del análisis.

- Se incluyeron algunas normas sobre diseño de pilotes, daños por hundimientos diferenciales, separaciones en colindancias, detallado de las conexiones entre miembros estructurales, inspección, supervisión y otros conceptos.

Con fundamento en estas normas de emergencia descritas, Telmex decide incrementar la seguridad estructural de sus centrales telefónicas dañadas manteniendo los equipos en operación, y posteriormente revisar las que no sufrieron daños.

En el caso que nos ocupa, la Central Roma-torre, queda enmarcada en el grupo de las centrales dañadas. Por lo que se decide adecuarla para satisfacer los requisitos que marcan las normas de emergencia.

Con el objeto de conocer el comportamiento de la estructura, ante los requisitos establecidos en las Normas de Emergencia, citadas anteriormente, se procede a realizar el análisis sísmico estático y dinámico modal, considerando las características geométricas originales de los miembros estructurales existentes, incluyendo el incremento en la sección de las columnas rehabilitadas; según se definió en el subcapítulo II.4.

Para tal efecto se procedió a modelar la estructura mediante un sistema de marcos planos existentes con rigidez obtenida según las propiedades geométricas señaladas, sometidas a fuerzas laterales horizontales en función del peso del edificio, calculadas mediante un análisis sísmico dinámico modal.

El análisis de un marco de la magnitud que nos ocupa, involucra un sistema de ecuaciones de tal manera que la matriz de rigideces llega a ser tan grande que prácticamente es imposible de resolverla por métodos manuales. La

computadora es una herramienta que cobra gran importancia para resolver esas matrices o sistemas de ecuaciones. Lo anterior se logra a través de un programa de computadora elaborado previamente por un ingeniero calculista y un ingeniero en sistemas.

El programa de computadora utilizado en este análisis fue elaborado por una firma de ingeniería americana, de alta confiabilidad y crédito en los resultados obtenidos.

En los siguientes párrafos se describe brevemente los datos, la manera de introducirlos al programa y los resultados obtenidos.

En primer término se dan los datos generales, características geométricas y de los materiales a emplear, como son:

- Número de nodo.
- Número de barras.
- Número de condiciones de carga.
- Módulo de elasticidad del material a emplear.

Posteriormente se relacionan los nodos, indicando sus restricciones o libertades al movimiento para las direcciones X, Y y giro (Z), (0) para restricción y (1) para libertad. Así como las coordenadas de cada nodo.

En seguida se enlistan las barras indicando los nodos a los que inciden, sus condiciones de frontera, esto es (0) para indicar que es una articulación y (1) en el caso de que sea continua ó empotramiento, también se indican el área transversal y momento de inercia de la barra.

Las cargas se especifican, señalando el número de ellas, el tipo de carga (carga muerta, viva, sismo, viento, temperatura, etc.), el número de nodos y barras cargadas. Se relacionan primero los nodos y sus cargas en los sentidos X,

Y y momentos (Z), luego las barras con su carga uniforme, cabe aclarar que el programa tiene capacidad para tres fuerzas concentradas en cada barra indicando la magnitud de la misma y su distancia a la incidencia inferior de la barra. Con esto se concluye el proceso de alimentación de información a la máquina, dando principio al procedimiento interno de cálculo.

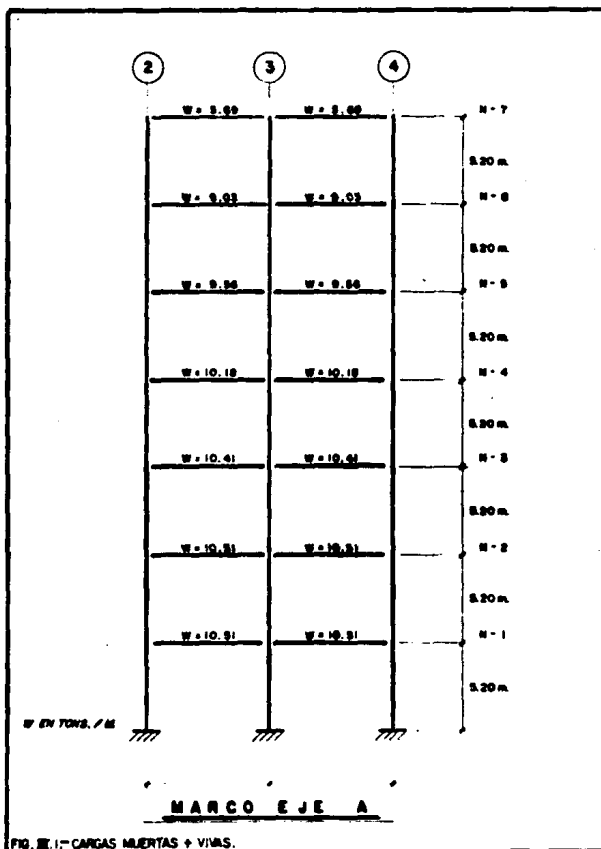
Los resultados obtenidos a través de un listado son:

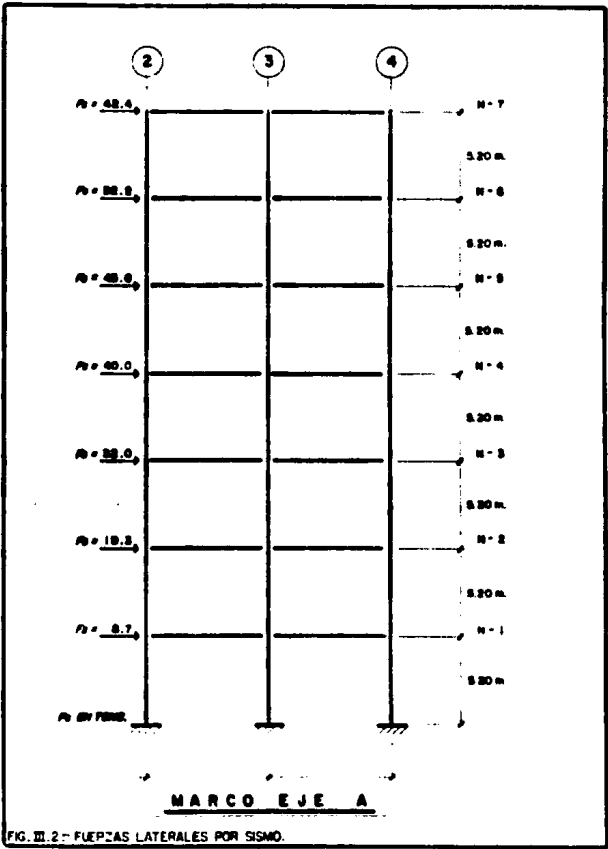
- Los nodos y sus desplazamientos en X, Y y giro en Z.
- Las barras con sus elementos mecánicos, fuerza axial - que puede ser tensión ó compresión, fuerza cortante y momentos flectores.

Con estos datos proporcionados por el programa de computadora, se procede al diseño y dimensionamiento de las barras o elementos de los marcos planos en cuestión.

En las figuras III.1, III.2 y III.3, se muestran los datos de entrada correspondientes a las cargas consideradas y la topología del marco en análisis. En el anexo III.1 se presentan los datos de entrada necesarios para la ejecución del programa de análisis de marcos planos, así como los resultados correspondientes a las cargas muerta mas viva y fuerzas laterales ó sismo, aplicadas al marco eje A.

En base a los resultados presentados en el anexo III.1, se observa que la estructura es demasiado flexible dando lugar a desplazamientos horizontales mucho mayores a los permisibles, ver figura III.4.





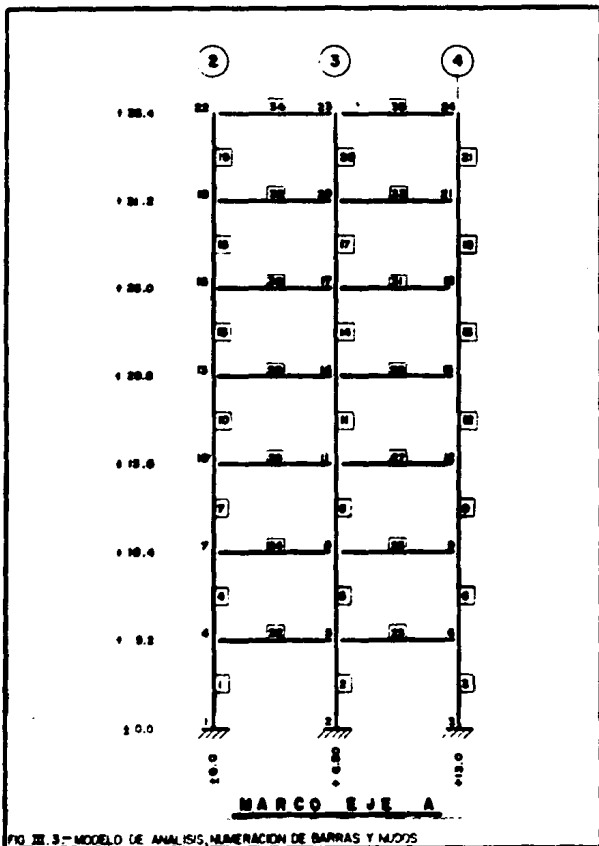


FIG. III. 3.- MODELO DE ANALISIS, NUMERACION DE BARRAS Y NUDOS

ANEXO III. DATOS Y RESULTADOS DE ANALISIS DEL MARCO EJE A
PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 1

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

NUMERO DE NODOS: 24
NUMERO DE MIEMBROS: 35
NUMERO DE CARGAS: 2
MODULO DE ELASTICIDAD: 145 MTONS/CM²

NODO	COORDX	COORDY	XREL	YREL	MZREL
1	0.00	0.00	0	0	0
2	6.50	0.00	0	0	0
3	13.00	0.00	0	0	0
4	0.00	5.20	1	1	1
5	6.50	5.20	1	1	1
6	13.00	5.20	1	1	1
7	0.00	10.40	1	1	1
8	6.50	10.40	1	1	1
9	13.00	10.40	1	1	1
10	0.00	15.60	1	1	1
11	6.50	15.60	1	1	1
12	13.00	15.60	1	1	1
13	0.00	20.80	1	1	1
14	6.50	20.80	1	1	1
15	13.00	20.80	1	1	1
16	0.00	26.00	1	1	1
17	6.50	26.00	1	1	1
18	13.00	26.00	1	1	1
19	0.00	31.20	1	1	1
20	6.50	31.20	1	1	1
21	13.00	31.20	1	1	1
22	0.00	36.40	1	1	1
23	6.50	36.40	1	1	1
24	13.00	36.40	1	1	1

MIEMBRO	LO, JT.	HI, JT	LOW, FIX	HI, FIX	(CM)2	(CM)4	L. METROS
1	1	4	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
2	2	5	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
3	3	6	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
4	4	7	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
5	5	8	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
6	6	9	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
7	7	10	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
8	8	11	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
9	9	12	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
10	10	13	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
11	11	14	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
12	12	15	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
13	13	16	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
14	14	17	1	1	8100.00	5467500.00	5.20

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 2

DESCRIPCION: TELMEZ CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO	LO.JT.	HI.JT	LOW.FIX	HI.FIX	ICM2	(CM)4	L.METROS
15	15	18	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
16	16	19	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
17	17	20	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
18	18	21	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
19	19	22	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
20	20	23	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
21	21	24	1	1	8100.00	5467500.00	5.20
22	4	5	1	1	2000.00	106667.00	6.50
23	5	6	1	1	2000.00	106667.00	6.50
24	7	8	1	1	2000.00	106667.00	6.50
25	8	9	1	1	2000.00	106667.00	6.50
26	10	11	1	1	2000.00	106667.00	6.50
27	11	12	1	1	2000.00	106667.00	6.50
28	13	14	1	1	2000.00	106667.00	6.50
29	14	15	1	1	2000.00	106667.00	6.50
30	16	17	1	1	2000.00	106667.00	6.50
31	17	18	1	1	2000.00	106667.00	6.50
32	19	20	1	1	2000.00	106667.00	6.50
33	20	21	1	1	2000.00	106667.00	6.50
34	22	23	1	1	2000.00	106667.00	6.50
35	23	24	1	1	2000.00	106667.00	6.50

GLOBAL STIFF MATRIX DE 64 PUNTONES, 12 COLUMNAS Y 768 ELEMENTOS

CARGA NUMERO: 1 CM+CV

NODO NO.	DESPL.X CMTS.	DESPL.Y CMTS.	ROTACION GRADOS
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	-0.0063	-0.0980	0.0142
5	0.0000	-0.1877	-0.0000
6	0.0063	-0.0980	-0.0142
7	0.0002	-0.1809	0.0119
8	-0.0000	-0.3363	-0.0000
9	-0.0002	-0.1609	-0.0119
10	-0.0002	-0.2487	0.0123
11	-0.0000	-0.4596	-0.0000
12	0.0002	-0.2487	-0.0123
13	0.0002	-0.3004	0.0125
14	-0.0000	-0.5538	-0.0000
15	-0.0002	-0.3004	0.0125
16	0.0008	-0.3377	0.0119
17	-0.0000	-0.6198	0.0000

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 3

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

CARGA NUMERO: 1 CM+CV

MEMBRO NO.	DESPL. X CMTS.	DESPL. Y CMTS.	ROTACION GRADOS
18	-0.0008	-0.3373	-0.0118
19	-0.0022	-0.3597	0.0107
20	-0.0000	-0.8596	0.0000
21	0.0022	-0.3597	-0.0107
22	0.0181	-0.3685	0.0200
23	-0.0000	-0.8748	0.0000
24	-0.0181	-0.3685	-0.0200

MIEMBRO NO.	FUERZA AXIAL TONS	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
		LO.JT	HI.JT	LO.JT	HI.JT
1	-221.33	-4.78	4.78	8.66	18.21
2	-413.91	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
3	-221.33	4.78	-4.78	-8.66	-18.21
4	-187.14	-7.58	7.58	20.31	19.10
5	-345.66	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6	-187.14	7.58	-7.58	-20.31	-19.10
7	-152.39	-7.48	7.48	19.34	19.56
8	-278.53	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9	-152.39	7.48	-7.48	-19.34	-19.56
10	-117.61	-7.59	7.59	19.69	19.79
11	-212.77	-0.00	0.00	-0.00	0.00
12	-117.61	7.59	-7.59	-19.69	-19.79
13	-83.29	-7.44	7.44	19.54	19.15
14	-149.07	0.00	-0.00	-0.00	0.00
15	-83.29	7.44	-7.44	-19.54	-19.15
16	-50.76	-7.10	7.10	18.75	18.15
17	-89.84	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18	-50.76	7.10	-7.10	-18.75	-18.15
19	-19.80	-8.06	8.06	18.46	23.44
20	-34.38	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
21	-19.80	8.06	-8.06	-18.46	-23.44
22	2.80	34.19	34.13	-36.52	36.31
23	2.80	34.13	34.19	-36.31	36.52
24	-0.10	34.75	33.56	-38.44	34.58
25	-0.10	33.56	34.75	-34.58	38.44
26	0.11	34.79	32.88	-39.24	33.04
27	0.11	32.88	34.79	-33.04	39.24
28	-0.15	34.32	31.85	-39.53	31.32
29	-0.15	31.85	34.32	-31.32	39.53
30	-0.34	32.57	29.61	-37.90	28.40
31	-0.34	29.61	32.57	-28.40	37.90
32	0.96	30.96	27.75	-28.09	28.09
33	0.96	27.75	30.96	-28.09	28.09

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 4

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
NO.	TONS	LO.JT	HI.JT	LO.JT	HI.JT
34	-8.06	19.79	17.19	-23.44	14.97
35	-8.06	17.19	19.79	-14.97	23.44

FIN DE CASO

CARGA NUMERO: 2 SISMO	DESPL. X CMTS.		DESPL. Y CMTS.	ROTACION GRADOS	
NO. NO. D.					
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
4	4.7726	0.1590	0.1590	0.8141	
5	4.7760	-0.0001	0.1590	0.7456	
6	4.7541	-0.1589	0.1590	0.8114	
7	14.0673	0.2921	0.1590	1.0297	
8	14.0398	-0.0002	0.1590	0.9523	
9	14.0235	-0.2919	0.1590	1.0269	
10	24.1165	0.3924	0.1590	1.0032	
11	24.0655	-0.0002	0.1590	0.9300	
12	24.0452	-0.3921	0.1590	1.0007	
13	33.2676	0.4610	0.1590	0.8619	
14	33.2022	-0.0002	0.1590	0.8011	
15	33.1782	-0.4608	0.1590	0.8605	
16	40.7360	0.5028	0.1590	0.6677	
17	40.6602	-0.0002	0.1590	0.6203	
18	40.6340	-0.5026	0.1590	0.6659	
19	46.1890	0.5242	0.1590	0.4542	
20	46.1099	-0.0002	0.1590	0.4306	
21	46.0739	-0.5241	0.1590	0.4544	
22	49.7218	0.5322	0.1590	0.3018	
23	49.6538	-0.0001	0.1590	0.2630	
24	49.6358	-0.5321	0.1590	0.3044	

MIEMBRO	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
NO.	TONS	LO.JT	HI.JT	LO.JT	HI.JT
1	359.22	72.96	-72.96	-406.33	26.91
2	-0.29	94.21	-94.21	-443.35	-46.54
3	-358.93	72.54	-72.54	-404.50	27.31
4	300.50	62.77	-62.77	-220.59	-105.83
5	-0.19	105.47	-105.47	-329.22	-219.23
6	-300.31	62.77	-62.77	-220.54	-105.86
7	326.49	55.75	-55.75	-127.90	-151.99
8	-0.08	100.42	-100.42	-255.16	-267.04
9	-224.41	55.53	-55.53	-137.42	-151.34
10	155.04	46.50	-46.50	-83.29	-158.50
11	0.01	86.71	-86.71	-191.14	-259.77
12	-155.04	46.47	-46.47	-83.57	-158.17

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

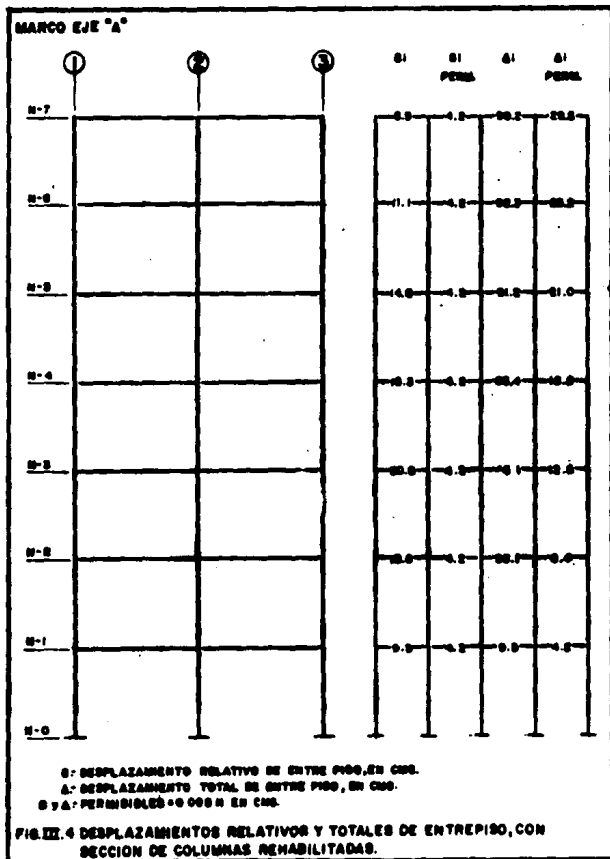
NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 5

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO NO.	FUERZA AXIAL		FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
	TONS		LD.JT	HI.JT	LD.JT	HI.JT
13	94.40		35.69	-35.69	-41.09	-144.48
14	0.05		63.21	-68.21	-129.24	-225.44
15	-94.40		35.78	-35.78	-41.24	-144.81
16	48.43		24.50	-24.50	-6.90	-120.50
17	0.12		46.08	-46.08	-69.33	-170.30
18	-48.54		24.07	-24.07	-6.31	-118.86
19	18.05		7.59	-7.59	20.81	-60.29
20	0.10		26.84	-26.84	-25.19	-114.36
21	-18.16		8.00	-8.00	19.11	-60.73
22	1.49		-58.72	58.72	192.67	187.98
23	-9.77		-58.62	58.62	187.77	193.23
24	-12.28		-74.01	74.01	242.73	237.30
25	-7.24		-73.90	73.90	237.08	242.28
26	-22.75		-71.46	71.46	235.28	239.19
27	-9.05		-71.36	71.36	229.00	234.87
28	-29.18		-60.63	60.63	199.59	194.53
29	-10.69		-60.59	60.59	194.44	199.38
30	-33.83		-45.97	45.97	151.38	147.45
31	-11.71		-45.91	45.91	147.32	151.11
32	-25.29		-30.37	30.37	99.69	97.73
33	-16.06		-30.39	30.39	97.76	99.75
34	-24.82		-18.05	18.05	60.29	57.06
35	-8.00		-18.16	18.16	57.29	60.73

FIN DE CASO



Por lo tanto para poder limitar los desplazamientos provocados por las fuerzas sísmicas, a rangos permisibles, se procede al estudio de las alternativas de reestructuración para elegir la más adecuada en base a los siguientes puntos:

- 1.- Incremento de la resistencia.
- 2.- Aumento de la rigidez.
- 3.- Equilibrio de las características de rigidez y resistencia de los elementos estructurales, para mejorar el comportamiento del edificio en futuros sismos.

