

19
Lej



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE
CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES,
DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA
CIUDAD DE MÉXICO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESIS:
M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

MÉXICO, D. F.



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

278884 1999



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/068/98

Señor
CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

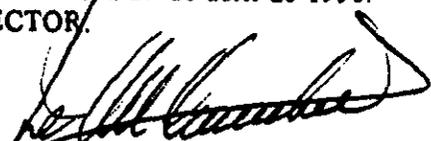
" DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO "

- INTRODUCCION
- I. DESCRIPCION DEL EDIFICIO
- II. ESTUDIOS ANALITICOS
- III. REVISION DE RESULTADOS
- IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 29 de abril de 1998.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*lmf



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MEXICO

Señor
CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M. I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

" DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO"

- INTRODUCCION
- I. DESCRIPCION DEL EDIFICIO
- II. ESTUDIOS ANALITICOS
- III. REVISION DE RESULTADOS
- IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 29 de abril de 1998.
EL DIRECTOR

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS
JMCS/GMP*Imf

V. B. [Signature]
JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
PROFESOR, FACULTAD DE INGENIERIA

V. B. [Signature]
ING. RAFAEL COPEE RUIZ

V. B. [Signature]
FIDEL MORA GONZALEZ
Octubre - 11 - 1999

[Signature]
G. Norma Pardo
Oct/15/99

V. B. [Signature]
ALEJANDRO HERRERA GARCIA
OCTUBRE 12, 1999

AGRADECIMIENTOS.

Muy en especial al M. en I. José Luis Trigos Suárez, Director de la presente Tesis, por su colaboración, enseñanzas y confianza, que me permitieron la realización de éste trabajo.

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la Facultad de Ingeniería y a los académicos que me brindaron los conocimientos y elementos necesarios para lograr mi formación profesional

**Carlos Humberto
Flores Hernández**

AGRADECIMIENTOS.

A mis papás:

Guillermo e Inés Bertha

**Ya que gracias a sus esfuerzos,
sacrificios y enseñanzas he podido
obtener todo lo que tengo en la vida
y nunca terminaré de agradecerles**

A mis hermanos:

Felipe Guillermo y José Angel

**Ya que han contribuido a mi formación
con sus cuidados, consejos y ayuda
siempre que la he necesitado**

A mis Abuelitos

José Carmen y Angelita

José y Rosario

**Por que gracias a ellos tengo a
mis padres y a mi familia**

A mis familiares y amigos

**Los que me ayudaron a mi
realización personal**

A mis compañeros de trabajo:

Jesús S. Cruz y Juan Carlos Carmona

**Por su apoyo y facilitarme el aprendizaje
a una nueva etapa de mi vida**

A Mónica Judith Villanueva Estrada

**Inocencia temura optimismo lealtad orientación
paz apoyo valor espontaneidad**

Carlos Humberto

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

ÍNDICE

Página

INTRODUCCIÓN.

I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

1.1	Descripción de la Construcción.	I-1
1.2	Descripción de la Estructura y su Cimentación.	I-2
1.3	Tipificación de la Construcción.	I-7
1.4	Evolución del Comportamiento Estructura - Cimentación - Suelo.	I-7

II. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

2.1	Modelación Analítica.	II-1
2.2	Modelación de la Estructura.	II-2
2.3	Propiedades Geométricas de los Elementos.	II-3
2.4	Propiedades Mecánicas de los Materiales.	II-8
2.5	Cargas Actuantes en la Estructura.	II-14
2.6	Efectos de Cargas Permanentes.	II-16
2.7	Efectos de Cargas Accidentales: Sismo y Viento.	II-17
2.8	Análisis de la Estructura ante Cargas Estáticas.	II-18
2.9	Análisis Sísmico Estático Equivalente.	II-19
2.10	Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.	II-20
2.11	Comparación con Mediciones de Propiedades Dinámicas.	II-21
2.12	Efectos en la Cimentación.	II-25

III. REVISIÓN DE RESULTADOS.

3.1	Estados Límite de Servicio.	III-1
3.2	Estados Límite de Falla.	III-2

IV. CONCLUSIONES.

BIBLIOGRAFÍA.

LISTA DE TABLAS Y DE FIGURAS.

INTRODUCCIÓN.

INTRODUCCIÓN.

En toda labor de Ingeniería Civil se debe establecer una secuencia lógica y óptima de actividades, que brinde como resultado que un proyecto u obra cumpla objetivos de seguridad, economía, funcionalidad y estética.

Una visión amplia sobre el ejercicio de la ingeniería contempla la planeación a mediano y largo plazos, el proyecto, construcción y mantenimiento; considerado de lo anterior se incluye verificar que un proyecto o estructura siga manteniendo además de los objetivos anteriores requerimientos de calidad.

Es así que al realizar el diagnóstico estructural de un edificio no se admiten excepciones; ya que el verificar que una estructura cubra los requerimientos tanto de seguridad como de servicio conlleva realizar una serie de estudios que contemplen la historia del edificio, y la confronten con el reglamento de construcciones vigente, considerando los requisitos y especificaciones de revisión estructural definidos en el mismo reglamento y sus Normas, observando lo aplicable de acuerdo al material, sistema estructural, condiciones normales de servicio y accidentales tales como efectos de sismo, viento, y otros.