En base a lo anterior se plantean las siguientes alternativas de solución, que a continuación se describen:

- 1.- Incremento de las dimensiones de columnas y trabes de los marcos resistentes existentes.
- 2.- Muros de rigidez de concreto reforzado, colados en sitio.
- 3.- Contraventeos verticales de acero en los marcos existentes.
- 4.- Adición de estructura de acero adosada a la estructura existente, perimetralmente.

III.2 Selección de alternativa.

A continuación se proceden a examinar y revisar las alternativas planteadas, con objeto de elegir la más

apropiada basándose en las dificultades técnicas existentes, tales como, no interrumpir la operación del equipo, tiempo de ejecución, la importancia social de las mismas; ponderando todos estos aspectos por encima del costo de ejecución de la obra.

1. Incremento de las dimensiones de columnas y traveses de los marcos resistentes existentes.

Para esta alternativa se procedió a realizar un análisis por computadora, basado en el método de las rigideces, incrementando la sección de columnas mediante tanteos buscando aumentar la rigidez de la estructura, hasta obtener desplazamientos menores a los permisibles. En esta alternativa se pretendía alcanzar la rigidez necesaria, sin incrementar las dimensiones de las traveses, restringido por el arreglo del equipo e instalaciones telefónicas que lo impedían.

La variación en sección de las columnas se hizo llegar hasta 1.5 metros por lado.

En este último tanteo se obtuvieron desplazamientos aún fuera de los especificados, y a su vez no cumplían con la holgura entre edificios colindantes como limitación establecida.

En el anexo III.2, y fig. III.5 se muestran los resultados obtenidos.

Debido a la distribución del equipo telefónico, y extrapolando las dimensiones de las columnas con las que se lograría limitar los desplazamientos, resultarían fuera de criterio estructural; no permitirían mantener la distribución original del equipo, además el área útil se vería reducida en un porcentaje considerable, no permitiendo con esta alternativa la operación adecuada de la central telefónica.

ANEXO N.º 2 ANALISIS MARCO EJECION COLUMNAS DE LB-18m.
PROGRAMA CIVILO1
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 1

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

NUMERO DE NODOS: 24
NUMERO DE MIEMBROS: 35
NUMERO DE CARGAS: 2
MODULO DE ELASTICIDAD: 145 MTONS/CM²

NODO	COORDX	COORDY	XREL	YREL	MZREL
1	0.00	0.00	0	0	0
2	6.50	0.00	0	0	0
3	13.00	0.00	0	0	0
4	0.00	5.20	1	1	1
5	6.50	5.20	1	1	1
6	13.00	5.20	1	1	1
7	0.00	10.40	1	1	1
8	6.50	10.40	1	1	1
9	13.00	10.40	1	1	1
10	0.00	15.60	1	1	1
11	6.50	15.60	1	1	1
12	13.00	15.60	1	1	1
13	0.00	20.80	1	1	1
14	6.50	20.80	1	1	1
15	13.00	20.80	1	1	1
16	0.00	26.00	1	1	1
17	6.50	26.00	1	1	1
18	13.00	26.00	1	1	1
19	0.00	31.20	1	1	1
20	6.50	31.20	1	1	1
21	13.00	31.20	1	1	1
22	0.00	36.40	1	1	1
23	6.50	36.40	1	1	1
24	13.00	36.40	1	1	1

MIEMBRO	LO.JT.	HI.JT	LOW.FIX	HI.FIX	(CM)2	(CM)4	L.METROS
1	1	4	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
2	2	5	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
3	3	6	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
4	4	7	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
5	5	8	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
6	6	9	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
7	7	10	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
8	8	11	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
9	9	12	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
10	10	13	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
11	11	14	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
12	12	15	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
13	13	16	1	1	22500.00	842187500.00	5.20
14	14	17	1	1	22500.00	842187500.00	5.20

PROGRAMA CIVILO1
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 2

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO	LO.JT.	HI.JT	LOW.FIX	HI.FIX	(CM)2	(CM)4	L.METROS
15	15	18	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
16	16	19	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
17	17	20	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
18	18	21	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
19	19	22	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
20	20	23	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
21	21	24	1	1	22500.00	42187500.00	5.20
22	4	5	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
23	5	6	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
24	7	8	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
25	8	9	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
26	10	11	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
27	11	12	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
28	13	14	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
29	14	15	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
30	16	17	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
31	17	18	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
32	19	20	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
33	20	21	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
34	22	23	1	1	2000.00	1066667.00	6.50
35	23	24	1	1	2000.00	1066667.00	6.50

GLOBAL STIFF MATRIX DE 64 RENGLONES, 12 COLUMNAS Y 768 ELEMENTOS

CARGA NUMERO: 1 CM+CV			
NODO NO.	DESPL. X CMTS.	DESPL. Y CMTS.	ROTACION GRADOS
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	-0.0030	-0.0347	0.0018
5	0.0000	-0.0671	0.0000
6	0.0030	-0.0347	-0.0018
7	-0.0006	-0.0639	0.0017
8	0.0000	-0.1234	0.0000
9	0.0006	-0.0639	-0.0017
10	0.0003	-0.0877	0.0016
11	0.0000	-0.1689	0.0000
12	-0.0003	-0.0877	-0.0016
13	0.0004	-0.1060	0.0015
14	0.0000	-0.2037	0.0000
15	-0.0004	-0.1060	-0.0015
16	-0.0003	-0.1189	0.0014
17	0.0000	-0.2282	0.0000

PROGRAMA CIVILO1
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 3

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

CARGA NUMERO: 1 CM+CV					
NODO NO.	DESPL.X CMTS.	DESPL.Y CMTS.	ROTACION	GRADOS	
18	0.0003	-0.1189	-0.0014		
19	0.0010	-0.1267	0.0020		
20	0.0000	-0.2430	0.0000		
21	-0.0010	-0.1267	-0.0020		
22	0.0154	-0.1298	0.0040		
23	0.0000	-0.2487	-0.0000		
24	-0.0154	-0.1298	-0.0040		

MIEMBRO	FUERZA AXIAL	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
NO.	TONS	LD.JT	HI.JT	LD.JT	HI.JT
1	-217.76	-5.80	5.80	11.41	18.76
2	-421.05	0.00	-0.00	-0.00	0.00
3	-217.76	5.80	-5.80	-11.41	-18.76
4	-183.46	-7.13	7.13	18.66	18.44
5	-353.03	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
6	-183.46	7.13	-7.13	-18.66	-18.44
7	-148.96	-7.42	7.42	19.59	19.00
8	-285.39	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
9	-148.96	7.42	-7.42	-19.59	-19.00
10	-114.64	-7.31	7.31	19.17	18.83
11	-218.70	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
12	-114.64	7.31	-7.31	-19.17	-18.83
13	-80.96	-7.15	7.15	18.91	18.25
14	-153.73	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
15	-80.96	7.15	-7.15	-18.91	-18.25
16	-49.20	-7.29	7.29	17.59	20.34
17	-92.96	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
18	-49.20	7.29	-7.29	-17.59	-20.34
19	-19.14	-6.86	6.86	13.67	21.98
20	-35.69	0.00	-0.00	-0.00	-0.00
21	-19.14	6.86	-6.86	-13.67	-21.98
22	1.33	34.31	34.01	-37.42	36.44
23	1.33	34.01	34.31	-36.44	37.42
24	0.29	34.49	33.82	-38.02	35.84
25	0.29	33.82	34.49	-35.84	38.02
26	-0.11	34.32	33.35	-38.17	35.00
27	-0.11	33.35	34.32	-35.00	38.17
28	-0.16	33.69	32.48	-37.74	33.82
29	-0.16	32.48	33.69	-33.82	37.74
30	0.15	31.76	30.38	-35.84	31.37
31	0.15	30.38	31.76	-31.37	35.84
32	-0.44	30.06	28.64	-34.01	29.41
33	-0.44	28.64	30.06	-29.41	34.01

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

NUMERO DE PROYECTO: 15-001
HECHO POR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 4

DESCRIPCION: TELMEX CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO NO.	FUERZA AXIAL TONS	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
		LD.JT	HI.JT	LD.JT	HI.JT
34	-6.86	19.14	17.84	-21.98	17.76
35	-6.86	17.84	19.14	-17.76	21.98

FIN DE CASO

CARGA NUMERO: 2 SISMO

NO. NO.	DESPL. X CMTS.	DESPL. Y CMTS.	ROTACION GRADOS
1	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000
4	1.6354	0.0404	0.3277
5	1.6310	-0.0001	0.3228
6	1.6192	-0.0404	0.3249
7	5.5592	0.0770	0.5071
8	5.5348	-0.0001	0.4994
9	5.5156	-0.0769	0.5041
10	10.6061	0.1074	0.5788
11	10.5601	-0.0001	0.5709
12	10.5358	-0.1074	0.5762
13	15.9442	0.1309	0.5742
14	15.8830	-0.0001	0.5691
15	15.8545	-0.1308	0.5744
16	21.0342	0.1476	0.5295
17	20.9634	-0.0001	0.5236
18	20.9302	-0.1475	0.5291
19	25.5986	0.1580	0.4660
20	25.5284	-0.0001	0.4626
21	25.4875	-0.1579	0.4664
22	29.6337	0.1629	0.4217
23	29.5468	-0.0001	0.4086
24	29.5356	-0.1628	0.4236

MIEMBRO NO.	FUERZA AXIAL TONS	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
		LD.JT	HI.JT	LD.JT	HI.JT
1	253.73	77.38	-77.38	-874.06	471.67
2	-0.35	86.75	-86.75	-868.33	437.21
3	-253.38	75.57	-75.57	-863.59	470.64
4	229.07	70.63	-70.63	-552.03	184.76
5	-0.24	90.08	-90.08	-596.89	128.46
6	-228.82	70.29	-70.29	-550.54	185.04
7	191.00	62.21	-62.21	-308.79	-14.69
8	-0.12	87.79	-87.79	-375.01	-81.50
9	-190.87	61.71	-61.71	-308.57	-12.29
10	147.65	50.72	-50.72	-126.51	-137.21
11	-0.03	78.14	-78.14	-199.40	-206.91
12	-147.62	50.85	-50.85	-128.49	-135.91

PROGRAMA CIVIL01
ANALISIS DE MARCOS PLANOS

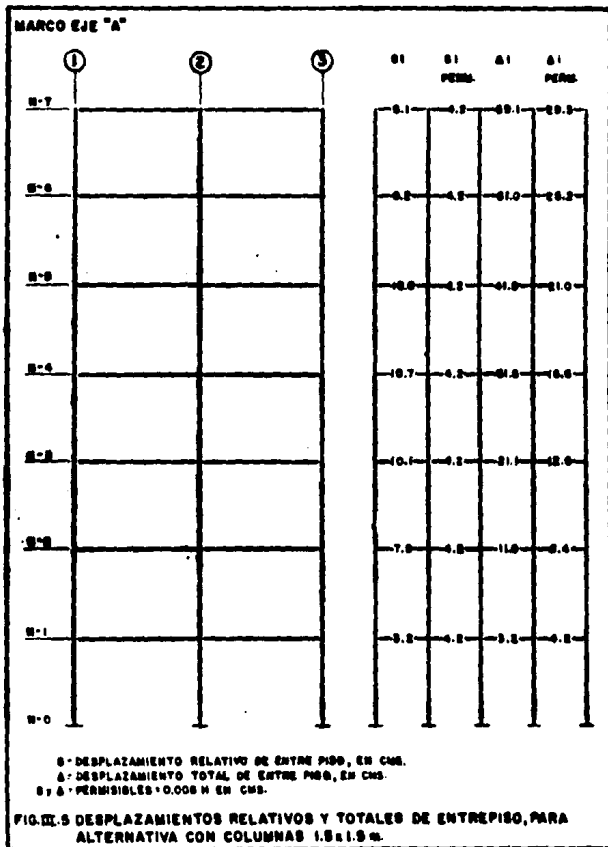
NUMERO DE PROYECTO: 15-001
MECHO FOR: RRS

FECHA: 11-MAYO-1991
HOJA: 5

DESCRIPCION: TELMEI CTRAL. ROMA EJE A

MIEMBRO NO.	FUERZA AXIAL TONS	FUERZA CORTANTE EN TONS.		MOMENTO EN M-TON	
		LO.JT	HI.JT	LO.JT	HI.JT
13	104.63	27.99	-27.99	-2.88	-194.65
14	0.04	63.61	-63.61	-71.99	-258.76
15	-104.67	28.09	-28.09	-2.91	-194.13
16	05.26	24.54	-24.54	66.46	-194.05
17	0.09	46.85	-46.85	3.44	-247.06
18	-05.25	27.59	-27.59	66.15	-187.24
19	20.73	21.60	-21.60	81.69	-100.40
20	-0.08	22.84	-22.84	22.87	-198.82
21	-20.80	4.98	-4.98	74.82	-100.74
22	-1.95	-24.66	24.66	80.26	79.95
23	-5.28	-24.56	24.56	79.73	79.90
24	-10.88	-28.07	28.07	124.04	122.40
25	-8.58	-27.95	27.95	122.15	122.52
26	-20.51	-43.25	43.25	141.20	140.55
27	-10.85	-42.25	42.25	140.25	140.79
28	-27.29	-42.02	42.02	140.10	139.52
29	-12.75	-42.95	42.95	139.38	139.82
30	-21.57	-29.27	29.27	128.20	127.71
31	-14.80	-29.22	29.22	127.61	127.98
32	-31.28	-24.53	24.53	112.27	112.08
33	-18.29	-24.55	24.55	112.12	112.42
34	-28.81	-20.72	20.72	100.41	99.72
35	-4.99	-20.80	20.80	99.49	100.74

FIN DE CASO



2. Muros de rigidez de concreto reforzado, colados en sitio.

Desde el punto de vista de rigidez y resistencia, esta alternativa se juzgaba atractiva, ya que los muros proporcionan porcentajes muy elevados de rigidez. Sin embargo se generan grandes concentraciones de carga en la cimentación, por sismo y el peso propio de los mismos.

El procedimiento constructivo de estos muros planteaba la necesidad de reubicar el equipo telefónico, el cual en los primeros niveles se encontraba saturado.

Además por la forma de unir a las columnas y traveses dichos muros, generaría la liberación de grandes cantidades de polvo, escombros y vibraciones provocadas por el equipo de demolición del concreto.

3. Contraventeos verticales de acero en los marcos existentes.

En esta alternativa se ofrecen casi las mismas ventajas que en la alternativa de muros de concreto, desde el punto de vista estructural. Es decir se tiene un porcentaje elevado de rigidez y resistencia, no representan peso adicional excesivo para la cimentación, pero también presenta concentraciones de cargas por efectos axiales en la misma.

Sin embargo se tienen problemas similares en cuanto al procedimiento constructivo, ya que también se requería mover el equipo telefónico y de igual forma se tenían problemas de espacio.

4. Adición de estructura de acero adosada a la estructura existente, perimetralmente.

En esta alternativa se propone una estructuración a base de marcos de acero contraventeados en todo el perímetro del edificio, adaptándose en lo posible a la localización de accesos existentes.

Como se mencionó anteriormente, el contraventeo con acero presenta la ventaja de proporcionar gran rigidez, resistencia y poco peso. No se evitan los efectos de concentraciones de carga en la cimentación por sismo, pero son menores por la ligereza de la estructura metálica.

El hecho de ubicarse esta estructura en el perímetro, resolvía el problema de mover el equipo telefónico de su lugar original, no reduciendo el área útil de la central.

Del análisis cualitativo de las alternativas planteadas, regido por los requerimientos establecidos para la restructuración según se indicó en el inicio de este subcapítulo, se llegó a la conclusión de que la alternativa más adecuada es la planteada en el inciso 4.

La razón principal por la que se eligió esta alternativa, fue el hecho de que no se afectaba la distribución y operación del equipo telefónico, manteniéndose el área útil original.

**CAPITULO IV. ANALISIS Y DISEÑO PARA LA
ALTERNATIVA SELECCIONADA**

IV. ANALISIS Y DISEÑO PARA LA ALTERNATIVA SELECCIONADA.

IV.1 Análisis de la superestructura.

Una vez definido el sistema estructural más adecuado para la restructuración, según las consideraciones adoptadas en el capítulo anterior, se procedió a realizar el análisis sísmico de la estructura.

El análisis sísmico de una estructura consiste en determinar las fuerzas que obran sobre ella, al verse sometida a la excitación de un sismo, a partir de ciertas hipótesis basadas en las disposiciones que marca el Reglamento de Construcciones del Depto. del D.F.

Los métodos de análisis que acepta el Reglamento para determinar estas fuerzas son:

- a) El método de análisis simplificado.
- b) El método de análisis estático.
- c) El método de análisis dinámico modal.

La elección de cualquiera de estos métodos depende del tipo de estructuración, de la altura y de la importancia que tenga la construcción.

Las fuerzas calculadas según estos métodos, deben ser resistidas por la estructura que conforma la construcción, a través de la rigidez que aportan los elementos resistentes que la forman.

A partir de estas consideraciones se aplicaron los parámetros señalados en las Normas de Emergencia, complementarias al Reglamento de Construcciones del Depto. del D.F. de 1976, vigente en esa época; previamente referidas.

De acuerdo con dichas Normas, el inmueble quedó enmarcado dentro de los parámetros siguientes:

Destino	Grupo A
Ubicación	ZONA III (zona del Lago)
Coefficiente sísmico	C.S.=0.60 (por ser gpo. A)
Factor de ductilidad. . . .	Q=3.0
Tipo de estructuración. . .	Tipo I (marcos y contrav.)

El método de análisis elegido para calcular las fuerzas cortantes sísmicas, fue el método dinámico modal, ya que las características de la estructura lo hacían apropiado.

Este análisis consiste en definir un modelo matemático de la estructura, en el cual se toman en cuenta algunas propiedades de la misma como son su rigidez, peso y ductilidad, en función de las aceleraciones del terreno provocadas por un sismo, las cuales inducen vibración a la estructura; obteniéndose la respuesta de la misma, en función de sus propiedades mencionadas, teniendo como resultado las fuerzas y desplazamientos de la estructura, para las características del movimiento sísmico establecido.

Con base a lo anterior, el análisis sísmico de la Central se realizó según los parámetros indicados y las consideraciones mencionadas, siguiendo el proceso que se describe a continuación.

En la dirección "X", el sismo será resistido por los marcos definidos con las literales A, B, C y D, y en la dirección "Y" por los marcos definidos con los números 1, 2, 3, 4, y 5, ver figura IV.1 y IV.2.

La obtención de la rigidez de la estructura en cada dirección de estudio, se hizo según las siguientes consideraciones:

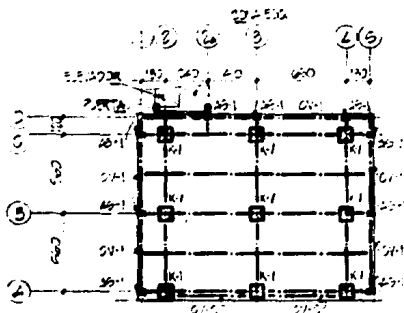
Se supuso que la estructura forma un sistema discreto de masas concentradas en cada nivel, que la aceleración que sufre cada masa, producida por una excitación sísmica, varía linealmente con la altura de dicha masa sobre la base del edificio, siendo nula en la base y máxima en la parte más alta de la estructura y por último, que el cortante en la base de la estructura es igual al producto del peso total del edificio por el coeficiente reducido especificado.

Los pesos por nivel se obtuvieron a partir del peso propio de los elementos estructurales existentes, (trabes y columnas reforzadas), contraventeos y columnas metálicas adicionales, y las cargas del equipo telefónico.

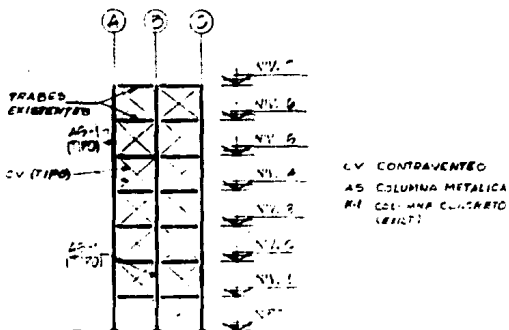
Las cargas de equipo se consideraron como cargas vivas, cuyo valor unitario fue de 400.0 kg/m². en promedio en los niveles donde existía, (nivel 1 al nivel 6). Este valor fue obtenido por medio de una evaluación física de acuerdo con la distribución en las áreas de operación.

En el nivel 7 de azotea, se consideró carga viva de 100 kg/m², que es el valor que marca el Reglamento, y 100.0 kg/m² adicionales por equipo de aire acondicionado, ver tabla IV.1.

Con los cortantes estáticos se obtuvieron las rigideces de piso de los distintos marcos de la estructura, en las dos



PLANTA TIPO



MARCOS ADICIONALES EJES 1 Y 5

FIG. IV.1-PLANTA Y MARCOS EJES 1 Y 5

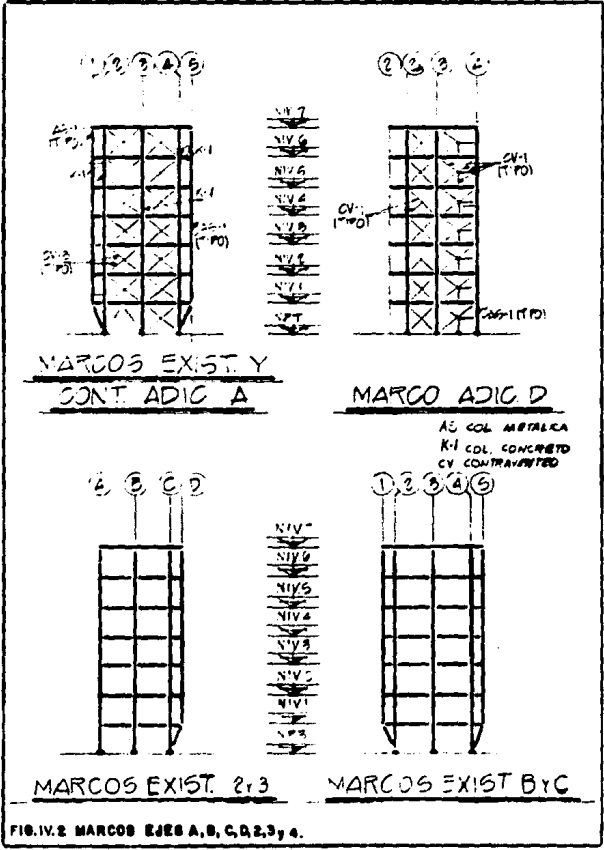


FIG. IV.2 MARCOS EJES A, B, C, D, 2, 3 y 4.

NIVEL	PESO (ton.)
7	244.0
6	288.0
5	309.0
4	288.0
3	334.0
2	338.0
1	333.0
TOTAL = 2,134.0	

TABLA. IV.1 PESOS POR NIVEL.

direcciones ortogonales. Esta determinación se hizo mediante computadora.

En la tabla IV.2, se presentan las rigideces obtenidas para cada marco y por entrepiso.

Para el análisis dinámico, con las rigideces determinadas en cada dirección, se estableció la matriz de flexibilidades que multiplicadas por la matriz diagonal de masas nos proporcionó la matriz dinámica, cuyas raíces características representan los recíprocos de los cuadrados de las frecuencias angulares naturales de los diversos modos de vibración de la estructura, y cuyos vectores característicos representan las configuraciones de los diversos modos.

A partir de estos datos, se determinaron los periodos naturales de cada modo, así como sus coeficientes de participación en la forma de vibrar de la estructura.

Posteriormente se obtuvieron los desplazamientos absolutos de los distintos niveles con la siguiente expresión:

$$\Delta_{ij} = A_j \frac{(C_j)}{(P_j)^2} S_{ij}$$

en la cual :

Δ_{ij} = Desplazamiento absoluto del piso i en el modo j .

C_j = Coeficiente de participación del modo j .

P_j = Frecuencia angular natural del modo j .

S_{ij} = Desplazamiento del nivel i en el modo j .

j = Ordenada del espectro en el modo j .

$A_j = a_j \times c \times g$; donde:

a_j = Valor obtenido de acuerdo con el periodo.

c = Coeficiente sísmico estático.

g = Aceleración de la gravedad.

Una vez conocidos los desplazamientos reales (desplazamientos relativos de un nivel respecto al inmediato inferior), basta multiplicar por la rigidez del piso del nivel, para conocer el cortante dinámico en dicho piso en el modo considerado.

El cortante dinámico final se obtuvo con la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los cortantes de los tres primeros modos de vibración, o sea:

$$V_d = \sqrt{V_1^2 + V_2^2 + V_3^2}$$

Estos cortantes, se repartieron entre los marcos de cada sentido en forma proporcional a la rigidez de piso de cada uno de ellos.

Todas las operaciones mencionadas anteriormente, se hicieron por medio de computadora.

Se determinaron los centros de torsión en los niveles de la estructura y se calcularon las excentricidades torsionales, es decir, la distancia entre el centro de torsión y el punto de aplicación del cortante en el entrepiso, (medida perpendicular a la dirección del cortante).

El momento torsional se hizo:

$$MT_i = V \times e$$

- $e = (1.5 e_s) + (0.1b)$; δ
 $e = e_s - (0.1b)$, la más desfavorable para cada marco.
 V = Fuerza cortante en el piso.
 e = Excentricidad especificada, máxima o mínima.
 e_s = Excentricidad calculada.
 b = Mayor dimensión en planta del piso en el sentido --
 normal a la dirección del movimiento del terreno.

Se verificó que la excentricidad calculada (e_s), no excediera de 20% de la dimensión en planta de cada nivel en la dirección de la excentricidad.

Este momento produce incrementos y decrementos en el cortante directo de los marcos. De hecho, los cortantes correspondientes a un marco cualquiera, en un nivel determinado fueron:

$$V_{ai} = V_{dai} \pm \frac{(M_{ti}) (K_{ai}) (d)}{(\sum K_{iy} X^2) + (\sum K_{ix} Y^2)}$$

En la cual

V_{ai} = Cortante total en el marco "a" del nivel i.

V_{dai} = Cortante directo en el marco "a" -- del nivel i.

M_{ti} = Momento de torsión del nivel i.

K_{ai} = Rigidez del marco "a" en el nivel i.

$(\sum K_{iy} X^2 + \sum K_{ix} Y^2)$ = Suma de los productos de la rigidez de marcos por el cuadrado de sus distancias al centro de torsión.

d = Distancia de marco al centro de --

torsión.

Cabe mencionar que se combinaron los efectos de las componentes horizontales del terreno, tomando en cada dirección el 100% de los efectos de torsión en un sentido más o menos el 30% de los efectos de torsión del otro.

En la tabla IV.3, se presentan los valores de las fuerzas cortantes de diseño, obtenidas según los análisis descritos; con estas fuerzas cortantes aplicadas en cada nivel de marco, se procedió a determinar los elementos mecánicos por medio de un programa de computadora.

De los resultados observados, se estudiará el caso de los marcos ejes 1 y 5, los cuales son los que contribuyen con el mayor porcentaje de resistencia a las fuerzas sísmicas, por su elevada rigidez, que se destacan con (*) en la tabla IV.2.

El análisis de marcos por cargas gravitacionales se realizó considerando los pesos debidos a las cargas muertas mas cargas vivas en su área tributaria, además de las reacciones de las trabes secundarias en su caso. El análisis se hizo por medio de programa de computadora.

Para los análisis de los marcos por cargas gravitacionales y fuerzas sísmicas, se tomaron en cuenta las hipótesis y teorías de la elasticidad, las propiedades elásticas como el módulo de elasticidad del concreto y del acero.

En las figuras IV.3, IV.4 y IV.5 se muestran los elementos mecánicos obtenidos en el análisis por cargas gravitacionales y por fuerzas sísmicas, con sus respectivos valores sin factorizar.

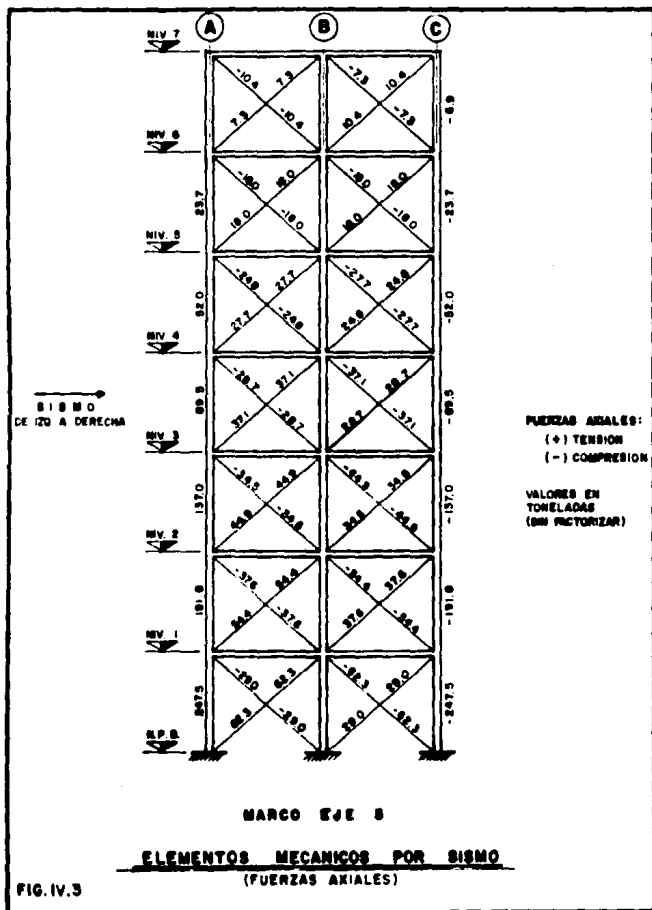
**TABLA IV. 2 VALORES DE LAS RINDECES DE ENTREPISO
(TON. M)**

ENTREPISO							
MARCO (EJE)	1	2	3	4	5	6	7
A	37,668.0	22,668.0	20,995.0	18,843.0	16,633.0	13,870.0	9,400.0
B	6,657.0	4,347.0	3,995.0	3,696.0	3,070.0	2,220.0	1,234.0
C	6,657.0	4,348.0	3,990.0	3,513.0	2,872.0	2,115.0	1,210.0
D	47,652.0	32,799.0	25,545.0	20,420.0	16,309.0	11,882.0	6,174.0
(M)	37,085.0	28,844.0	18,088.0	13,814.0	10,545.0	7,156.0	3,767.0
2	11,394.0	6,878.0	6,861.0	5,607.0	4,453.0	3,314.0	3,580.0
3	8,136.0	5,108.0	4,857.0	4,174.0	3,804.0	2,573.0	1,848.0
4	7,515.0	4,961.0	4,081.0	3,587.0	2,981.0	2,201.0	1,306.0
5(M)	37,085.0	28,844.0	18,088.0	13,814.0	10,545.0	7,156.0	3,767.0

* Valores máximos en marcos ejes adorno.

**TABLA IV. 3 VALORES DE LAS FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO
(TON.)**

ENTREPISO							
MARCO (EJE)	1	2	3	4	5	6	7
A	151.4	140.5	135.4	120.8	101.5	74.2	41.5
B	22.6	22.5	22.1	19.9	16.2	10.5	4.9
C	22.3	21.3	21.8	19.8	16.2	11.4	6.2
D	161.8	161.6	141.4	117.4	94.1	64.6	32.9
1	135.3	136.1	113.7	94.8	76.0	52.0	21.8
2	39.9	34.6	41.6	37.2	31.2	23.4	20.2
3	25.0	23.2	25.1	24.8	22.1	16.5	10.1
4	27.7	24.9	26.4	25.3	21.9	16.5	9.0
5	143.1	142.5	123.1	101.7	81.3	55.7	27.5



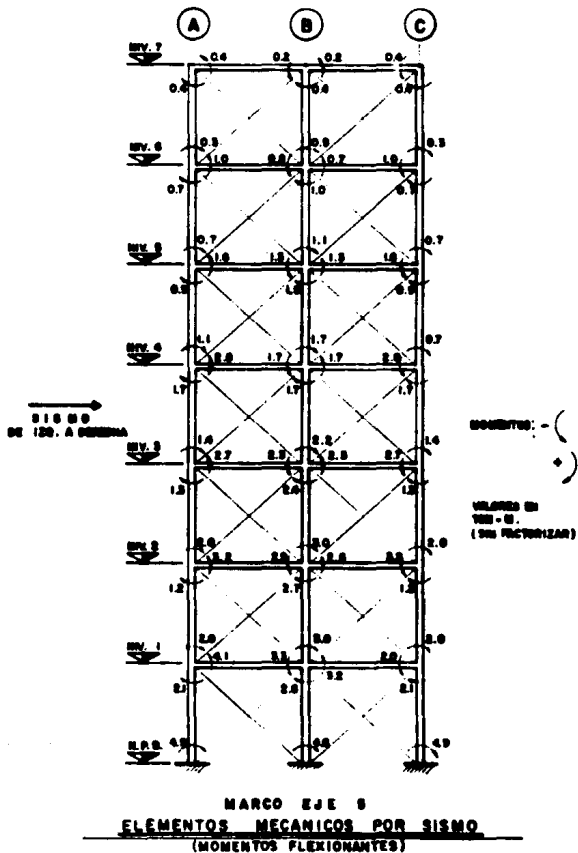


FIG. IV. 4

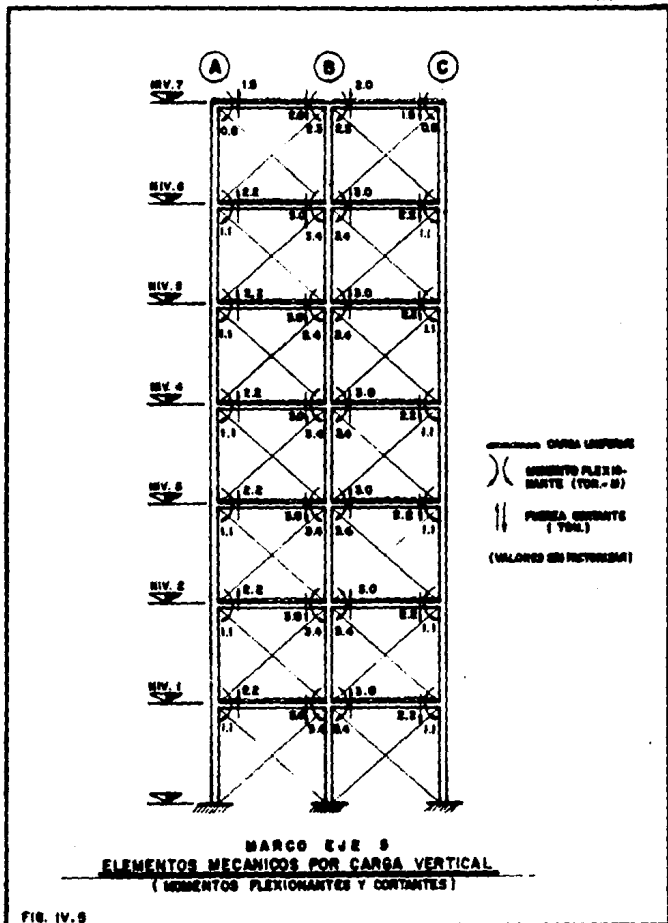


FIG. IV. 3

Dentro de los objetivos de la reestructuración, estaba el de reducir los desplazamientos horizontales, en ambas direcciones, a rangos menores del límite máximo establecido en las Normas de Emergencia, el cual corresponde a $0.008H$. En el caso que nos ocupa el valor de este límite era de 29.10 cm., para una altura (H) de 36.4 m.

Los valores de los desplazamientos horizontales obtenidos para las direcciones "X" e "Y", se presentan en la tabla IV.4. En dicha información se puede observar que estos valores resultaron mucho menores al límite máximo permisible.

IV.2 Diseño de la superestructura.

A continuación se presentan los criterios de diseño estructural considerados para la reestructuración de la Central Roma-Torre.

Según el Reglamento de Construcciones del Departamento del D.F., toda estructura y cada una de sus partes deberán diseñarse para cumplir con los requisitos básicos siguientes:

1. Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.
2. No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación.

NIVEL	DESPLAZAMIENTO TOTAL (cm)	
	DIRECCION X (ejes letra)	DIRECCION Y (ejes numero)
7	8.61	9.99
6	7.60	8.65
5	6.37	6.92
4	4.99	5.20
3	3.57	3.57
2	2.16	2.09
1	0.87	0.84

TABLA IV. 4 DESPLAZAMIENTOS DE LA ESTRUCTURA CONTRAVENTADA.

El cumplimiento de estos requisitos se comprobará con los procedimientos establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para cada material y tipo de estructura, según sea el caso.

Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de la estructura o cualesquiera de sus componentes incluyendo las cimentaciones, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de deformaciones, agrietamiento, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En el diseño de toda estructura deberán tomarse en cuenta los efectos de las cargas muertas, de las cargas vivas, del sismo y del viento, cuando este último sea significativo.

De acuerdo con los criterios mencionados, se procede al diseño de los miembros estructurales propuestos y revisión de los existentes.

Una vez conocidos los elementos mecánicos, en las secciones de los miembros resistentes, tales como fuerzas axiales, cortantes y momentos flexionantes, producidos por las acciones o sollicitaciones a que se supuso sometida la estructura, se procedió al diseño estructural.

Como ya se había destacado, en los marcos contraventeados adicionales (ejes A y D; 1 y 5), se

obtuvieron los mayores elementos mecánicos para diseño. Los marcos existentes sin contraventeo presentaron elementos mecánicos bajos, quedando su resistencia original aceptable, puesto que las columnas se habían reforzado inmediatamente después del sismo, por lo tanto éstos marcos no requieren refuerzo para la etapa de restructuración definitiva.

Bajo estas consideraciones se presenta el criterio para el dimensionamiento estructural de uno de los marcos contraventeados en la dirección "Y", (eje 5) ya que es uno de los que forman parte importante del sistema estructural nuevo para resistir las fuerzas sísmicas, según se infiere por los resultados obtenidos del análisis.