Con la anterior lógica, el verificar que una estructura posea un diseño sismorresistente con una adecuada capacidad de resistencia, de rigidez, de disipación de energía y de deformación en rango inelástico, tal es que permitan evitar daños en la estructura y en los componentes no estructurales durante temblores de frecuente ocurrencia, así como evitar pérdidas de vidas humanas y lesiones a seres humanos en sismos intensos de ocurrencia poco frecuente. Verificar lo anterior contempla además de la aplicación de una serie de procedimientos reflejados en el reglamento de construcciones y sus normas técnicas, implica la comprensión de los principales factores que determinan la respuesta sísmica de las estructuras, así como el trabajo para reproducir en un modelo analítico con las características propias de la estructura.

Los métodos para predecir el comportamiento de una estructura tienen limitaciones, básicamente al querer conocer los parámetros básicos de demandas y capacidades estructurales de los cuales depende la respuesta sísmica de una estructura.

En el Distrito Federal existe una gran diversidad de edificios, los cuales tienen diferentes soluciones estructurales, que responden a su función, dimensiones, ubicación, y otras, dispuestos a reglamentos vigentes en la época de la construcción de cada uno de los edificios. Los reglamentos tienen cambios en los requerimientos de seguridad y de servicio de la estructura; y estos cambios dan como resultado que algunos edificios que hayan sido construidos bajo otras disposiciones no cumplan en su totalidad con las nuevas exigencias de seguridad estructural y funcionalidad, es por ello que el establecer que en una estructura se observen problemas o pueda llegar a presentarlos, es el resultado de un diagnóstico estructural que determine si el nivel de seguridad es el adecuado para que se posea un comportamiento estructural aceptable en condiciones normales de operación y reducir la incertidumbre sobre la ocurrencia de posibles fallas estructurales futuras.

La evolución del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF, generalmente ha sido, como en otros lugares, causada por la manifestación de eventos naturales que sobrepasan las previsiones que se estimaban, en función de la estadística existente. Para el Distrito Federal, el primer reglamento del siglo data de 1920 y ha sido modificado en 1942, 1957 (normas de emergencia), 1966, 1976, 1985 (normas de emergencia), 1987 y 1993; en todos los casos por adecuaciones al diseño sísmico, al conocimiento en

cuanto a los métodos de análisis y diseño, y por mejoras en la práctica constructiva.

El edificio en estudio fue diseñado con el reglamento emitido en 1966, que cambió a fines de 1976, cuando fue aprobada una nueva versión del reglamento con modificaciones importantes en el contenido y en la forma: se adicionó al cuerpo del reglamento una serie de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto, acero, mampostería, madera, diseño por sismo, cimentaciones y análisis por viento. Se volvió a zonificar el Distrito Federal en tres tipos de suelo: blando, de transición y firme, pero cambiando la frontera de los espesores de material compresible, para su clasificación. Se incrementaron de manera importante los valores de coeficientes sísmicos, y se reconoció, en forma explícita, la ductilidad y el comportamiento inelástico que pueden desarrollar las estructuras, en función de los materiales de construcción y de la conexión entre los diferentes elementos, así como de su confinamiento y detallado de conexiones. La emisión de normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de diferentes materiales de construcción y cimentaciones marcó la diferencia para especificar los detalles en elementos y conexiones. Así mismo se establecieron las recomendaciones mínimas necesarias para la ejecución de las obras en las que se señalan las normas oficiales a las que deben apegarse los materiales y normas específicas durante los procedimientos constructivos.

El reglamento de 1976 fue innovador; aun así, los progresos en la tecnología y en investigaciones siguieron su curso en todo el ámbito ingenieril, pero, el sismo del 19 de septiembre de 1985 y su réplica al día siguiente aceleraron ese proceso, forzó la emisión en octubre del mismo año de las normas de emergencia para la reparación de construcciones dañadas y la edificación de nuevas construcciones ubicadas en las zonas de terreno blando y de transición. Contemplado lo anterior y dado el último evento sísmico que rebasaba las especificaciones se prosiguió a generar la versión 1987 del Reglamento de Construcciones del D. F., que considera aspectos relevantes a diferencia del reglamento con que fue diseñado el edificio en estudio, mencionando sólo los más importantes:

1. Coeficientes sísmicos: Ante los registros de las aceleraciones presentadas, se modificaron los coeficientes sísmicos, para la zona de alta compresibilidad (RCDF66) con un valor de 0.06 a valores de 0.24 (RCDF76) y 0.40 (RCDF93) para la zona III o zona del lago, lo cual representa incrementos de 400% y 666% respectivamente.

2. Clasificación de las estructuras: En el RCDF66 se comprendían tres grupos y tres tipos de estructuración, para después convertirse en los reglamentos posteriores en: Grupo A que contempla a construcciones vitales e importantes, Grupo B dividido en dos subgrupos, el B1 y el B2, definidos éstos en función de su altura, superficie total y de la zona en que se ubica, y finalmente el Grupo C, de construcciones poco importantes. Lo anterior involucró en el análisis sísmico el incrementar el coeficiente sísmico que se aplica a las estructuras del Grupo A, en un 50% adicional sobre los del Grupo B, cuyo objeto es garantizar que las estructuras vitales se mantengan funcionando en forma adecuada, aun en eventos que rebasen lo especificado en las Normas.