Del estudio de los elementos mecánicos obtenidos en dicho marco, se observa que éste se comporta como una armadura vertical empotrada en la cimentación, ya que las fuerzas que se presentan son básicamente compresiones y tensiones axiales, con momentos flexionantes muy bajos. Esto ocurre en los elementos de borde, a manera de cuerdas de una armadura, y en los contraventeos diagonales. Los máximos valores de fuerzas axiales ocurren en los primeros pisos y tienden a disminuir gradualmente en los niveles superiores, véase figura IV.3.

Siendo el efecto de compresión axial en combinación con flexión el más importante en este caso, fue conveniente sistematizar el diseño de los miembros del marco, para cada nivel según los valores obtenidos en ellos aplicando los conceptos teóricos de diseño en forma tal que se pudieran obtener dimensionamientos adecuados y prácticos, en los que la resistencia de diseño de todos los miembros fuera mayor o igual que las fuerzas o momentos internos.

En las siguientes páginas se presentan ejemplos para el dimensionamiento de las secciones de algunos miembros

estructurales. Así como detalles de algunas conexiones entre elementos estructurales, como columnas traveses y contraventeos en estructura metálica y en estructura de concreto, ver figuras IV.6 a IV.12.

IV.3 Analisis de la cimentación.

La alternativa elegida para la reestructuración de la superestructura, realizada principalmente a base de marcos metálicos contraventeados perimetrales, induce durante eventos sísmicos considerables esfuerzos de carga concentradas bajo las zonas de influencia en la cimentación, donde convergen los marcos mencionados. Esto ocurre en el nivel de arranque de las columnas de los marcos ejes A, C, 2 y 4.

Por este motivo fue necesario revisar la capacidad de la cimentación existente, la cual estaba formada por un cajón de compensación y pilotes de control, ver figura IV. 13, bajo la acción de las sollicitaciones por cargas permanentes más cargas sísmicas.

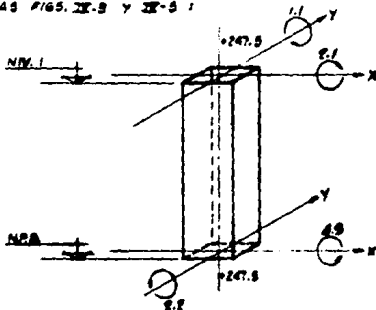
Para ésta revisión se siguió el procedimiento siguiente:

- a) Determinación por medio de un estudio de mecánica de suelos, de las propiedades y características que presenta el subsuelo donde se ubica la Central Rosa-Torre.
- b) Evaluación de la capacidad del subsuelo, ante las sollicitaciones mencionadas en función del tipo de cimentación existente.

EJEMPLO DE DISEÑO DE UNA COLUMNA

DIMENSIONAMIENTO DE LA COLUMNA AS-1 DE GRILLA DEL MARCO EJE 5,
TERMINO DE N.P.B. A NIV. 1.

DE LAS FIGS. IX-3 Y IX-5 :



ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS :

COMPRESION MAXIMA : $P = 247.5 \text{ TON}$

MOMENTOS MAXIMOS $M_X = 2.2 \text{ TON-M}$

$M_Y = 4.9 \text{ TON-M}$

SE DISEÑA POR EL METODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES DE LAS
N.E.C. PARA ESTRUCTURAS DE ACORD CON EL REGLAMENTO DE CON-
STRUCCIONES DEL D.P.

LA PIEZA ESTA SOMETIDA A FLEXI-COMPRESION.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION DE COLUMNA, FORMADA POR 4
PLACAS SOLDADAS, DE ACERO A-36 DE $f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$



AREA : $A = 2402 \text{ CM}^2$

INERCIA : $I_x = I_y = 96,555.0 \text{ CM}^4$

MOD. DE SECCION : $S_x = S_y = \frac{I}{Y} = 2088 \text{ CM}^3$

RADIO DE GIRO : $r_x = r_y = \sqrt{I/A} = 18.1 \text{ CM}$

SECCION

El dimensionamiento se hará de modo que se satisfagan las siguientes dos condiciones:

$$\frac{P/A}{f_a} + \frac{Cm_x (M_x/S_x)}{(1 - P/A) f_{bx}} + \frac{Cm_y (M_y/S_y)}{(1 - P/A) f_{by}} \leq 1.0 \dots \dots (1)$$

$$\frac{P/A}{0.60 f_y} + \frac{M_x/S_x}{f_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{f_{by}} \leq 1.0 \dots \dots (2)$$

Si $\frac{P/A}{f_a} \leq 0.15$, se puede usar la siguiente expresión en lugar de las (1) y (2):

$$\frac{P/A}{f_a} + \frac{M_x/S_x}{f_{bx}} + \frac{M_y/S_y}{f_{by}} \leq 1.0$$

Las literales tienen los siguientes significados:

- P = fuerza axial en condiciones de servicio
- M_x, M_y = momentos flexionantes en condiciones de servicio alrededor del eje X y del Y, respectivamente
- A = área de la sección transversal
- f_a = esfuerzo admisible si la pieza trabajara solo a compresión axial
- f_{bx}, f_{by} = esfuerzos admisibles si la pieza trabajara solo a flexión alrededor del eje X o solo a flexión alrededor del eje Y.

$$f_{bx} = \frac{12 E^2 S}{25 (K_L/r_x)^2}$$

$$f_{by} = \frac{12 E^2 S}{25 (K_L/r_y)^2}$$

K_L y r_{Lx} = longitudes efectivas de pandeo en el plano del momento M_x y M_y , respectivamente.

Cm_x y Cm_y = coeficientes que dependen de la ley de variación de cada uno de los momentos flexionantes, a lo largo del eje de la columna.

BAJO LA COMBINACION DE CARGAS PERMANENTES, CARGAS VIVAS Y CARGA ACCIDENTAL, LOS VALORES ADMISIBLES SE INCREMENTARAN 33%.

REVISION DE LA RELACION ANCHO A ESPESOR, DE LAS PLACAS SOMETIDAS A COMPRESION DEBIDA A LA FLEXOCOMPRESION :

$$(b/c)_{\text{LIM}} = \frac{8000}{\sqrt{f_y}} = 99.7$$

$$\text{SI } b = 95 \text{ CM Y } t = 1.6 \text{ CM}$$

$$b/c = \frac{95}{1.6} = 59.4 \leq (b/c)_{\text{LIM}} = 99.7 \therefore \text{SE CUMPLE Y TODA LA SECCION ES EFECTIVA.}$$

LONGITUDES EFECTIVAS DE PANDERO :

CONSIDERANDO $K_x = K_y = 1.0$, SEGUN LAS CONDICIONES DE PUNTO DE APOYO DEL ELEMENTO

$$K_Lx = K_Ly = 1.0 \times 9.0 = 9.0 \text{ CM} :$$

RELACIONES DE EJE EJES.

$$\frac{K_Lx}{r_x} = \frac{K_Ly}{r_y} = \frac{9.0}{2.1} = 4.3$$

POR LO TANTO

$$f_e = 1908 \text{ KG/CM}^2 \times 1.99 = 1786 \text{ KG/CM}^2$$

$$P/A = \frac{247,500.0}{214.0} = 1156.5 \text{ KG/CM}^2$$

$1156.5/1786 = 0.65 > 0.15 \therefore$ SE APLICA LA EXPRESION (1), PARA LA CUAL SE OBTIENEN LOS SIGUIENTES VALORES.

$$C_{Mx} = C_{My} = 0.85$$

$$f_{e1x} = f_{e1y} = 1786 \text{ KG/CM}^2 \times 1.99 = 3554.0 \text{ KG/CM}^2$$

$$f_{b1x} = f_{b1y} = 0.6 f_y = 1520 \text{ KG/CM}^2 \times 1.99 = 3024.8 \text{ KG/CM}^2$$

$$M_x/S_x = \frac{220,000}{1088} = 202.1 \text{ KG/CM}^2$$

$$M_y/S_y = \frac{490,000}{1088} = 450.4 \text{ KG/CM}^2$$

SUSTITUYENDO ESTOS VALORES EN LA EXPRESION (1) SE OBTIENE EL SIGUIENTE RESULTADO.

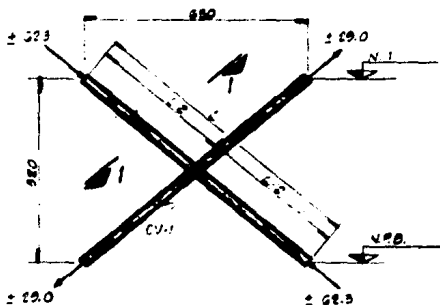
$$0.67 + \frac{0.85 \times 202.1}{\left(1 - \frac{1156.5}{3554.0}\right) 3021} = \frac{0.85 \times 450.4}{\left(1 - \frac{1156.5}{3554.0}\right) 3021} =$$

$$0.67 + 0.05 + 0.12 = 0.84 < 1.0$$

LA SECCION ES ADECUADA

EJEMPLO DE DISEÑO PARA UN CONTRAVENTADO

DIMENSIONAMIENTO DEL CONTRAVENTADO CV-1 DEL MARCO EN B,
TRAMO DE NRB. A NIV. I.
DE LAS P65. II-4 Y II-5.

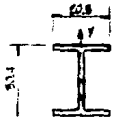


ELEMENTOS MECANICOS MAXIMOS

TENSION O COMPRESION MAXIMA : $P = 62.9$ TON.

LA PIEZA ESTA SOMETIDA A COMPRESION O TENSION, YA QUE PUEDEN CAMBIAR DE SENTIDO LAS FUERZAS INTERNAS DEPENDIENDO DE LA DIRECCION DEL VIENTO.

PROPIEDADES GEOMETRICAS DE LA SECCION, SE PROPONE UN PERFIL LAMINADO TIPO IPR 12"x 8" = 59.8 KG/M, DE ACERO



$$\begin{aligned} \text{AREA: } A &= 76.1 \text{ CM}^2 \\ \text{RADIO DE } I_x &= 19.0 \text{ CM} \\ \text{R.P.D. } I_y &= 4.90 \text{ CM} \\ I_x &= 6930 \text{ KG.CM}^2 \end{aligned}$$

SECCION I-1

NOTA: LA DESIGNACION Y LAS PROPIEDADES DEL PERFIL SE TOMARON DEL MANEJO. ANMSA.

SE DISEÑARÁ POR EL MÉTODO DE ESFUERZOS ADMISIBLES DE LAS NTC. PARA ESTRUCTURAS DE ACERO DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL A.S.

EL DIMENSIONAMIENTO SE HARA DE MODO QUE SE SATISFICARAN LAS SIGUIENTES CONDICIONES:

A) COMPRESION:

$$P_u = A f_u \dots \dots \dots (3)$$

$$\text{SI } KL/r \geq (KL/r)_c ; f_u = \frac{12\pi^2 E}{25(KL/r)^2} \dots \dots \dots (4)$$

$$\text{SI } KL/r < (KL/r)_c ; f_u = \frac{12}{25} \left[1 - \frac{(KL/r)^2}{(KL/r)_c^2} \right] f_y \dots \dots \dots (5)$$

$$(KL/r)_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{f_y}} = 6940 / \sqrt{f_y}$$

B) TENSION

$$T_u = A f_t \dots \dots \dots (6)$$

$$f_t = 0.6 f_y$$

EN LAS ECUACIONES ANTERIORES LAS LITERALES TIENEN LOS SIGUIENTES SIGNIFICADOS:

- $(KL/r)_c$ RELACION DE ESDELTOS QUE SEPARA LOS INTERVALOS DE PUNDO ELASTICO E INELASTICO
- P_u RESISTENCIA DE DISEÑO DE UN ELEMENTO A COMPRESION
- ϕ COEFICIENTE ADIMENSIONAL QUE ES FUNCION DE LA RELACION DE ESDELTOS DE LA PIEZA COMPRESIDA, QUE VARIA DE 1.15 A 1.0.
- E MODULO DE ELASTICIDAD DEL ACERO (KG/CM^2)
- T_u RESISTENCIA DE DISEÑO DE UN ELEMENTO A TENSION
- f_u ESFUERZO PERMISIBLE A TENSION

DIMENSIONAMIENTO A COMPRESION:

CALCULO DE LA LONGITUD DE PUNDO MAS CRITICA: CONSIDERANDO $K_x = 1.0$ Y $K_y = 1.2$; SEGUN LAS CONDICIONES DE FRONTERA DEL ELEMENTO

EL PUNTO DE INTERSECCION DE LOS CONTRAVIENTOS SE CONSIDERA COMO ARIOSTRAMIENTO PARA AMBOS SENTIDOS DE PUNDO.

$$L_y = L_x = 6.00 \text{ m}$$

$$L_y = L_x = 416.2 \text{ cm}$$

$$L_{md} = \sqrt{(6.5)^2 + (3.2)^2} = 892.4 \text{ cm}$$

$$K_x L_x / P_x = 1.0 \times 416.2 = 51.0$$

18.0

$$K_y L_y / P_y = 1.2 \times 416.2 = 107.0 \text{ RIGE ESTA RELACION}$$

490

PARA ACERO $\lambda = 96$:

$$(K L / P)_c = 6340 / \sqrt{2530} = 126 > 106$$

∴ SE USARA LA EXPRESION (5)

INTERPOLANDO $\beta = 1.08$ Y SUSTITUYENDO VALORES

$$f_a = \frac{12}{29} \left[1 - \frac{(102)^2}{2(RG)^2} \right] 2530 (1.08); \text{ EFECTUANDO OPERACIONES :}$$

$$f_a = 887 \text{ KG/CM}^2$$

POR SER CARGA ACCIDENTAL :

$$f_a = 887 \times 1.33 = 1180 \text{ KG/CM}^2$$

APLICANDO LA EXPRESION (3); SE OBTIENE LA CAPACIDAD A COMPRESION DEL CONTRAVIENTO CU-1.

$$P_R = 76.1 \times 1180 = 89.8 \text{ TON.}$$

 $P_R > P_{RAAL}$ ∴ LA SECCION ES ADECUADA PARA ESTA CONDICION.

SE OBSERVA QUE LA SECCION ESTA SOBRESA POR RESISTENCIA A COMPRESION, Y PODRIA PENSARSE EN UTILIZAR UN PERFIL MENOR, PERO POR LA RESISTENCIA QUE PROPORCIONA AL MARCO Y QUE NOS AYUDA A RESTRINGIR EL DESPLAZAMIENTO DENTRO DE LO PERMISIBLE; NO CONVIENE DISMINUIR O REDUCIR EL PERFILES PROPUESTO EN EL ANALISIS DEL MARCO Y REVISADO SU DIMENSIONAMIENTO.

DIMENSIONAMIENTO POR TENSION :

$$f_t = 0.6 \times 2530 = 1520 \text{ KG/CM}^2$$

POR SER CARGA ACCIDENTAL : $f_t = 2021 \text{ KG/CM}^2$

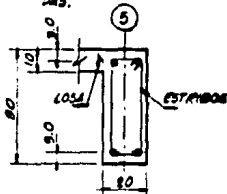
SUSTITUYENDO EN LA EXPRESION (6)

$$T_R = 76.1 \times 2021 = 153.1 \text{ TON}$$

$T_R > T_{MAX}$; LA SECCION ES ADECUADA Y ESTA SOBRESA, LO CUAL INDICA QUE LA CONDICION DE DISEÑO QUE REGIÓ FUE LA DE COMPRESION

EJEMPLO DE REVISIÓN DE TRABE EXISTENTE

EN VISTA DE NO CONTARSE CON LA INFORMACIÓN ESTRUCTURAL DE LAS TRABES EN CUESTIÓN, SE OPTÓ POR SUPONER APARADOS MÍNIMOS PARA LA SECCIÓN EXISTENTE, Y EN BASE A ESTOS DETERMINAR LA RESISTENCIA DE DICHO MIEMBRO, COMPARÁNDOSE POSTERIORMENTE CON LOS ELEMENTOS MECÁNICOS ACTUANTES Y PODER DETERMINAR SI SE DEJABAN EN LAS CONDICIONES EXISTENTES O BIEN REFORZARLAS.



SECCIÓN DE TRABE DEL
EJEMPLO

$$f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$b = 80 \text{ cm}$$

$$h = 80 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 77 \text{ cm}$$

NOTA - f_c Y F_y TAMBIÉN SE SUPLENEN, YA QUE POR LA FECHA DE CONSTRUCCIÓN DEL INMUEBLE ESTOS REQUISITOS DE MATERIALES NI ERAN DE MUCHA APLICACIÓN.

PORCENTAJE MÍNIMO: $P_{\text{MIN.}} = 0.008 (bd)$ SEGUN N.T.C. 1976

$$A_s \text{ MIN.} = 0.008 \times 80 \times 77 = 204 \text{ CM}^2$$

SE CONSIDERARÁN 2 VARILLAS DEL $\# 8$ CON $A_s = 1.97 \times 2 = 394 \text{ CM}^2$

ELEMENTOS MECÁNICOS DE DISEÑO: (NI AJUSTADOS POR SU FACTOR DE CARGA)

FLEXIÓN: $M_u = 7.86 \text{ T-M}$ (CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SIGNO)

CORTANTE: $V_u = 7.15 \text{ TON}$ (CARGAS GRAVITACIONALES MÁS SIGNO)

A) REVISIÓN A FLEXIÓN:

CONSIDERANDO LAS EXPRESIONES DE LAS NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL R.C.R.F. 1976:

$$M_u = \phi R_n \leq \phi (1 - \rho) f_c b d^2 \dots \dots \dots (7)$$

donde:

ϕ = MOMENTO RESISTENTE DE DISEÑO

R_n = FACTOR DE RESISTENCIA IGUAL A 0.9

$$\rho = \frac{A_s}{b d} ; \quad \rho = \frac{A_s}{b d} \quad \begin{array}{l} A_s \text{ ES EL AREA DE ACEPO} \\ d \text{ Y } b \text{ ANCHO Y PERalte EFECTIVO} \\ \text{DE LA SECCIÓN RESPECTIVAMENTE.} \end{array}$$

f_y ESFUERZO ESPECIFICADO DE FLEXION DEL ACERO DE REFUERZO

$$f_c = 0.85 f_c' \quad \text{Y} \quad f_c' = 0.8 f_c$$

f_c RESISTENCIA ESPECIFICADA DEL CONCRETO A COMPRESION

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION (7):

Y HACIENDO $P = P_{MIN}$, SE OBTIENE $q = 0.077$

$$M_R = 0.9 (80) (77) (185) (0.077) [1 - 0.8 (0.077)]$$

$$M_R = 10.75 \text{ T-M} > 7.66 \text{ T-M}$$

POR LO TANTO LA CANTIDAD MINIMA SUPUESTA, HACE QUE LA SECCION TENGA SUFICIENTE CAPACIDAD A FLEXION Y NO SE REQUIERE REFORZO ADICIONAL.

(b) REVISION POR CORTANTE:

CONSIDERANDO LAS EXPRESIONES DE LAS N.T.C. PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO DEL R.C.D.F. DE 1976.

PARA MIEMBROS DE ESTE TIPO:

$$\text{SI } P < 0.01 \quad VCR = 9R \text{ O} (0.2 + 90P) \sqrt{f_c'} \dots \dots \dots (8)$$

$$\text{SI } P \geq 0.01 \quad VCR = 0.9 R \text{ O} \sqrt{f_c'} \dots \dots \dots (9)$$

VCR: FUERZA CORTANTE DE DISEÑO QUE TOMA EL CONCRETO

R = 0.8 PARA FUERZA CORTANTE

POR HACER LA CONSIDERACION DE $P = P_{MIN}$, SE TIENE QUE APLICAR LA EXPRESION (8):

$$VCR = 0.8 (80) (77) (0.2 + 90 \times 0.0029) \sqrt{180} = 4.2 \text{ TON} < V_u$$

LA SECCION REQUIERE ESTRIBOS, PARA TOMAR EL EXCEDENTE DE FUERZA CORTANTE QUE NO TOMA EL CONCRETO.

POR ELLO CONSIDERAMOS UN ARMADO MINIMO CONSISTE EN ESTRIBOS DEL # 8 A SEPARACION DE MEDIO PERALTE EFECTIVO, $(S = 77/8 = 9.6 \text{ CM})$.

ESTA S. POSICION TAMBIEN SE DAJO EN LAS RECOMENDACIONES DE LAS N.T.C. DEL R.C.D.F. 1976

$$V_b = V_u - VCR \text{ (FUERZA CORTANTE QUE TOMAN LOS ESTRIBOS)} = 715.42 = 8.95 \text{ TON}$$

$$V_b = 8.95 \text{ TON} \dots \dots \dots (10)$$

A) EN EL AREA DE REFUERZO POR TRAVES EN DIAGONAL COMPRESION EN LA DISTANCIA "B"

SUSTITUYENDO VALORES EN LA EXPRESION (10):

$$A_g = 2 (2.92) = 0.64 \text{ CM}^2$$

$f_y = 2580 \text{ KG/CM}^2$ ACERO DE ALTA RESISTENCIA

$$VSR = \frac{0.8 (0.64) (2580) (77)}{38.5} = 2.60 \text{ TON.}$$

$VSR > V_S$

SE ACEPTA, Y NO SE REQUIERE REFORZAR LA DISEÑO POR ESTE CONCEPTO.

EN AMBOS CASOS FLEXION Y CORTANTE SE HAN HECHO HIPOTESIS CONSERVADORAS.

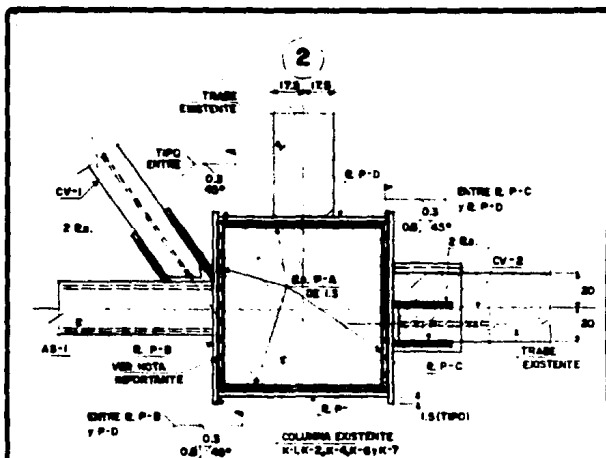


FIG. IX. 6. DETALLE DE UNIÓN ENTRE COLUMNA DE CONCRETO Y CONTRAVIENTOS METÁLICOS (PLANTA)

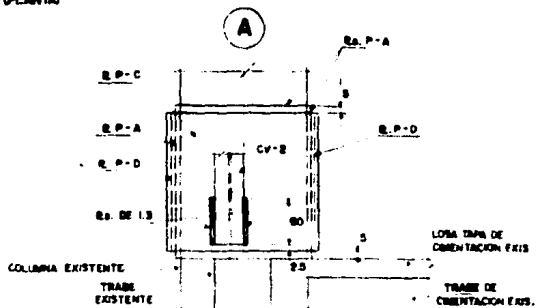
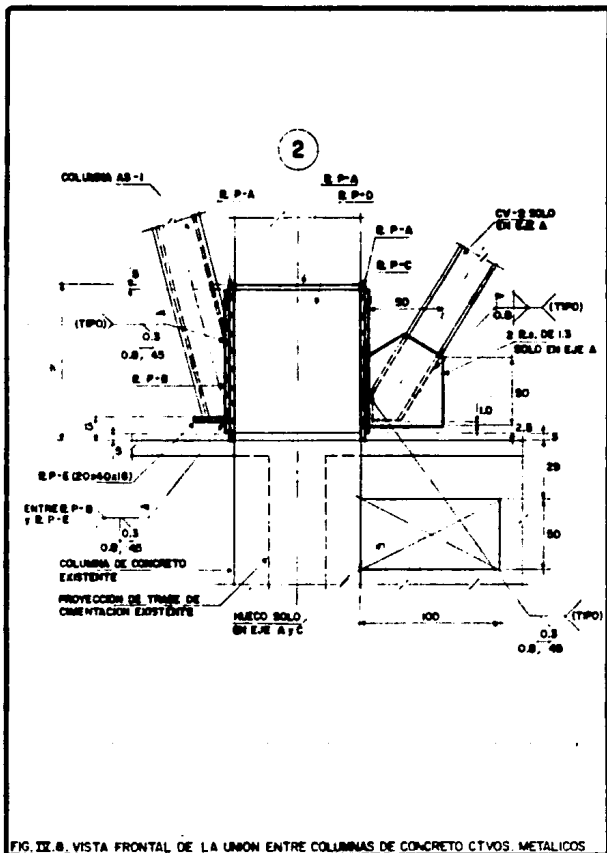


FIG. IX. 7. VISTA LATERAL DE UNIÓN ENTRE COLUMNA DE CONCRETO Y CTVOS METÁLICOS



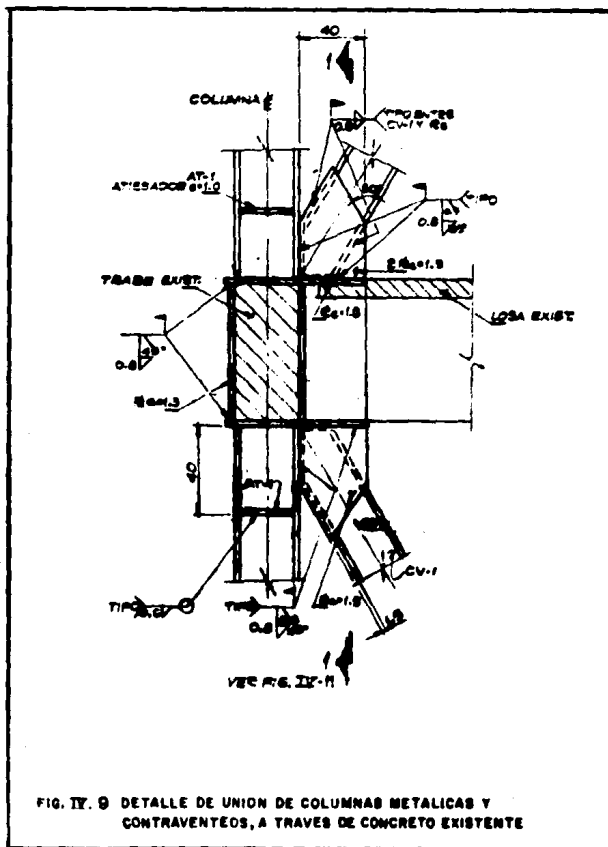


FIG. IX. 9 DETALLE DE UNION DE COLUMNAS METALICAS Y CONTRAVANTEOS, A TRAVES DE CONCRETO EXISTENTE

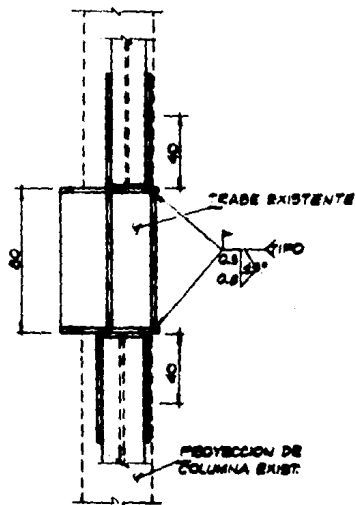
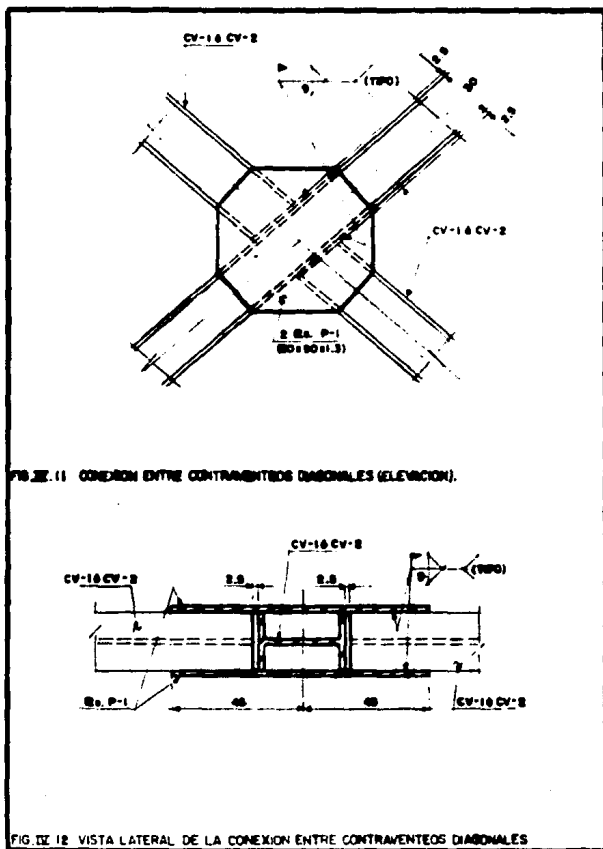


FIG. IV.10 VISTA LATERAL DE LA UNION DE COLUMNAS METALICAS A TRABES DE CONCRETO EXISTENTE



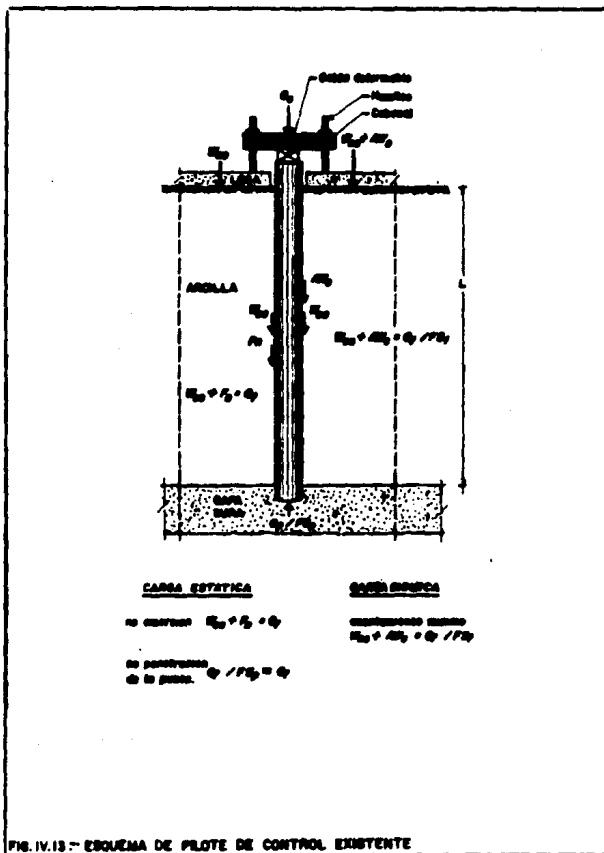


FIG. IV.13 - ESQUEMA DE PILETE DE CONTROL EXISTENTE

- c) En función del resultado de dicha evaluación, determinar si la cimentación existente cumple con las condiciones de seguridad y servicio, establecidas en las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones o bien si se requerirá de una recimentación.

Una vez conocidos los resultados del proceso mencionado, se obtuvo como consecuencia que era necesario reforzar la cimentación existente, puesto que no era capaz de cumplir con los requisitos de seguridad y servicio indicados en las Normas de Emergencia.

Por lo tanto se procedió a analizar una alternativa de recimentación que fuera compatible con la cimentación existente que permitiera en conjunto con la superestructura, cumplir con las normas mencionadas.

En tal contexto se abordará el análisis y planteamiento de las consideraciones que permitan llegar a la solución más adecuada.

La estructuración de la cimentación existente del edificio consiste en una del tipo parcialmente compensada, como se mencionó anteriormente, por medio de un cajón de cimentación y pilotes de control, hincados hasta la segunda capa resistente, ésta se encuentra a una profundidad de -40.0 m., medidos a partir del nivel de banqueta, formando en conjunto el sistema de cimentación que transmite las cargas al suelo.

De acuerdo a un sondeo efectuado, el subsuelo presenta la siguiente estratigrafía:

Superficialmente, y hasta una profundidad de 1.40 m. respecto al nivel de banquetta se encuentran materiales de relleno, formados por restos de cimentaciones antiguas, pedacera de tabique y firmes de concreto. En esta capa se estabilizó el nivel de aguas freáticas, a una profundidad de 1.0 m. respecto al nivel de banquetta.

Bajo los materiales de relleno, existe un estrato de 3.6 m. de espesor, formado por limos arenosos de alta compresibilidad y consistencia muy blanda, interceptado por una lente de arena pumítica.

La primera formación arcillosa, característica del subsuelo de la Ciudad de México, se localiza entre 5.0 m. y 27.8 m. de profundidad, y la constituyen arcillas de origen volcánico depositadas en un medio lacustre, que presenta alta compresibilidad.

A partir de una profundidad de 27.8 m., se inicia la llamada "primera capa resistente", formada por un limo gris de consistencia variable de compacta a muy compacta, y con un espesor de 5.4 m.

Esta primera capa resistente no es apropiada para el apoyo de los pilotes de punta ya que aunque es resistente, en este caso particular no se lograría capacidad de carga suficiente, dada la presencia de materiales compresibles subyaciéndola y además porque los pilotes antiguos están hasta los depósitos profundos.

Subyace a la capa resistente, la llamada "formación arcillosa inferior", está entre 33.2 m. y 36.8 m. de profundidad (también medidos respecto al nivel de banquetta), formada por arcillas de alta compresibilidad.

Finalmente el sondeo practicado fue llevado a 6.0 m. dentro de los "depósitos profundos", los cuales según las pruebas de laboratorio, se identifican como limos y arcillas arenosas de baja compresibilidad y de muy alta compacidad, estos materiales presentan alta resistencia y mínima deformabilidad.

Tomando en cuenta el tipo de cimentación existente, las propiedades y características que presenta el subsuelo, (según el procedimiento de revisión mencionado), se llega a la conclusión de que la única solución factible de recimentación, dentro de lo económico, consiste en emplear pilotes de punta apoyados en la segunda capa dura, haciendo uso de los existentes mas otros adicionales hasta satisfacer las nuevas solicitudes.

Para esta solución, se deberán seguir los siguientes puntos en el orden indicado:

- * Convertir los 30 pilotes existentes en pilotes fijos-- de punta.
- * Agregar los pilotes que se requieran (aprox. 30) tambien de punta.

En los párrafos siguientes se propone el procedimiento de cálculo y diseño, para garantizar el cumplimiento de las normas de emergencia.

A. Cargas permanentes y Cargas vivas de intensidad máxima.

1. Revisión considerando la suma de las capacidades de los pilotes individuales.

$$\Sigma Q \times F_c \leq N C_p$$

ΣQ = Suma de acciones verticales (Q) incluyendo el peso propio de la cimentación mostradas en la fig. IV.14 y la fricción negativa (FN).

F_c = Factor de carga = 1.5

C_p = Capacidad por punta de cada pilote.

N = Número de pilotes.

Por la cercanía entre el fondo de la losa y el nivel de aguas freáticas, no se considerará la contribución de la subpresión para disminuir las cargas actuantes, ya que debido a las fluctuaciones del nivel freático no sería conveniente tomarla en cuenta.

La capacidad de carga de los pilotes individuales está dada por la expresión:

$$C_p = (\bar{P}_v (N'q - 1) F_r + P_v) A_p$$

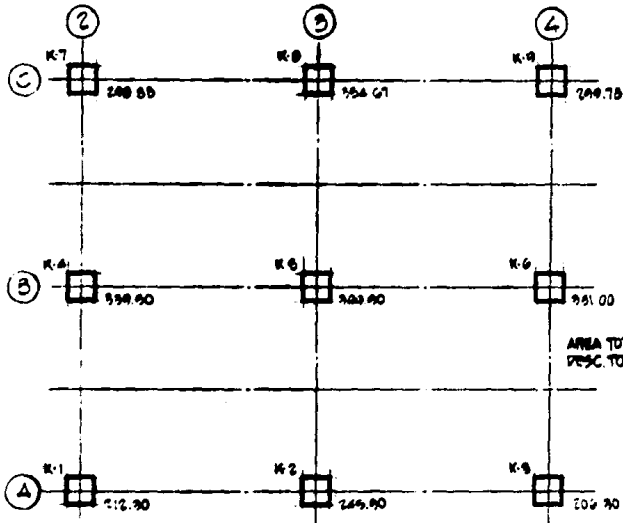
Considerando que todos los pilotes se apoyarán en la cota - 40.0 m. medidos a partir del nivel de banqueta, se tiene:

P_v = Presión vertical total debida al peso del suelo, a la profundidad de desplante de los pilotes igual a 51.0 ton/m².

\bar{P}_v = Presión vertical efectiva a la profundidad de desplante de los pilotes (17.71 ton/m²), menos el decremento debido a la fricción negativa ($\Delta Q = 5.75$ ton/m²).

$N'q$ = Coeficiente de la capacidad de carga. Se considerará un ángulo de fricción interna de los depósitos -

FIG. N.º 14 - DESCARGA POR CARGA VERTICAL (CARGA HORIZONTAL + VIENTO)



AREA TOTAL = 145.60 m²
DESC. TOTAL = 2667.09 TDN.

DESCARGAS A LA CIMENTACION POR CARGA VERTICAL

tos profundos de $\phi = 35^\circ$, correspondiente a un --
factor $N'q = 130$.

$F_r =$ Factor de resistencia = 0.35.

Reemplazando cada parámetro por su respectivo valor la capacidad de carga por punta sería $C_p = 591 A_p$.

Para pilotes de sección cuadrada de 45 cm. por lado se tienen:

$C_p = 119$ ton por pilote

$FN = 32$ ton.

La desigualdad quedaría:

$$(Q + 32 N) F_c < 119 N$$

2. Revisión considerando una pila de geometría igual a --
la envolvente del conjunto de pilotes.

$$\Sigma Q F_c < C_p$$

$\Sigma Q F_c =$ Suma de cargas incluyendo el peso propio de la --
cimentación y la fricción negativa, afectadas --
por un factor de carga $F_c=1.5$, ver figura IV.14.

$C_p = 540 A_e$

$FN = 32.0 (A_1/A_2)$

donde:

$A_e =$ Área transversal de la pila envolvente.

$A_1 =$ Área lateral del conjunto.

$A_2 =$ Área lateral de un pilote individual.

La desigualdad quedaría:

$$(\Sigma Q + 32 (A_1/A_2)) F_c < (540) (A_e)$$

Las acciones a revisar se muestran en la figura IV.14.

B. Cargas permanentes mas Cargas vivas de intensidad -- instantánea y Cargas accidentales mas críticas (sismo).

1. Revisión considerando pilotes individuales.

Se revisará que para cada pilote se cumpla la desigualdad siguiente:

$$ZQ Fc < Cp + FN$$

donde:

Fc = Factor de carga = 1.1

ZQ = Suma de acciones a tomar en cuenta por pilote en esta combinación considerando el incremento de esfuerzos debido a fuerzas accidentales, más la fricción negativa (FN), ver figuras IV.15 a IV.17.

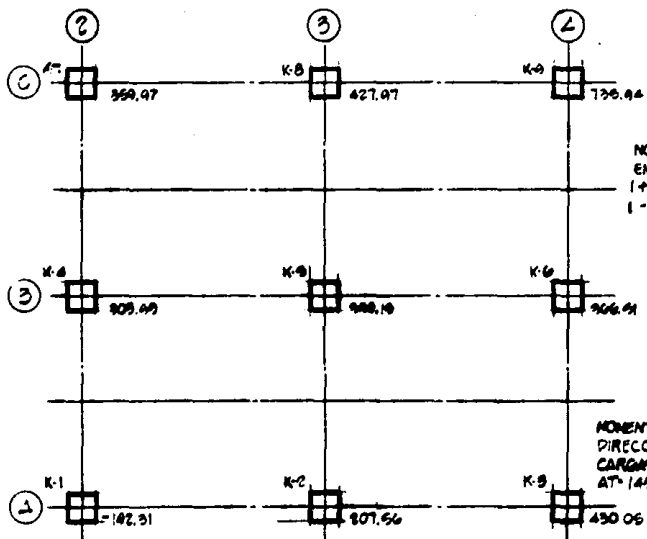
La desigualdad quedaría:

$$(ZQ + 32)Fc < 119 N \quad (\text{en ton.})$$

Para determinar la carga sobre cada pilote se utilizó el programa de computadora (Strudl II), que toma en cuenta marcos en el espacio, con un sistema de cargas permanentes y accidentales , obteniéndose los elementos mecánicos en las trabes de cimentación y pilotes, mismos que no están afectados por ningún factor de carga, ver figuras IV.18 y IV.19.