3. Aspectos del diseño arquitectónico: recomendar estructuras más regulares para disminuir las exigencias en la capacidad estructural, y corregir para aquellas que no presenten condiciones favorables en su geometría para su buen comportamiento ante eventos sísmicos. Además de considerar la correcta fijación de los acabados de fachadas e interiores, para evitar su desprendimiento durante sismos.

4. Cargas vivas: debido a diversas causas se observó que las previsiones reglamentarias se veían rebasadas debido a nuevas modas o acumulaciones de objetos en las estructuras, por lo que se tuvo que adecuar a la realidad de las construcciones.

5. Varios: La reducción de los desplazamientos máximos que pueden experimentar las construcciones por efecto de los sismos. El aumento significativo de la separación entre estructuras contiguas, para evitar el

golpeteo entre ellas. Las recomendaciones para considerar la interacción suelo-estructura y la reducción en la capacidad de carga dinámica de los pilotes de fricción. El empleo del método de diseño por resistencia última en estructuras de acero, en lugar del tradicional análisis por esfuerzos permisibles. La especificación de la obligatoriedad de emplear el concreto clase 1 en estructuras del grupo A y del subgrupo BI, siendo un concreto de características y controles muy superiores al tipo clase 2, que se usará en el resto de las estructuras, la reglamentación que obliga a revisar todas las construcciones del grupo A, por lo menos cada 5 años, o después de un sismo intenso.

En los edificios no se debe menospreciar la observación de su comportamiento estructural, ya que al transcurrir los años se pueden detectar señales que determinan si el edificio requiere una nueva intervención en su estructura que puede ser desde ligera hasta mayor. Y sin olvidar que el objetivo es verificar el bienestar de los ocupantes y de las funciones que ahí se realicen, ninguna medida de seguridad será intrascendente.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal reconoció, versiones atrás, que existe una marcada diferencia en demandas sísmicas en distintas zonas de la Ciudad de México, dividiéndola en cuatro zonas donde se especifican espectros sísmicos de diseño diferentes. Estas zonas se conocen con el nombre de zona de lomas (zona I), zona de transición (zona II) y zona de lago (zona III), si por cualquier circunstancia es indeterminada la zona a la que pertenece el sitio en estudio, se deben realizar estudios geotécnicos que permitan clasificar el suelo en cualquiera de los tres tipos. El objetivo principal de esta clasificación es distinguir las diferencias que existen en demandas sísmicas en estructuras construidas en cada zona de la ciudad, y como se observa de estas especificaciones la más demandante es la zona III o zona lacustre de la Ciudad de México.

El presente trabajo muestra una descripción de los estudios realizados para el diagnóstico estructural de un edificio de concreto reforzado de dieciocho niveles, desplantado en la zona lacustre de la ciudad de México considerando su estado de actual, con marco de referencia el vigente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, de Agosto 3 de 1993, y sus Normas Técnicas Complementarias, NTC's.

En el capítulo I se presenta una descripción del edificio, mediante los respectivos proyectos arquitectónicos, y estructurales, y la historia de su comportamiento mediante mediciones topográficas.

En el capítulo II se muestran algunos resultados de los estudios analíticos, desde la concepción del modelo, con geometría, propiedades, cargas (muertas, vivas, y de equipo), y acciones accidentales.

En el capítulo III se revisan los resultados obtenidos en los análisis confrontándolos con los estados límite marcados en el RCDF93 y sus NTC's.

Por último, en el capítulo IV, se exponen conclusiones sustentadas en los resultados de los análisis y revisiones realizados.

I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.

1.1 Descripción de la Construcción.

El edificio en estudio consta de dieciocho niveles, construido con concreto reforzado y ubicado dentro de la zona denominada lacustre de la Ciudad de México.

La construcción del edificio data de finales de los años sesenta; desde la generación del proyecto y construcción que duró casi un año, se busco armonizar su imagen y contexto, como reflejo de su función y ubicación, mismo que se vierte en la arquitectura del edificio.

El edificio tiene como colindancias, al Sur un edificio anexo de cuatro niveles que se proyectó y construyó posteriormente al edificio en estudio, durante 1974, al oriente con una área de Acceso, y por último al poniente y al norte se encuentra la zona de estacionamiento y área de circulación de vehículos, respectivamente.

El área total construida en el edificio es de aproximadamente 22,100 m², los cuales están distribuidos en un nivel de cimentación con 1,120 m², en un nivel de sótano de 1,600 m², en planta baja igualmente se cuenta con 1,600 m², las siguientes plantas tipo A son cercanas cada una a 1,200 m² para un total de las tres de 3,670 m², a continuación se presentan trece plantas tipo B con un área de aproximadamente de 1,000 m² por cada una de ellas, sumando 13,190 m², y por último dos niveles de 420 m².