2. Revisión considerando una pila de geometría igual a -

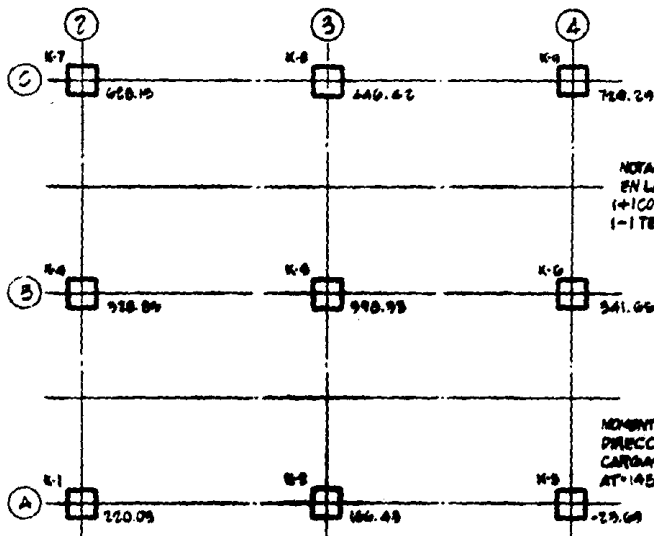
PA. N. B. - DESCARGA POR CARGA VERTICAL + CARGA ACCIDENTAL DIRECCION X



NOTAS:
EN LAS DESCARGAS
+ = COMPRESION
- = TENSION

MOMENTO DE VOLTEO EN
DIRECCION 'X' - TON-M
CARGAS = 6928.5 TON
AT = 145.6 m²

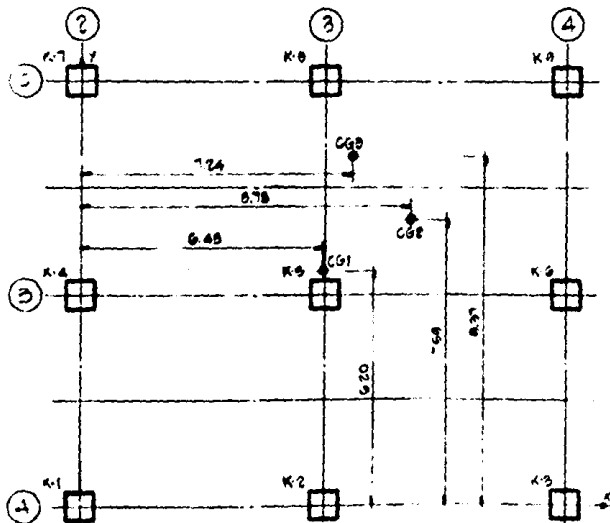
DESCARGAS POR CARGA VERTICAL MAS DESCARGAS POR SISMO
EN DIRECCION 'X' MAS 30% DE LAS DESCARGAS POR SISMO EN DIREC. 'Y'



NOTAS:
 EN LAS DESCARGAS
 (+) COMPRESION
 (-) TENSION

MOMENTO DE VOLTEO EN
 DIRECCION "Y" TON-M
 CARGAS = (0.958 G TON
 AT 145 G m²)

DESCARGAS POR CARGA VERTICAL MAS DESCARGAS POR SISMO
 EN DIRECCION "Y" MAS 30% DE LAS DESCARGAS POR SISMO EN DIREC. "X"

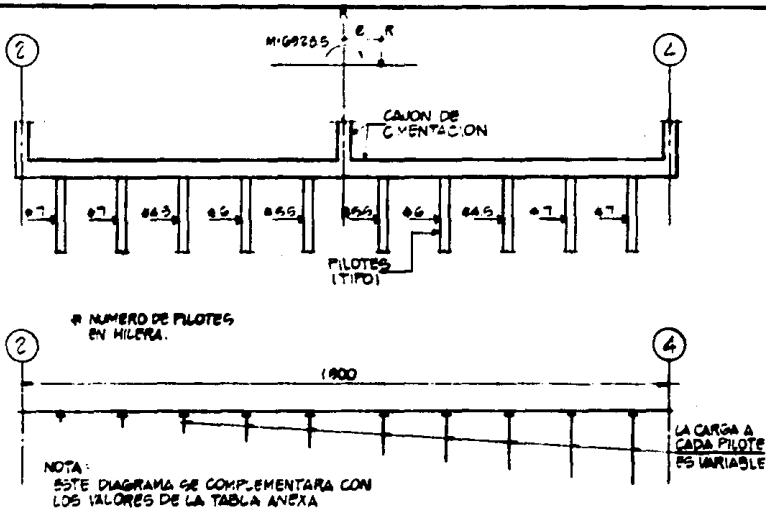


CG-1 - CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS VERTICALES

CG-2 - CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS VERTICALES MAS SISMO EN "X" DE SISMO "Y"

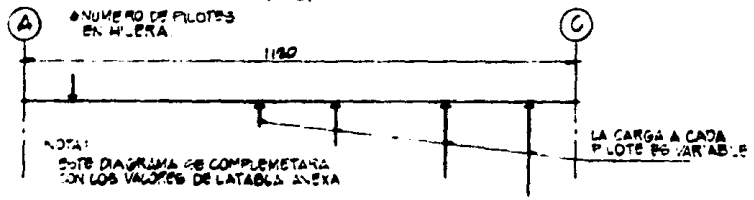
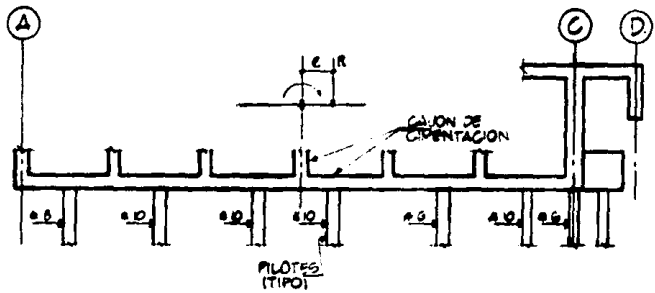
CG-3 - CENTRO DE GRAVEDAD DE CARGAS VERTICALES MAS SISMO EN "Y" DE SISMO "X"

CENTRO DE GRAVEDAD EN LA CIMENTACION DE LOS DIFERENTES SISTEMAS DE DESCARGA



FUERZAS Y MOMENTOS SOBRE PILOTES $(CV + Sx + 30\% Sy)$

FIG. N° 19 - ELEMENTOS MECANICOS EN PILOTES



FUERZAS Y MOMENTOS SOBRE PILOTES (CV + 5y + 30% Sx)

la envolvente de conjunto de pilotes.

$$\sum Q F_c < C_p$$

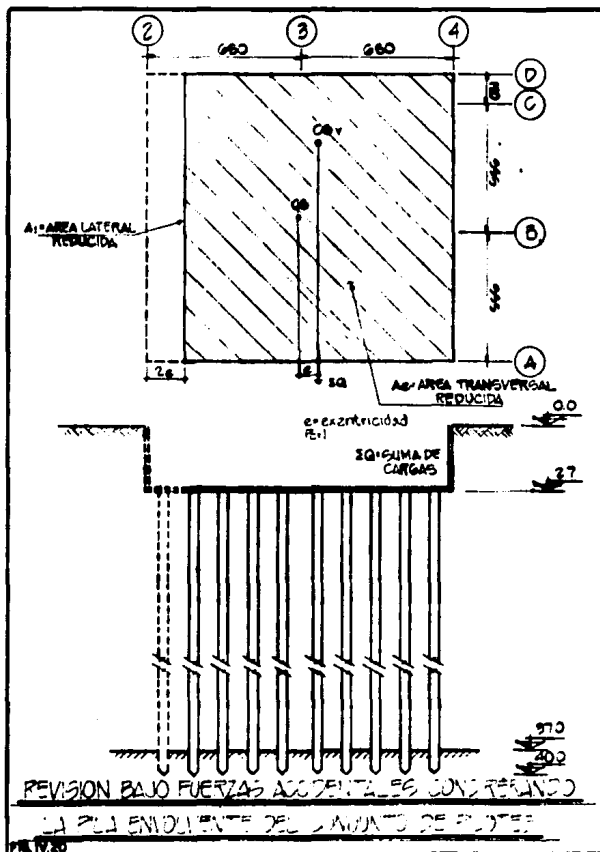
Q = Suma de acciones a tomar en cuenta considerando el peso propio de la cimentación, la fuerza adicional debida a cargas accidentales y la fricción negativa (FN), ver figura IV.20.

La desigualdad quedaría:

$$(\sum Q + 32 (A_1/A_2)) F_c < 540 A_e$$

El área reducida A_e será la que resulte de disminuir al ancho y/o largo real, una distancia igual a $2e$ (e =excentricidad) dependiente del sentido en que se estén revisando las fuerzas accidentales de acuerdo a lo indicado en la fig. IV.20.

Los programas de descentralización de Telmex, permitirán reducir el equipo y con ello eliminar el último nivel, lo anterior en un lapso de 6 años, obteniendo con ello reducción en las solicitaciones, incrementándose el factor de seguridad, presentándose la posibilidad de desligar algunos pilotes de la cimentación con el objeto de reducir los efectos de fricción negativa y así mismo disminuir la potencialidad de daños a estructuras colindantes, redundando en un mejor comportamiento estructural de conjunto a largo plazo.



IV.4 Diseño de la recimentación.

Con base a los resultados del análisis de la recimentación, la cimentación existente se verá sometida a cargas concentradas debidas a los pilotes adicionales, lo cual condujo a la necesidad de plantear un refuerzo estructural de la losa y traves de cimentación existentes como la adición de traves.

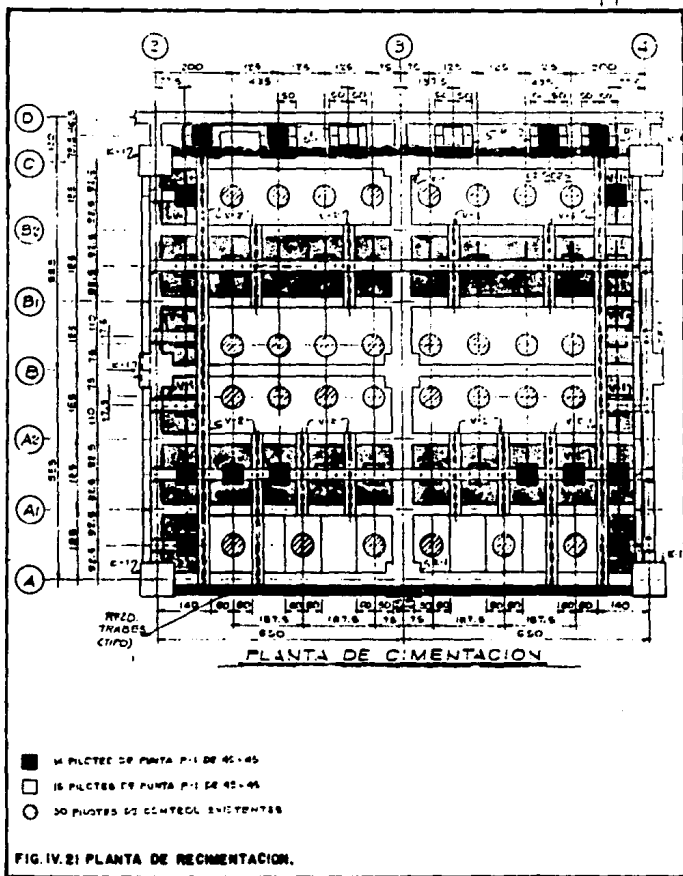
Para determinar los elementos mecánicos de diseño, se planteó una reticula de cimentación que tomará en cuenta las propiedades geométricas de la cimentación existente, así como los resultados del análisis geotécnico.

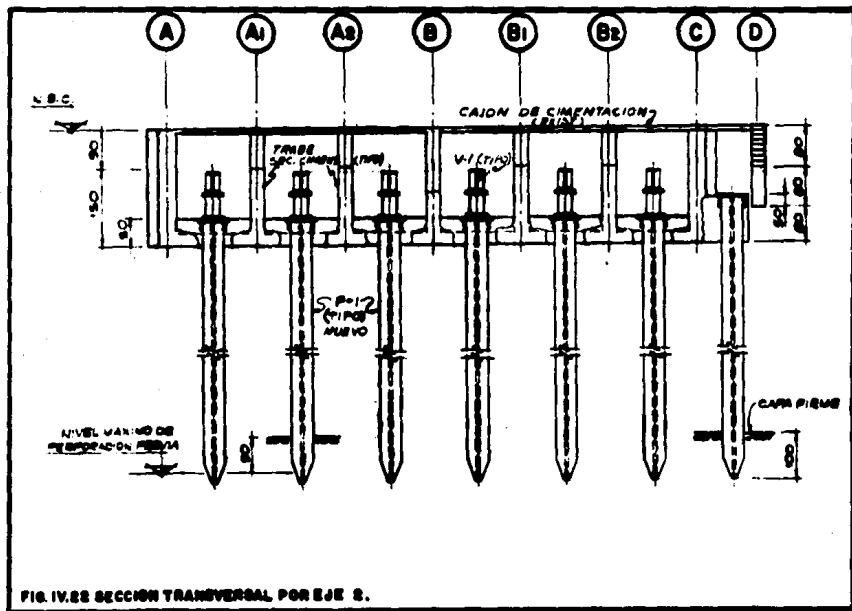
Con la ayuda de una computadora y de un programa para análisis de estructuras, se determinaron los elementos necesarios para la revisión y diseño de la cimentación propuesta con su reestructuración, bajo la acción de cargas permanentes y la combinación con las cargas accidentales.

El diseño estructural de la recimentación a que se llegó según las consideraciones mencionadas, queda definido de la siguiente manera, ver figuras IV.21 y IV.22.

Las contratraves secundarias de los ejes A-1, A-2, B-1 y B-2, se incremento su peralte para capacitarlas por el apoyo que proporcionan a las traves adicionales metálicas (V-2), que son las que reciben las traves V-1 en las cuales se apoyan directamente los pilotes.

Las contratraves principales perimetrales de los ejes A, C, 2 x 4, se reforzaron aumentando su espesor del orden de 25 cm., manteniendose el peralte existente.





El reforzamiento de las trabes de cimentación deberá ser capaz de absorber los elementos mecánicos que ocasionan las cargas verticales y los momentos de volteo provocados por sismo, fundamentalmente.

Las fuerzas laterales se tomarán con la trabe perimetral y si ésta no fuera suficiente se tomará la contribución del extremo superior de los pilotes (5.0 m.), y del empuje pasivo con un factor de seguridad de 3.0, ver figura IV.23.

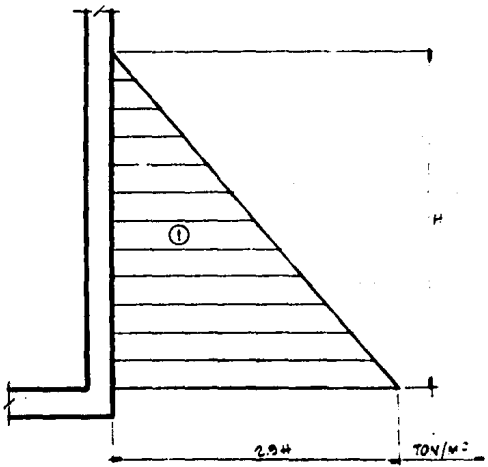
Entre los ejes C y D, se colocaron dados de concreto para recibir pilotes adicionales, los cuales se anclaron a la contratrase del eje C y la losa.

La losa de cimentación en las zonas sombreadas, se incrementó en su peralte del orden de 1.5 veces el existente, debido a los efectos de los nuevos pilotes.

El retiro de los dispositivos reguladores y transformación de los 30 pilotes existentes, se hará de tal forma de que bajo cada columna exista suficiente capacidad resistente en el momento de hacer la transferencia, tomando en cuenta los pilotes nuevos.

El criterio de diseño de los refuerzos descritos se basó en las consideraciones establecidas en las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Departamento del D.F.

En las figuras IV.24 a IV.26, se presentan detalles de refuerzo de la cimentación, mismos que contienen los resultados descritos.



① EMPUJE DESDO AL SUELO

NOTA: LOS VALORES EN EL DIAGRAMA DEBERAN AJUSTARSE POR UN FACTOR DE SEGURIDAD (1.5)

EMPUJE PASIVO

FIG. IV.23 EMPUJES LATERALES EN ORIENTACION

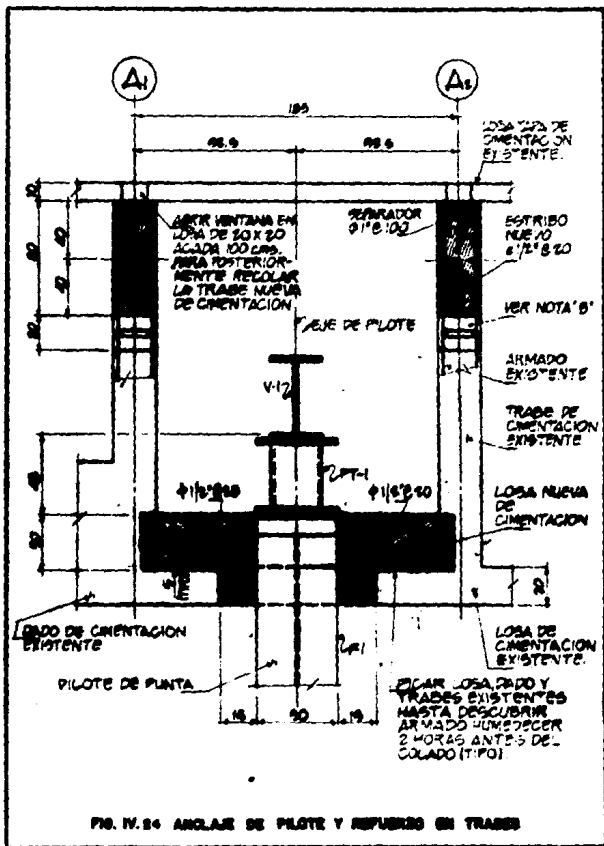
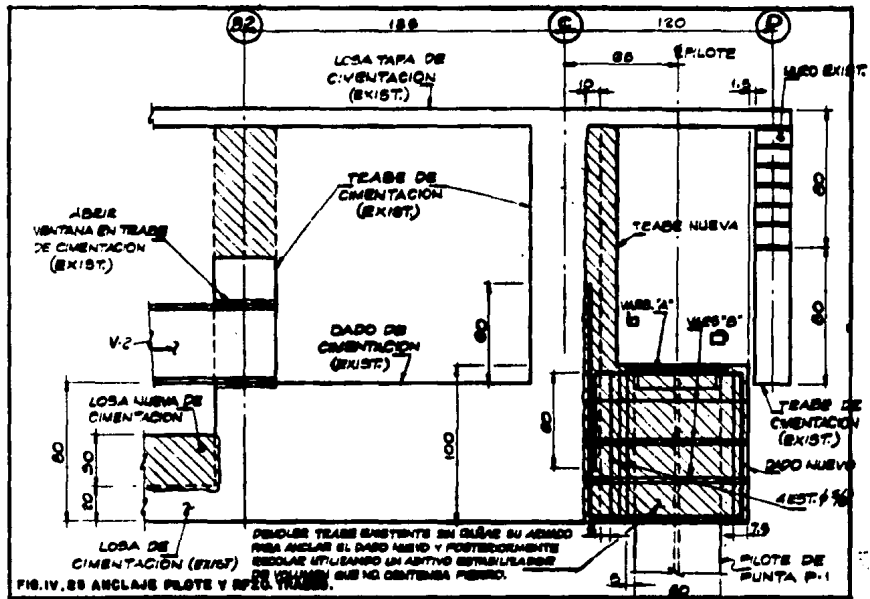
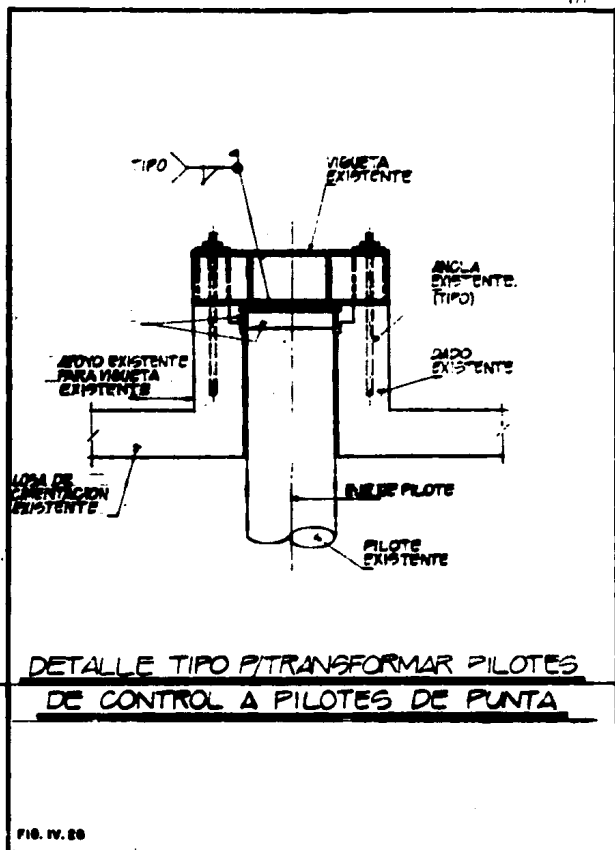


FIG. IV. 24 ANCLAJE DE PILOTE Y REFUERZO EN TRASES





**CAPITULO V. PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO**

V. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

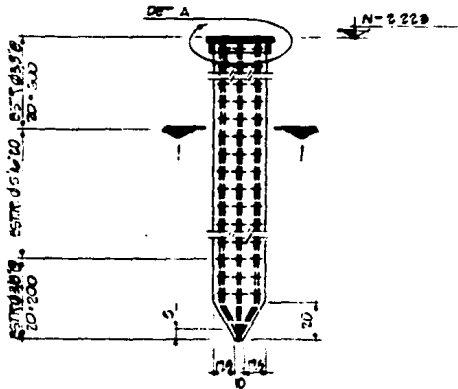
V.1 Recimentación

La recimentación de la Central Roma-Torre, consistió esencialmente en agregar pilotes de punta a los de control que ya tenía, alcanzando con ello la capacidad de carga necesaria, eliminando los mecanismos de control en los existentes para que también trabajen como de punta. El arreglo que tienen estos pilotes se muestran en la fig. IV.21 y IV.22, donde se observa que la distribución de los pilotes adicionales se concentra en el perímetro de la cimentación. Esto obedece a la influencia de los marcos contraventeados, incorporados en el perímetro del edificio. Cabe aclarar que para el caso del eje A, los pilotes se localizaron hacia el interior de la cimentación, por encontrarse pilotes existentes en esa zona, pero aún dentro del área de influencia del marco.

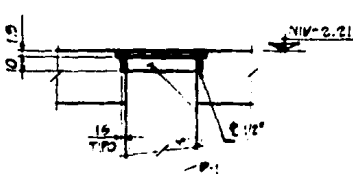
Los pilotes nuevos fueron de sección cuadrada de 45 cm. por lado y 40 metros de longitud, ver fig. V.1, fabricados en segmentos de 1.50 metros de longitud, con juntas de placa de acero que se soldaron en campo a medida que fueron hincados.

Los pilotes se fabricaron en taller, sobre una mesa de colados de 4.45 metros de ancho por 40.0 metros de longitud. Sobre esta mesa se colocaron camas de 9 pilotes hasta en seis niveles.

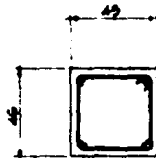
La cimbra fue de madera y se colaron los pilotes completos. Para su colado se colocaron a los segmentos de



DETALLE TIPO DE
PILETAS DE PUNTA P-1



DETALLE A



CORTE 1-1

FIG.VI PILETE ADICIONAL CARACTERISTICAS.

1.50 metros puntos de soldadura en las uniones, garantizando así su linealidad y continuidad. Antes de mover los pilotes, se esperó a que estos tuvieran la resistencia necesaria numerándose sus tramos para una correcta secuencia y control adecuado del hincado de estos elementos.

Para llevar a cabo el hincado de los pilotes, se abrieron ventanas en las losas de planta baja y cimentación con pistolas eléctricas, a través de las cuales se realizó la perforación previa al hincado, ver fotografía V.1.

La perforación se llevó a cabo mediante la técnica de remoldeado de materiales por "batido" hasta la capa firme de apoyo, utilizando una broca de perforación del tipo de corona, ver figura V.2, porque el movimiento vertical del suelo es pequeño y por ello no desarrolla el efecto de bombeo, que siempre se presenta con la utilización de brocas helicoidales.

El hincado de los pilotes se hizo en tramos de 1.50 metros, como se mencionó anteriormente, con mecanismos de carga hidráulicos empotrados en las contratraves; la longitud de los tramos estuvo condicionada por el espacio vertical disponible en el cajón de cimentación, ver fotografías V.2 a V.6.

El apoyo del sistema hidráulico consistió en una retícula provisional de traves metálicas empotradas en huecos realizados en las contratraves, ver figura V.3.

La fuerza de reacción axial para el hincado de los pilotes, se desarrolló con un gato hidráulico de doble acción de 100 toneladas de capacidad y 33 cm. de carrera.

La secuela y orden de hincado, se hizo en primer término a partir de las esquinas y posteriormente hacia el centro de

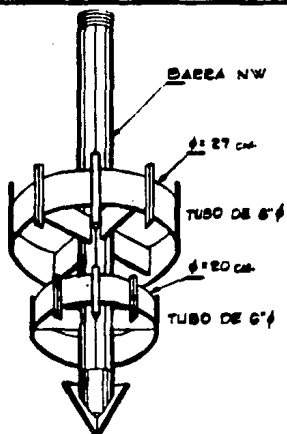


FIG. V.2

BROCA BATIDORA

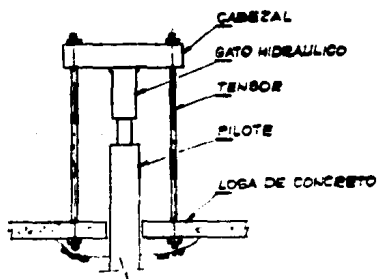


FIG. V.3 SISTEMA DE CARGA P/EL PILEADO

la central ya que ello obedecía a la disposición de los marcos adicionales de rigidez perimetrales.

Los refuerzos de las trabes de cimentación se iniciaron cuando el hincado de pilotes alcanzaba el 40 % de avance aproximadamente, es decir 12 pilotes completos.

Estos refuerzos consistieron en incrementar el peralte de trabes secundarias y el ancho de las trabes principales, y en consecuencia también el acero de refuerzo.

Se iniciaron los trabajos de refuerzo de trabes por la del eje A-1, continuando con las de los ejes A-2, B-1 y B-2, (secundarias), y paralelamente se reforzaron las trabes de los ejes C, 5, 2 y A, en ese orden, ver fotografías V.7 a V.9.

En la etapa de refuerzo de éstas trabes de cimentación, aproximadamente cuando se tiene un 80 % de avance del refuerzo de las trabes secundarias y al inicio del refuerzo de las principales; se inicia el refuerzo de la losa de cimentación en las zonas donde se adicionaron pilotes, ver figura IV.24.

Simultáneamente en ésta etapa se inicia la colocación de las vigas metálicas V-2 y V-1, que recibirán los pilotes nuevos, transmitiendo las cargas de la estructura recibidas por las trabes de cimentación a los pilotes apoyados en la capa resistente del subsuelo, a través del anclaje de éstas vigas en las trabes de cimentación, lográndose con las preparaciones correspondientes previstas en las contratrabes existentes, ver fotografías V.10 a V.14.

Al término del hincado de los pilotes, de los refuerzos de contratrabes y de losas, así como la colocación de las vigas V-1 y V-2, se procede a la conexión de los pilotes a la

cimentación reforzada, a través del descabezado de los mismos, anclaje de acero de refuerzo del pilote y colado monolítico con la losa de cimentación; concluyéndose el proceso de recimentación.

Durante la realización de los trabajos mencionados se tuvieron que realizar ajustes para librar los obstáculos provocados por los cables telefónicos, ver fotografías V.15 a V.17.

V.2 Super-estructura.

La reestructuración de la superestructura, implicó un procedimiento constructivo con un alto grado de dificultad, lo cual requirió de un gran esfuerzo interdisciplinario para la correcta ejecución de la obra.

Como se mencionó en capítulos anteriores, la reestructuración de la superestructura consistió en colocar marcos metálicos contraventeados adosados perimetralmente a la estructura original de concreto.

La posición y ubicación de los marcos requería llevar a cabo una serie de trabajos de protección al equipo telefónico y al personal operativo durante el proceso constructivo. Por ello fue necesario implementar un procedimiento constructivo que permitiera realizar los trabajos de reestructuración de acuerdo al proyecto, afectando en forma mínima al equipo.

Se debería tener en cuenta la saturación de equipos, cableados y áreas de circulación, que implicaban algunas interferencias para el desarrollo de los trabajos y en algunos casos era indispensable mover dichas instalaciones

para colocar los elementos de la estructura de reestructuración.

Otro problema era la demolición de los muros de fachada, ya que en su lugar se colocarían los marcos de acero y contraventeos, la demolición provocaría polvo que podría dañar el equipo por lo que se tenía la imperiosa necesidad de protegerlo temporalmente tanto del polvo como del intemperismo. No olvidando que el servicio telefónico no debería interrumpirse, como se mencionó en capítulos pasados, debido a la importancia de la central y por ser el enlace con otras centrales del área.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores se desarrolló un procedimiento constructivo acorde a las restricciones que se presentaban.

Los aspectos mas importantes o medulares del procedimiento fueron los siguientes:

- 1) Protección exterior de la Central.
- 2) Movimiento de instalaciones que interfieran.
- 3) Colocación de casillas metálicas en los nodos de la -- estructura de concreto existente.
- 4) Colocación de columnas metálicas.
- 5) Colocación de contraventeos metálicos.
- 6) Demolición del nivel 7 (existente).

La descripción de las etapas en que se desarrollaron los conceptos señalados es la siguiente:

La protección de la central se llevó a cabo mediante la colocación de lonas perimetrales soportadas por una

estructura ligera temporal, anclada en el nivel de azotea y cada uno de los entrepisos del edificio.

Esta estructura se fijo a las losas de concreto de cada nivel, y además sirvió para soportar las pasarelas de circulación exterior que se utilizarían para la realización de los trabajos de montaje de la estructura metálica, ver fotografías V.18 a V.21.

La colocación de camisas metálicas en los nodos de la estructura de concreto se realizó de los niveles inferiores a los niveles superiores, iniciando con aquellos que no representaban obstáculos o interferencias con equipo, y por último los que presentaban ese problema.

El montaje de las camisas metálicas se inicia simultáneamente con el hincado de los pilotes de la recimentación, ver programa de obra fig.V.4.

Cabe mencionar que los movimientos del equipo telefónico, cables y líneas que interferían, requirieron de trabajos especializados para no afectar el servicio telefónico; generándose con ello, retraso y avances lentos de los trabajos.

De esta manera el orden de colocación de las camisas se inició por el eje 1, continuando con los ejes 5, D y A, en ese orden, ver fotografías V.22,23,25 y 26.

El montaje de las columnas metálicas se inicia cuando se tenía el 90 % de avance en la colocación de las camisas.

El orden de montaje de las columnas fue el mismo que se adoptó en el montaje de las camisas, esto es de los niveles inferiores a los niveles superiores. Pero tomando en cuenta que hasta tener montadas todas las columnas del entrepiso, se

PROGRAMA DE REESTRUCTURACION CTL ROMA TORRE

CONCEPTO	T I E M P O (M E S E S)																														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
I CIMENTACION	C I M E N T A C I O N																														
I.1 HINCADO DE PILOTES																															
I.2 REPARACION DE HUECOS EN TRABES																															
I.3 REFUERZO TRABES SECUNDARIAS																															
I.4 REFUERZO TRABES PRINCIPALES																															
I.5 REFUERZO DE LOSAS DE CIMENTACION																															
I.6 COLOCACION DE VIGAS DE REACCION																															
I.7 REPARACION DE LOSA DE P.B.																															
II SUPERESTRUCTURA	S U P E R E S T R U C T U R A																														
II.1 COLOCACION DE NODOS METALICOS																															
II.2 REPARACION DE NODOS DEFECTUOSOS																															
II.3 REFUERZO Y AMPLIACION DE NODOS METALICOS																															
II.4 INYECCION DE NODOS METALICOS																															
II.5 PRESENTACION Y COLOCACION DE COLUMNAS																															
II.6 PRESENTACION Y COLOCACION DE C.V.																															
II.7 DEMOLICION 7° NIVEL																															

F.G.V.4 PROGRAMA DE OBRA.

continuaba con las del inmediato superior; con la finalidad de que en la siguiente etapa, colocación de los contraventeos, esta se hiciera en marcos paralelos y alternados, para evitar asimetrías en la rigidez de la estructura durante su reestructuración.

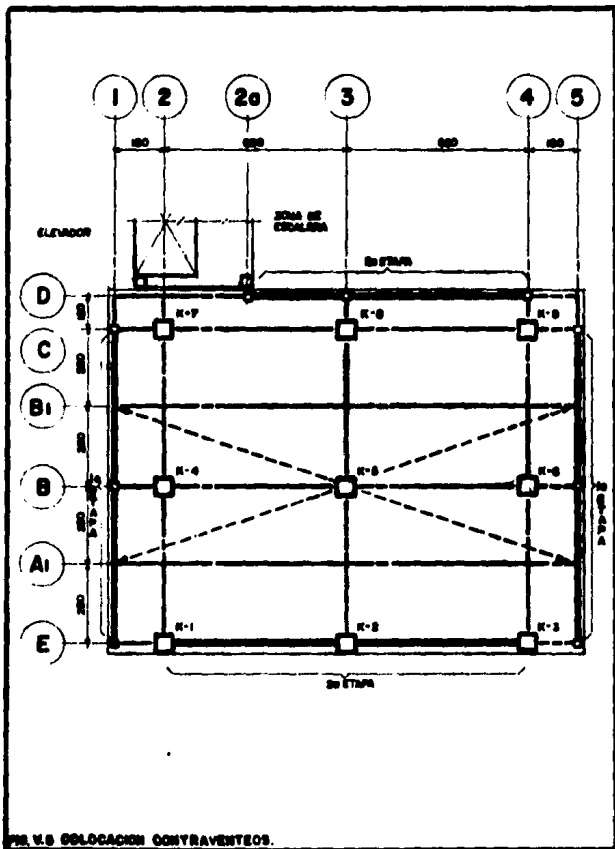
El montaje de los contraventeos, se realizó estableciéndose dos etapas por entrepiso, siguiendo el mismo ordenamiento de las camisas y columnas metálicas, consistentes en contraventear marcos paralelos y alternados, como se mencionó anteriormente. Esto es, como primera etapa eje 5 entre A y B, simultáneamente con el eje 1 entre B y C, continuando con el eje 5 entre B y C, simultáneamente con el eje 1 entre A y B, ver fotografías V.24,27 y 28.

En la segunda etapa de montaje de contraventeos, se inicia en el eje A entre 3 y 4, simultáneamente con el eje D entre 1 y 3; continuando con el eje A entre 1 y 3, y simultáneamente el eje D entre 3 y 4, ver figuras V.5 y V.6.

Al término de la colocación de las camisas se procedió a realizar la inyección de resina epóxica líquida entre las placas de las camisas y los elementos de concreto, (columna-trabe), para garantizar la unión entre ambos materiales.

Antes de finalizar los trabajos de recimentación y en la etapa intermedia del montaje de los contraventeos , se iniciaron los trabajos de demolición del nivel 7, ver programa de obra en figura V.4.

Esta demolición se hizo en la forma tradicional, estableciendo una secuencia de arriba hacia abajo. Previamente se desmonto y retiró el equipo telefónico existente en el piso inferior (nivel 6).



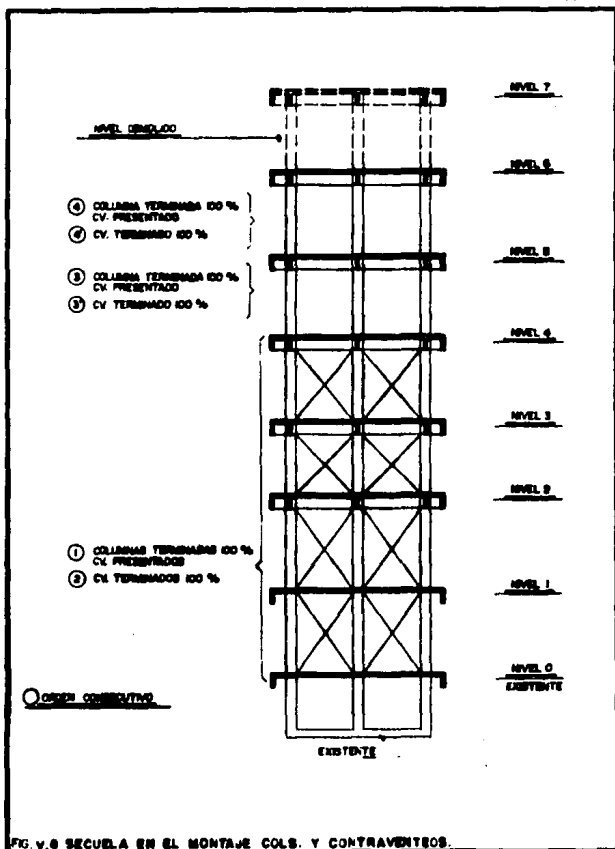


FIG. V. 8 SECURA EN EL MONTAJE COLS. Y CONTRAVIENTOS.

En primer término se demolieron las losas, de los tableros centrales, sin tocar las traveses que las soportaban. Posteriormente se procedió al corte de los armados de las losas demolidas, quedando las traveses libres para su demolición, siguiendo la misma secuencia que la de las losas.

Se continuó con la demolición de las columnas, hasta dejar muñones de 1.20 m. de altura aproximadamente, ver fotografía V.29.

Cabe mencionar que el piso del nivel 6 el cual tendría la función de azotea, recibió una preparación para proteger la losa de los impactos de las caídas por la demolición así como lo necesario para dar las pendientes requeridas e impermeabilización para su trabajo de azotea.

El movimiento de los escombros se hizo a través de canalones metálicos que desalojaban sobre la banqueta de la calle de Monterrey, previamente protegida por un tapial.

Se tuvo especial cuidado en sellar los tramos de canalón perfectamente para evitar la emisión excesiva de polvo.

Durante todo el proceso constructivo de reestructuración, fue importante la participación de los técnicos involucrados en el proyecto y la ejecución de la obra, tanto de las áreas de Telmex. (redes, equipo fuerza, etc.), como de la compañía contratista y supervisión.