El concepto arquitectónico del edificio es logrado a través de una combinación de acabados de mármol sobre sus volúmenes de fachada, cristal en su ventanería, y a la forma de 'H' en planta del edificio, presenta dos alas de servicio: norte y sur; lo anterior logra una imagen sólida, estética y funcional para la iluminación.

El edificio está constituido de un solo cuerpo que tiene acceso al oriente por escaleras que conducen de la plaza de acceso en el nivel de banqueta, a un par de metros por encima, para llegar al nivel de planta baja, con un amplio vestíbulo, que conduce a la zona de elevadores y de escaleras, el vestíbulo tiene una triple altura en su zona central, rematando en una cubierta con tres domos en la losa del nivel tres, la iluminación se logra a través de la ventanería de la fachada oriente. El vestíbulo es una área sin divisiones a excepción de su periferia, donde tiene una serie de cubículos de funciones mixtas; a espaldas del cubo de elevadores se encuentran el elevador ejecutivo y el de servicio, y las escaleras, teniendo acceso a los servicios sanitarios en cada medio nivel o descanso de las escaleras. Los acabados en pisos son de mármol color gris dante que se continúan en los muros con lambrines de madera en algunos niveles, o recubrimiento de yeso sobre muros de mampostería, el cubo de los elevadores tiene recubrimientos de mármol travertino, se mantiene esta arquitectura en casi todos los niveles, con recubrimientos y acabados en sus muros como ya se hizo mención, además de algunos muros de concreto aparente, las columnas al igual que la mayoría de los muros están pintadas de color blanco, que sirve para mezclarse con los muros divisorios de tablaroca en las diferentes oficinas; las puertas son variadas en su diseño teniendo puertas de madera color natural o con barniz color oscuro, de aluminio y cristal, en cada nivel se tiene un pasillo principal frente a los elevadores, que da circulación para ambas alas del edificio norte y sur.

Este pasillo principal permite la vista en los dos primeros niveles hacia el vestíbulo en planta baja y en los siguientes niveles hasta el nivel quince, encontrando un ventanal de siete metros de claro y casi dos metros de altura que permite una amplia visión al exterior zona oriente. La iluminación es a base de lamparas fluorescentes montadas sobre el plafón que cubre otras instalaciones. La distribución de espacios no tiene grandes cambios a excepción de los últimos niveles dieciséis, diecisiete y dieciocho donde se consignan varios equipos ligeros, destinados al manejo del aire acondicionado y motores de los elevadores.

La distribución de espacios en el edificio se puede resumir de la siguiente forma: en sótano se encuentran las instalaciones para dotar de servicios al inmueble, la planta baja se encuentra destinada casi en un setenta por ciento, para el vestíbulo principal, y el área restante es ocupada por la zona de elevadores, escaleras y menores áreas de oficinas; los niveles de uno al quince tienen como destino al uso de oficinas y en mucho menor grado zonas de equipo, los últimos tres niveles dan cabida a equipo ligero.

1.2 Descripción de la Estructura y su Cimentación.

El inicio de la construcción de acuerdo a documentos de supervisión, fue en abril de 1967, para finalizarse once meses después; a fines de los setenta se proyectó una recimentación que se construyó a principios de los ochenta, con características afines a las originales .

La generación del proyecto y la construcción tuvieron que tomar en cuenta la importancia, magnitud, localización del mismo, por ello se pensó en una solución estructural que considerase los espacios requeridos por el proyecto arquitectónico y cargas de acuerdo al uso del inmueble, y conjuntarlos con los resultados de estudios del subsuelo para así poder determinar la solución satisfactoria, tanto técnica como económica, para superestructura y subestructura.

La superestructura del inmueble consta de veintiún plantas: Cimentación, CIM; Sótano, SOT; Planta Baja, PB; Planta Nivel 1 y 2, N01 y N02; Planta Nivel 3, N03; trece Pisos Tipo, N04 a N16; un nivel de operación de equipo, N17; y Azotea, N18. La mayoría de las plantas tienen forma en H. En la dirección longitudinal, paralela a la dirección Norte - Sur, está delimitado por los ejes A, A1, B, C, C1, D, D1, E, E1, E2, F y G, con distancias entre ejes de acuerdo a lo siguiente, 2.00 m, 4.00 m, 6.00 m, 3.00 m, 3.00 m, 4.00 m, 2.00 m, 3.00 m, 1.0 m, 2.0 m y el último de 5.00 m perteneciente a la recimentación, para un total de 35.10 m, entre paños exteriores de muros; en la dirección transversal, paralela a la dirección Este - Oeste tiene como límites los ejes 7, 8, 8', 9, 10, 10', 11, 12, 12', 13, 14, 15 y 16, inicia con un volado de 0.55 m, y entre ejes de 6.65 m, 6.00 m, 0.65 m, 0.85 m, 4.00 m, 4.00 m, 0.85 m, 0.65 m, 6.00 m, 6.65 m, 5.35 m y 4.35 m, para un total de 46.55 m entre caras exteriores de muros.

La superficie construida como ya se mencionó es del orden de 1,120 m² en CIM; 1,600 m² en SOT y PB; 1,190 m² en N01 y N02; 1,290 m² en N03; 1,020 m² de N04 a N15; 950 m² en N16; 420 m² de N17 y N18. En estas condiciones se tiene una superficie construida total de aproximadamente 22,100 m².

Las dimensiones exteriores y configuración de la planta son:

Cimentación, CIM:	36.92 m por 30.20 m	forma rectangular.
-------------------	---------------------	--------------------

Sótano, SOT:	46.55 m por 35.10 m	forma rectangular.
Planta Baja, PB:	46.55 m por 35.10 m	forma rectangular.
Nivel 1 y Nivel 2, N01 y N02:	43.40 m por 30.20 m	forma de H.
Nivel 3, N03:	43.40 m por 30.20 m	forma rectangular.
Nivel 4 a Nivel 15, N04 a N15:	37.30 m por 30.20 m	forma de H.
Nivel 16, N16:	37.30 m por 30.20 m	forma de H.
Nivel Operación de Equipo, N17:	15.05 m por 32.00 m	forma trapecial.
Azotea, N18:	15.05 m por 32.00 m	forma trapecial.

En la altura del edificio, los niveles de operación, en m, considerados respecto a la cota +0.00 del nivel del terreno natural existente en el proyecto original, son los siguientes:

Cimentación,	CIM	[N00]:	NTC - 6.50
Sótano,	SOT	[N00]:	NPT - 4.00
Planta Baja,	PB	[N00]:	NPT + 1.50
Nivel 1,	N01	[N01]:	NPT + 5.90
Nivel 2,	N02	[N02]:	NPT + 10.30
Nivel 3,	N03	[N03]:	NPT + 14.70
Nivel 4,	N04	[N04]:	NPT + 19.10
Nivel 5,	N05	[N05]:	NPT + 23.50
Nivel 6,	N06	[N06]:	NPT + 27.90
Nivel 7,	N07	[N07]:	NPT + 32.30
Nivel 8,	N08	[N08]:	NPT + 36.70
Nivel 9,	N09	[N09]:	NPT + 41.10
Nivel 10,	N10	[N10]:	NPT + 45.50
Nivel 11,	N11	[N11]:	NPT + 49.90
Nivel 12,	N12	[N12]:	NPT + 54.30
Nivel 13,	N13	[N13]:	NPT + 58.70
Nivel 14,	N14	[N14]:	NPT + 63.10
Nivel 15,	N15	[N15]:	NPT + 67.50
Nivel 16,	N16	[N16]:	NPT + 71.90
Nivel 17,	N17	[N17]:	NPT + 77.90
Azotea,	AZ	[N18]:	NTC + 87.10

La subestructura está formada por un sótano y un cajón, con cascarones semicilíndricos y un muro perimetral de concreto, apoyado en pilotes compuestos por una primera parte de concreto y un tramo inferior metálico, hincados hasta la primera capa dura del subsuelo. La cimentación original se propuso para compensar parcialmente el peso de la estructura, mediante una excavación de 6.50 m de profundidad, y transmitir el resto de la carga a los estratos resistentes a través de 272 pilotes de fricción y punta, hincados a una profundidad de 33.50 m. En 1980 se realizó una recimentación, con una ampliación del cajón en forma continua de 5.00 m de ancho en el poniente y de 3.00 m de ancho en la mitad poniente, del lado norte. Se adicionó la colocación de 51 pilotes, de características y a una profundidad semejantes a los originales. Los elementos que actualmente componen la cimentación, son: un cajón formado por una losa de fondo con cascarones cilíndricos, con generatriz paralela a la dirección transversal, oriente-poniente; losa tapa; losa de cimentación; contratraveses longitudinales y

transversales; tímpanos con un muro de contención perimetral; y 323 pilotes de concreto y tramo inferior tubular metálico de longitud igual a 5.00 m.

La estructura está resuelta mediante de columnas y muros concreto reforzado, que soportan el sistema de piso a base de losa plana con nervaduras, aligerada con bloques de concreto ligero; formando así un conjunto de marcos rígidos en dos direcciones ortogonales, muros de relleno de mampostería de dos tipos piezas (barro recocido y bloques huecos de concreto), desligados excepto en la zona de elevadores.

La cimentación responde a la magnitud de las descargas, y a los resultados de los sondeos en el subsuelo, que se realizaron a profundidades de 35.0 m a 55.0 m, de los cuales se obtuvieron muestras que fueron analizadas mediante ensayos de laboratorio, que sirvieron para generar la ingeniería de cimentación. Dentro de los resultados de estos sondeos y pruebas se observó que el nivel de aguas freáticas se encontraba a 2.6 m de profundidad, respecto al nivel de terreno natural existente.