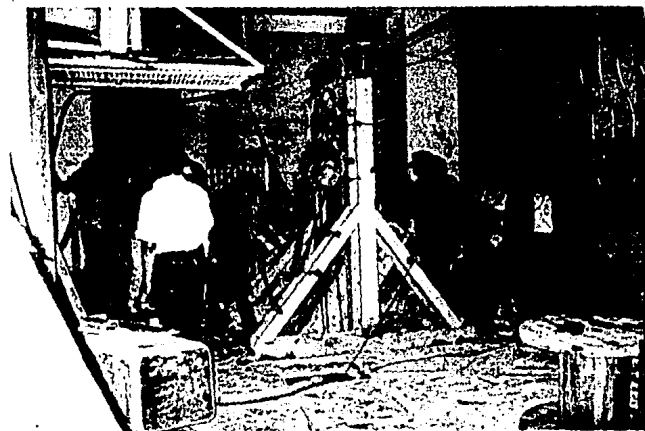
Hubo necesidad de modificar algunos de los detalles constructivos por las condiciones reales que se presentaron y que no se ajustaban a lo proyectado inicialmente en los planos originales ejecutivos.

Estas modificaciones o ajustes se evaluaron cuidadosamente para no afectar los criterios de análisis y diseño estructural establecidos en el proyecto original.

En la fotografía V.30 se puede observar el aspecto de la fachada sobre la calle de Monterrey, de la Central Roma-Torre después de haber realizado los trabajos de reestructuración; notese los contraventeos unidos a columnas y traves de concreto existentes.



FOT. V.1 HUECOS DE ACCESO EN LOSA DE P.B. PARA TRABAJOS DE REFUERZO.



FOT. V.2 DETALLE DEL PROCESO DE IZADO PARA TRAMOS DE PILETE.



FOT. V.3 POSICIONAMIENTO Y PLOMEO
DE TRAMO DE PILOTE.

FOT. V.4 ALINEAMIENTO FINAL DE
TRAMOS DE PILOTE.





FOT. V.5 DETALLE DEL PROCESO DE SOLDADURA ENTRE TRANOS DE PILOTE.

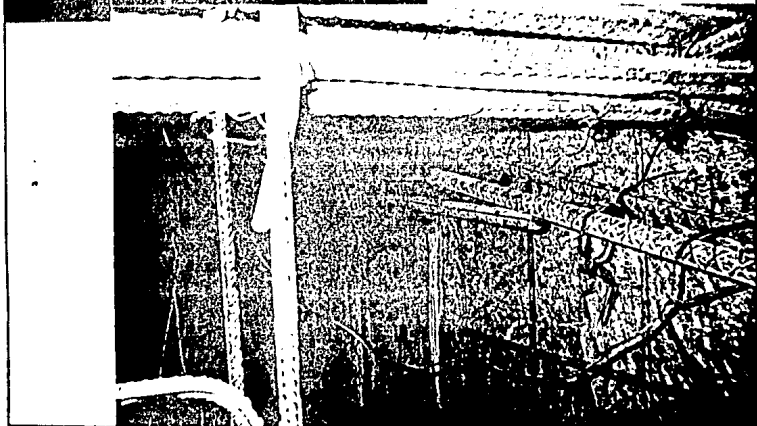


FOT.V.6 INSPECCION DE LA UNION SOLDADA ENTRE TRAMOS DE PILOTE.



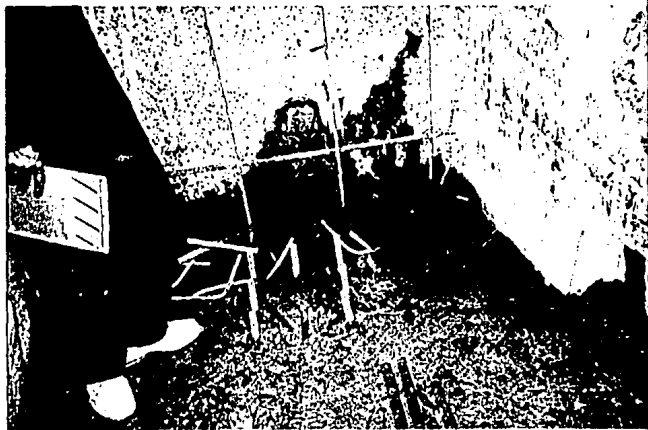
FOT.V.7 ARMADOS EXISTENTES DE
TRABES DE CIMENTACION PROCE-
SO DE ESCARIFICACION.

FOT.V.8 CRUCE DE ARMADOS EXIS -
TENTES Y NUEVOS, EN CONTRATRA-
BES DE CIMENTACION.





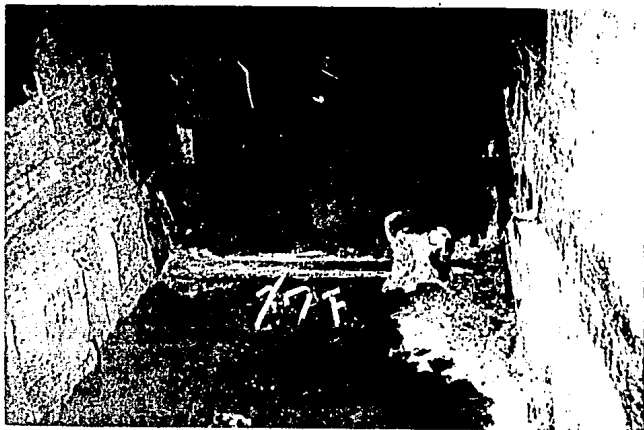
FOT.V.9 REFUERZO EN CONTRATRABE EJE "A"



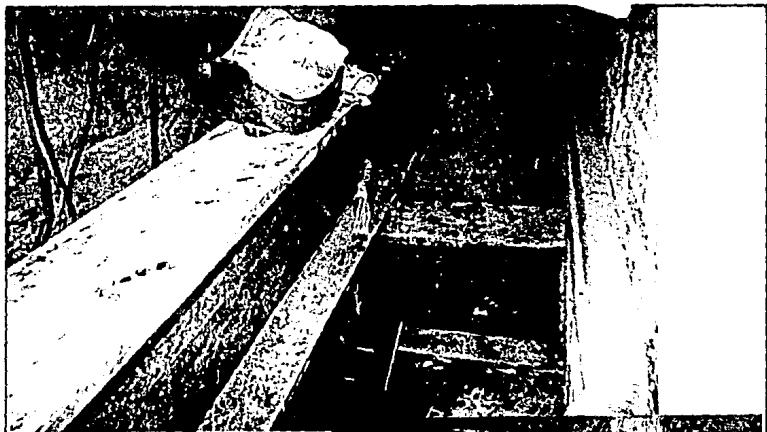
FOT.V.10 PREPARACION DE CABEZA DE PILOTE PARA ANCLAJE A SISTEMA DE VIGAS.



FOT.V.II VENTANA EN TRABE DE CIMENTACION PARA EMPOTRAR VIGAS METALICAS V-2.



FOT.V.I2 EMPOTRAMIENTO DE VIGAS V-2.



FOT.V.13 UNION VIGAS V-1 Y V-2



FOT.V.14 MODIFICACION A PILOTE
EXISTENTE Y CONVERTIRLO DE
PILOTE DE CONTROL A PILOTE
DE PUNTA .

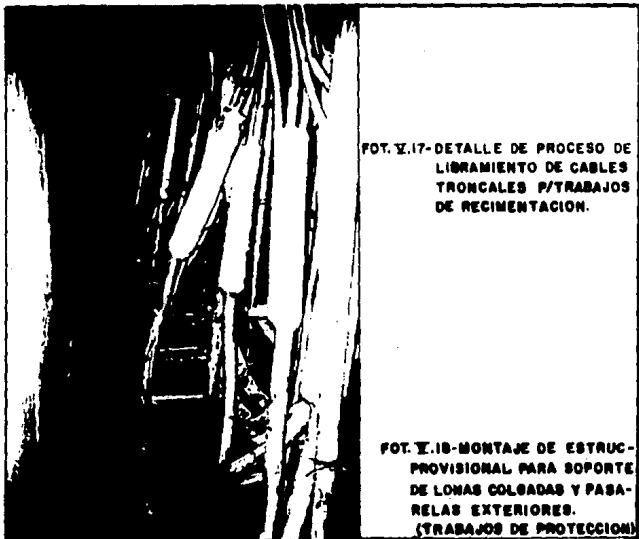


FOT. V.15

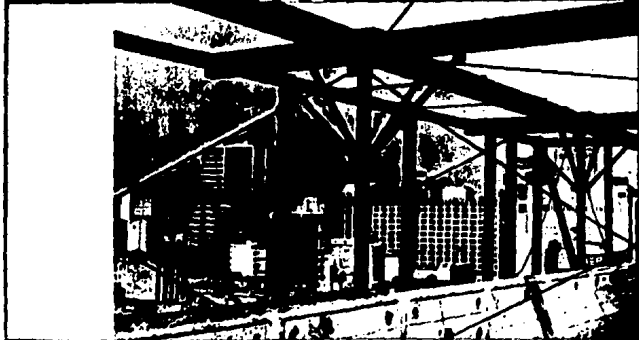
DETALLE DE INTERFERENCIA
DEL CABLEADO TELEFONICO,
CON PILOTE NUEVO.

FOT. V.16-ASPECTO DEL PROCESO DE
LIBRAMIENTO CON CABLEADO TELE-
FONICO PARA MONTAJE DE ANCLAJE
DE CONTRAVIENTO, EN CIMENTACION)



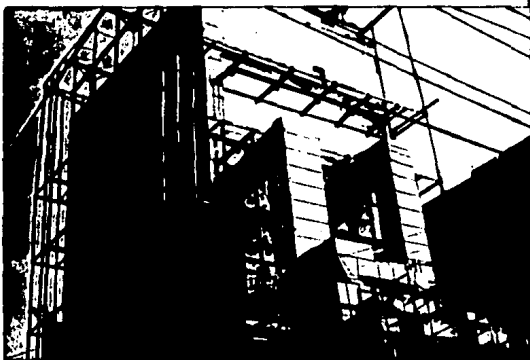


**FOT. Y.18-MONTAJE DE ESTRUCC-
PROVISIONAL PARA SOPORTE
DE LONAS COLGADAS Y PASA-
RELAS EXTERIORES.
(TRABAJOS DE PROTECCION)**





FOT. Y.19-DETALLE DE SOPORTERIA METALICA PARA
LONAS COLGADAS (NIVEL AZOTEA)



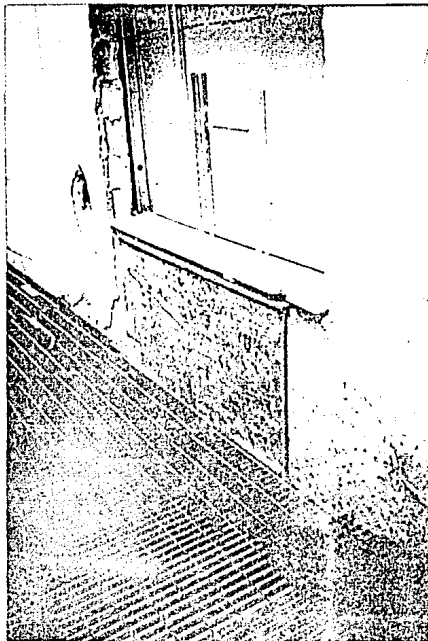
FOT. Y.20-ASPECTO EXTERIOR DE LA ESTRUCTURA
PROVISIONAL DE SOPORTE.



FOT. V. 21-DETALLE DE PROTECCION EXTERIOR (LONAS COLGADAS) P/TRABAJOS DE REESTRUCTURACION.



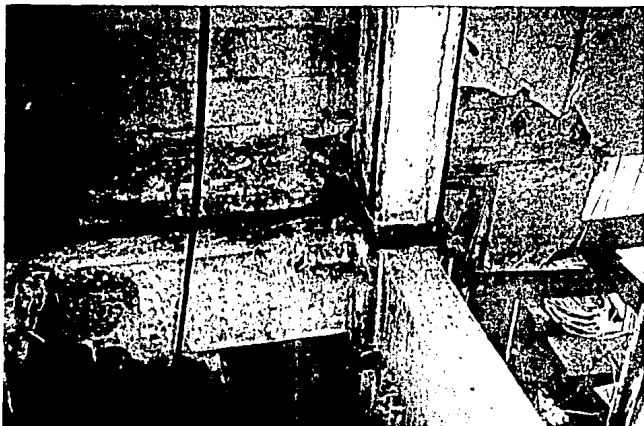
FOT. V. 22-DEMOLICIONES LOCALES EN MUROS EXTERIORES, PARA MONTAJE DE NODOS METALICOS (OBSERVESE PASARELA EXTERIOR, PROVISIONAL)



FOT. V. 23-DETALLE DE NODO
METALICO TERMINADO.



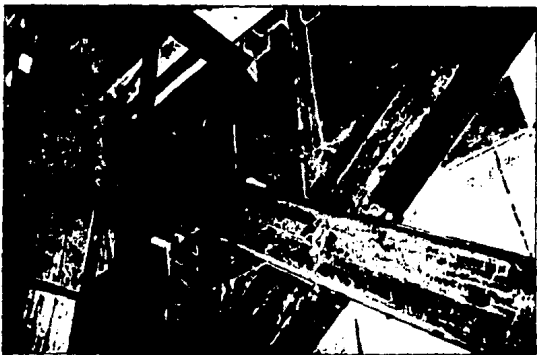
FOT. V. 24-DETALLE DE CONTRA-
VENTEO METALICO EN
FOSA DE CABLES.



**FOT. V.25-PROCESO DE MONTAJE DE NODOS METALICOS
EN LA UNION TRABE-COLUMNA**



**FOT. V.26-DETALLE DE NODOS METALICOS EN
COLUMNA Y CONTRAVENTE DE
FACHADA**



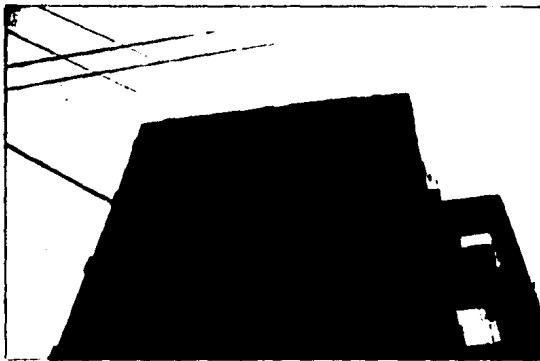
FOT. Y. 27-DETALLE DE PROCESO DE MONTAJE
ENTRE CONTRAVENTEOS.



FOT. Y. 28-DETALLE DE MONTAJE DE PLACAS
DE CONTRAVENTEO.



FIG. T. 29 - VISTA EN AZOTEA CON PARTES DE LAS COLUMNAS DEL PISO SEMOLIG.



FOT. T. 30 - FACHADA POR LA AV. MONTERREY.

CAPITULO VI. CONCLUSIONES

CONCLUSIONES

Los acontecimientos vividos el pasado 19 de septiembre de 1985 nos proporcionaron valiosas experiencias, las cuales debemos aprovechar y aplicar en el futuro.

El presente trabajo nos ayudará a conocer aspectos, consideraciones y comportamientos importantes que debemos saber y así enfrentar con mayor posibilidad de éxito los acontecimientos posteriores a un sismo. El saber que existen medidas de emergencia para salvaguardar la seguridad del inmueble y consecuentemente la vida de los ocupantes, nos infundirá confianza para tener como ya se dijo un comportamiento adecuado durante el desarrollo de acontecimientos similares.

A través de los temas tratados en algunos de los capítulos, se le proporciona al gremio o interesados en el tema, el conocimiento referente a que una estructura dañada por un movimiento sísmico no siempre es susceptible de ser demolida, principalmente si su función es de vital importancia para el desarrollo de actividades prioritarias como lo puede ser la comunicación.

El desarrollo de la alternativa seleccionada para la reestructuración, contempló la interacción de grupos interdisciplinarios de trabajo para llevar a cabo el proceso constructivo.

Durante este proceso el proyecto definitivo hubo de sufrir algunos ajustes que imponían las condiciones reales de

la estructura, debido a la problemática que representaba mantener en operación el equipo telefónico.

Estos ajustes finalmente eran resueltos en conjunto por los grupos de trabajo mencionados, afectando lo menos posible el concepto original de la reestructuración.

Actualmente la central se encuentra operando en forma normal y cumple con los niveles de seguridad estructural adecuados establecidos en el Reglamento de Construcciones del Depto. del D.F.

Sin embargo en la actualidad quedan todavía muchas estructuras que deberán revisarse y posiblemente reestructurarse, para prevenir y evitar una catástrofe similar a la ocurrida el pasado septiembre de 1985. No será tarea sencilla, pero dejar de hacerlo equivale a adoptar una actitud evasiva ante la realidad.

Es claro que las reestructuraciones cuestan dinero y la seguridad también, pero ambas son deseables y por lo tanto se requieren medidas que permitan establecer un mayor conocimiento científico y técnico relacionado con los sismos y sus repercusiones, el cual nos proporcione un mejor enfoque normativo en las futuras construcciones no solo de la Cd. de México, sino de todo el País.

Es importante hacer hincapié en que debemos seguir trabajando para lograr resultados satisfactorios en lo que respecta a los puntos siguientes:

- El estudio, comportamiento y conocimiento de las reacciones del subsuelo del Valle de México ante los movimientos de las capas que forman la corteza terrestre - y su influencia en el comportamiento estructural de

las edificaciones del valle de México susceptibles a dichos movimientos.

- Actualización oportuna de los parámetros de diseño estructural.
- Normar la evaluación, análisis y determinación del estado físico, estructural y de seguridad de los edificios afectados por los sismos.
- Publicación y difusión de las investigaciones y los resultados obtenidos en lo concerniente a los párrafos anteriores.

La tarea queda establecida para todos aquellos interesados, tanto del gremio como de otras disciplinas que deseen hacerlo, sin olvidar que existen los apoyos y experiencias de lo acontecido.

En este marco de referencia, se han creado instituciones dedicadas a la investigación y divulgación de acciones que permitan prevenir y evitar desastres provocados por los sismos. Tal es el caso del CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres), de reciente creación cuya tarea será llevada a nivel nacional.

En el campo de la instrumentación sísmica se han ampliado las redes de acelerógrafos en la Ciudad de México y en la franja comprendida entre ésta y la costa del pacífico. Mas de 80 en la Ciudad, que constituyen las redes CIRES Y FICA; Centro de Instrumentación y Registro Sísmico; y Fundación ICA respectivamente, y 30 entre la costa del pacífico y la Ciudad de México, operados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Las experiencias vividas a través de los trabajos realizados en algunas construcciones dañadas, que requirieron reestructuración o demolición, así como sus memorias de cálculo y procedimientos de ejecución, proporcionarán una valiosa enseñanza a los ingenieros mexicanos.

BIBLIOGRAFIA

BIBLIOGRAFIA

- Reglamento para las Construcciones del Departamento del Distrito Federal.
México, D.F., Edición 1987.
- Normas de Emergencia en materia de Construcción para el Distrito Federal.
México, D.F. 1985.
- Diseño y Construcciones de Estructuras del Concreto, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., num. 401.
México, julio de 1977.
- Diseño y Construcciones de Estructuras Metálicas, Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.
Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., NUM. 402.
México, agosto de 1978.
- Memorias de cálculo y diseño de la Central Telefónica Roma-Torre.
Colinas de Buen S.A. 1986.
- Memoria técnica y fotográfica de los trabajos de construcción de la Central Telefónica Roma-Torre.
1988- 1990.

- Las construcciones de acero en zonas sísmicas.
II Simposio internacional de estructuras de acero y V simposio nacional.
Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.,
Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural y American Society of Civil Engineers (Sección México)
Morelia Mich., Nov. de 1987.

- Reto Sísmico
Teléfonos de México
Editorial IDH, S.A. de C.V., 1988.

- Estructuras de acero, comportamiento y diseño.
Oscar de Buen y López de Heredia.
Editorial Limusa Mex., 1980.

- Experiencias derivadas de los sismos de Septiembre de 1985.
Fundación ICA, A.C.
Editorial Limusa, 1985.

- Revista num. 184 del Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto.
IMCYC, 1986 (sept.).

- Revista num. 176 del Instituto Mexicano del Cemento y el Concreto.
IMCYC, 1985 (dic.).