Como era de esperarse en esta zona de la Ciudad de México, la estratigrafía del subsuelo iniciaba con algunos rellenos y mezcla de arcillas, limos y arenas, para después encontrar entre los 3.0 m a 7.0 m un manto de limo gris claro con lentes de arena volcánica, que antecedió a la primera formación arcillosa, con una arcilla muy blanda de colores café-amarillo a café-gris, con intercalaciones de arenas finas y vetas de vidrio volcánico, esto se extiende hasta encontrar la existencia de la primera capa dura se encontró entre los 32.0 m a 36.0 m, formadas por arenas limosas y limo arenosas muy compactas, cuyo contenido de agua era del orden del 50 % y su resistencia a la penetración promedio era mayor a 50 golpes; los ensayos de probetas de las arenas limosas en la cámara triaxial con pruebas consolidadas rápidas, señalaron que el ángulo de fricción interna era de 33°, y una cohesión despreciable; mientras que en los materiales limo arenosos el ángulo de fricción interna resultó de 21° con cohesión de 26 tonf/m².

Entre los 36.0 m a 39.5 m de profundidad se localiza la segunda formación arcillosa de color olivo a gris, para después dar lugar a los depósitos profundos, mezcla de limo gris de colores gris-verde a café-amarillo con grava e intercalaciones de arena limosa. Ante ésta estratigrafía la solución de la cimentación fué utilizar pilotes hincados a una profundidad de 33.0 m, y cubrir un área aproximada de 30.0 por 35.0 m.

Derivado de lo anterior y de la magnitud de cargas en el edificio, la cimentación propuesta consistía en el uso de pilotes de concreto reforzado y de sección cuadrada de 40 cm por 40 cm, complementada con el uso de bóvedas invertidas, contratraveses y muros de concreto. Es así que las descargas son transmitidas al suelo a través de los pilotes y el cajón de cimentación. Los pilotes tienen acoplados en su punta un vástago tubular de 15 cm de diámetro, 5.0 m de longitud y punta cónica; la capacidad de carga considerada en el diseño para cada uno de los pilotes era de 60 tonf; dicha capacidad de carga del pilote es resultado de considerar por concepto de fricción 44.0 tonf y al vástago 16.0 tonf por apoyo en la punta, buscando con este diseño de pilote que el hundimiento de la estructura siguiese los hundimientos regionales, al disminuir la longitud efectiva del vástago por deformación generada por la fluencia del acero y/o por la penetración que pudiera tener la punta en la primera capa dura. Además, los pilotes fueron diseñados para soportar 30 tonf a la tensión.

De lo anterior se determinó por un número de pilotes igual a 272 distribuidos en toda la planta de cimentación, para lograr una capacidad de carga conjunta de aproximadamente 16,000.0 tonf, para contribuir a la toma de las descargas de un 60 %, para que el resto fuera soportada por el cajón de cimentación para una carga total de cercana a las 26,000.0 tonf.

El diseño original del edificio esta basado según el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, en sus versiones de 1966 y 1976 (RCDF66 y RCDF76) respectivamente del proyecto original y la recimentación.

Se llevaron a cabo dos recimentaciones: una de ellas se realizó adecuando el número de pilotes el mismo año en que se termino la construcción, mientras que la segunda recimentación, que inicio sus trabajos en 1979 para ser concluida en 1982. Dichas modificaciones fueron propuestas y llevadas a cabo para solventar hundimientos e inclinaciones registradas desde la construcción y que son expuestas más adelante en este capítulo. La primera recimentación consistió en el hincado de pilotes electrometálicos en los costados sur y poniente de la cimentación donde se presentaba una concentración del hundimiento.

La segunda recimentación, complementaria de un estudio de mecánica de suelos extenso, dió como resultado un cajón continuo, de 5.0 m de ancho, en el lado poniente y en la mitad del lado norte con 3.0 m de ancho; dicho cajón desplantaría a una profundidad de 4.5 m, el cual conectaría el uso de 51 pilotes adicionales, de características semejantes a los originales, e hincados hasta una profundidad de 35.5 m, para apoyarlos en la primera capa dura.

Toda la construcción original se llevó a cabo de acuerdo al proyecto estructural reflejado en un total de doce planos, y un proyecto arquitectónico referido a un total de 140 planos, que muestran plantas, cortes, fachadas, detalles complementarios, acabados, elevadores, cancelería y herrería.

La construcción se llevó a cabo de acuerdo al proyecto arquitectónico original que está referido a un total de 140 planos, siendo 32 de ellos los correspondientes a plantas, cortes y fachadas; 68 planos para indicar los detalles complementarios; 11 a planos de referencias; las indicaciones de acabados y elevadores en 10 planos; y por último 19 planos dedicados a la cancelería y herrería. Así mismo el proyecto estructural de la obra está compuesto dentro de 12 planos que contemplan la excavación, localización de pilotes, cimentación, sótano, y plantas de los diferentes niveles. Los planos que resumen la información principal son:

Proyecto arquitectónico:

1. Plano General. Planta de Conjunto.
2. Plano General. Planta de Localización.
3. Plano General. Planta de Ejes.
4. Cuerpo A. Planta Sótano.
5. Cuerpo A. Planta Baja.
6. Cuerpo A. Planta Primer Piso.
7. Cuerpo A. Planta Segundo Piso.
8. Cuerpo A. Planta Tipo.
9. Cuerpo A. Planta Piso Décimo Sexto.
10. Cuerpo A. Planta Piso Décimo Séptimo.

11. Cuerpo A. Planta Azotea.
12. Cuerpos A y B. Fachada Oriente.
13. Cuerpos A y B. Fachadas Norte y Sur.
14. Cuerpos A y B. Fachada Poniente.
15. Cuerpos A y B. Corte A - A.
16. Cuerpos A y B. Corte B - B.
17. Cuerpos A y B. Cortes C - C y D - D.
18. Cuerpo A. Conos Vestíbulo.
19. Cuerpo A. Detalle Acceso Principal.
20. Cuerpo A. Marquesina.
21. Cuerpo A. Núcleo Central. Sótano.
22. Cuerpo A. Planta Tipo. Núcleo Central.
23. Cuerpo A. Sanitarios Tipo. Sanitarios Sótano.
24. Cuerpo A. Detalle Sanitarios.

Proyecto estructural:

1. Localización Pilotes y Excavación.
2. Planta de Cimentación, Muros, Contratraves y Tímpanos.
3. Losa Sótano y Detalles de Cimentación.
4. Losa Planta Baja.
5. Columnas y Muros de Concreto.
6. Losa Reticular Niveles 1 y 2.
7. Losa Reticular Nivel 3.
8. Losa Reticular Nivel 4 a Nivel 7.
9. Losa Reticular Nivel 8 a Nivel 11.
10. Losa Reticular Nivel 12 a Nivel 15.
11. Losa Reticular Nivel 16 y Rampa de Acceso.
12. Estructura Nivel 17 y Nivel 18.

La construcción fué realizada de manera muy aceptable, iniciándose por requerir un excavación para cimentar con una profundidad máxima de 9.0 m, la cual requirió trabajos para estabilizar los taludes y evitar las fallas de fondo de la excavación, comunes en excavaciones profundas en las arcillas del valle de México; problemas resueltos satisfactoriamente mediante el uso de electroósmosis y sistemas de bombeo. Los trabajos de excavación, fabricación e hincado de pilotes llevaron alrededor de dos meses, mismos que antecedieron a los colados de losa de cimentación y losa de sótano en el siguiente mes, considerando los trabajos para colocar el acero de refuerzo y los colados del concreto, se tenía un avance aproximado de un nivel cada 15 días, para al final utilizar aproximadamente 9000 m³ colocados por grúas que elevaban y vertían el concreto, dotadas por tolvas y bandas transportadoras, además del uso de cimbras semideslizantes a base de marcos metálicos y hojas de madera.

La recimentación requirió un proceso de construcción que se inició en diciembre de 1980, que al igual requirió una excavación, la estabilización de las paredes de la misma con tablaestacas, y uso de sistemas de bombeo para controlar el agua. Se presentó la necesidad de hacer algunas adecuaciones al cajón original para poder ligar adecuadamente la nueva estructura de cimentación, con muros ligados

a otros ya existentes y columnas del nivel de sótano para brindar la rigidez necesaria para el conjunto con el nuevo cajón de cimentación.

1.3 Tipificación de la Construcción.

El reglamento de construcciones 1993 en su artículo 5 establece que para efectos del mismo, las edificaciones en el Distrito Federal se clasifican según géneros y rangos de magnitud. El género del edificio es de servicios, y es dedicado al uso de oficinas, teniendo más de mil ocupantes y dieciséis niveles ocupados.

La importancia del inmueble depende de las instalaciones que alberga, por las actividades que ahí se realizan y por la ocupación del mismo; según el artículo 174 y lo antes mencionado, la construcción se clasifica dentro del Grupo A, considerando que es una edificación que cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas y pérdidas económicas.

De acuerdo a la zona en que esta construida la estructura y los artículos 175 y 219, se encuentra dentro de la denominada zona III, ya que cumple con la siguiente descripción: Lacustre, integrada por considerables depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla; donde las capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros; y los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; y el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

1.4 Evolución del Comportamiento Estructura - Cimentación - Suelo.

Favorablemente para el estudio de la estructura se cuenta con registros muy completos (inusual en México), del comportamiento del edificio, se ha observado mediante mediciones de niveles y verticalidad, desde el inicio de su construcción, para ser más explícitos, a partir de 1967 hasta la fecha, se cuenta con treinta y un años de registros continuos de movimientos verticales y desplomes del edificio.

El más reciente programa de mediciones, hecho con el propósito de verificar las condiciones geométricas actuales del edificio, duró nueve meses, en los cuales se llevó a cabo un conjunto de levantamientos topográficos que tiene el propósito de recopilar y actualizar la base de datos de los bancos de nivel cercanos a la edificación; determinar de niveles en losas de tres de los pisos en el estado actual; conocer condiciones de verticalidad a través de mediciones del desplome en esquinas y elementos de fachada, accesibles del edificio; y el levantamiento de secciones transversales coincidentes con ejes del edificio para establecer el estado del terreno circundante. A continuación se describe la información topográfica utilizada en este estudio considerando los datos relevantes desde la construcción a la fecha, haciendo énfasis a la información reciente, para establecer el estado actual de la edificación.

Para el estudio altimétrico se utilizaron diferentes bancos de nivel: un banco de nivel profundo a 250 m de distancia en dirección norponiente, cinco bancos localizados a 150 m al norte del edificio, mediante pilotes hincados a distintas profundidades cada uno: **BNP-2** (a 32.0 m), **BNP-3** (a 26.5 m), **BNP-4**

(a 22.5 m), **BNP-5** (a 14.5 m) y **BNS-1** (a 0.80 m), y seis bancos de nivel en calles aledañas **B (S03W02)03**, **B (S03W02)04**, **B (S04W01)01**, **P (S03W01)02**, **P(S03W01)03** y **P (S04W01)01**; además de bancos superficiales que sirven de apoyo para todas la mediciones dentro del inmueble: **BNS-2**, **BNSPL-2**, **BNSPL-3**, **BNSPL-T**, **BNS-EI**, **BNSPL-4**. Los datos de las nivelaciones están consignados en las Tablas 1.1 y 1.2, y los bancos se muestran en el dibujo de conjunto, Fig. 1.1.

El banco de nivel superficial **B (S04W01) 01**, ubicado a 200 m al oriente del edificio, está referido al banco de nivel profundo base ubicado en Atzacualco (Delegación Gustavo A. Madero), de él se conocen los movimientos entre los años 1976 y 1997, según los datos anotados en la Tabla 1.2. Las mediciones efectuadas permitieron establecer que el hundimiento regional promedio en la zona es del orden de 13 cm/año. Las últimas mediciones se llevaron a cabo en las siguientes fechas de 1998: Febrero 5 y 8; Marzo 2 y 8; Mayo 4; Agosto 4 y 30; y Octubre 17.

Dichas recientes nivelaciones de precisión del estado actual de las losas se realizaron en tres niveles: Planta Baja, PB; Séptimo, N07; y Décimoquinto, N15. Los puntos de medición elegidos corresponden al nivel de piso terminado, NPT, cercano a alguna de las caras de las columnas; con respecto al banco de referencia BNP-3 y elevación convencional asignada igual a +10.000. Con las elevaciones registradas se generaron curvas de nivel a una equidistancia de 1 cm. Se formaron las curvas de nivel para la losa de planta baja establecidas en Diciembre de 1985, donde se infiere una elevación de 25 cm de la esquina SE por encima del eje 15 en la zona norte, Fig. 1.2. En la Fig. 1.3 se presentan los resultados de las nivelaciones recientes realizadas en N07; que muestra junto, con PB y N15, una elevación de la esquina SW de alrededor de 32 cm por encima de la esquina NE.

Como complemento de las nivelaciones realizadas se hicieron mediciones de verticalidad considerando un punto en cada una de las esquinas del nivel de azotea, piso Décimosexto, N16, y su correspondiente proyección en el nivel de planta baja. Se ha realizado este tipo de mediciones desde la construcción del edificio y se puede observar el comportamiento, que en cuanto a verticalidad ha presentado la estructura. En la Fig. 1.4 se presenta en forma gráfica el resumen del comportamiento de verticalidad de la construcción entre los años 1972 y 1998. Se realizaron seis mediciones de desplome entre los meses de Febrero y Octubre de 1998. La Tabla 1.3 presenta un resumen del comportamiento, en cuanto a verticalidad, a la largo de 26 años de mediciones, observándose el valor del desplome, de acuerdo a la magnitud de dos componentes ortogonales, al Norte (+) y al Oeste (+); así mismo, se incluyen un promedio de los valores del desplome en las cuatro esquinas; un valor promedio de desplomes excluyendo los de la esquina SW, en la dirección Norte, que se descartaron al observar un comportamiento diferente al de las esquinas restantes (atribuible a interferencia en los acabados en fachada).

Con objeto de conocer la configuración del terreno que rodea a la estructura y su cimentación, se consideran dos nivelaciones de secciones transversales, según los ejes 7, 9, 12, 14, 15, A-1 y E-2; los cinco primeros en dirección Oeste - Este, y los dos últimos en dirección Sur - Norte. Se establecieron 137 puntos de control tomando como banco de referencia al BNP-3 para ambas mediciones, en Febrero 7 y 8, y en Octubre 17 de 1998; ésto es, en un lapso de ocho meses se estableció una diferencia de elevaciones en promedio de 3 cm. Tal como se observa en la Fig. 1.6 donde se presentan algunas de las secciones transversales. Por ello se establece una estimación del hundimiento local del suelo de 3.75 mm / mes, en las inmediaciones de la edificación.

Finalmente, en la Fig. 1.7 (construida con base de datos existente, entre 1967 y 1986; y en la información reciente, de 1992 a 1998), presentan las variaciones con el tiempo de los niveles referidos al Banco de Nivel Profundo, BNPF-2, de las cuatro esquinas del edificio en su Planta Baja: NE, NW, SE y SW, y las del Banco de Nivel Superficial BNS-2 (localizado a ochenta m al norte del edificio).

Destaca el hecho de la emersión de la edificación en lustros recientes que se combina con cambios del desplome general observado: al poniente hasta 1987 - 1988, y desde entonces existe una tendencia sistemática de reversión hacia el oriente. Con base en lo anterior se formulan las conclusiones siguientes:

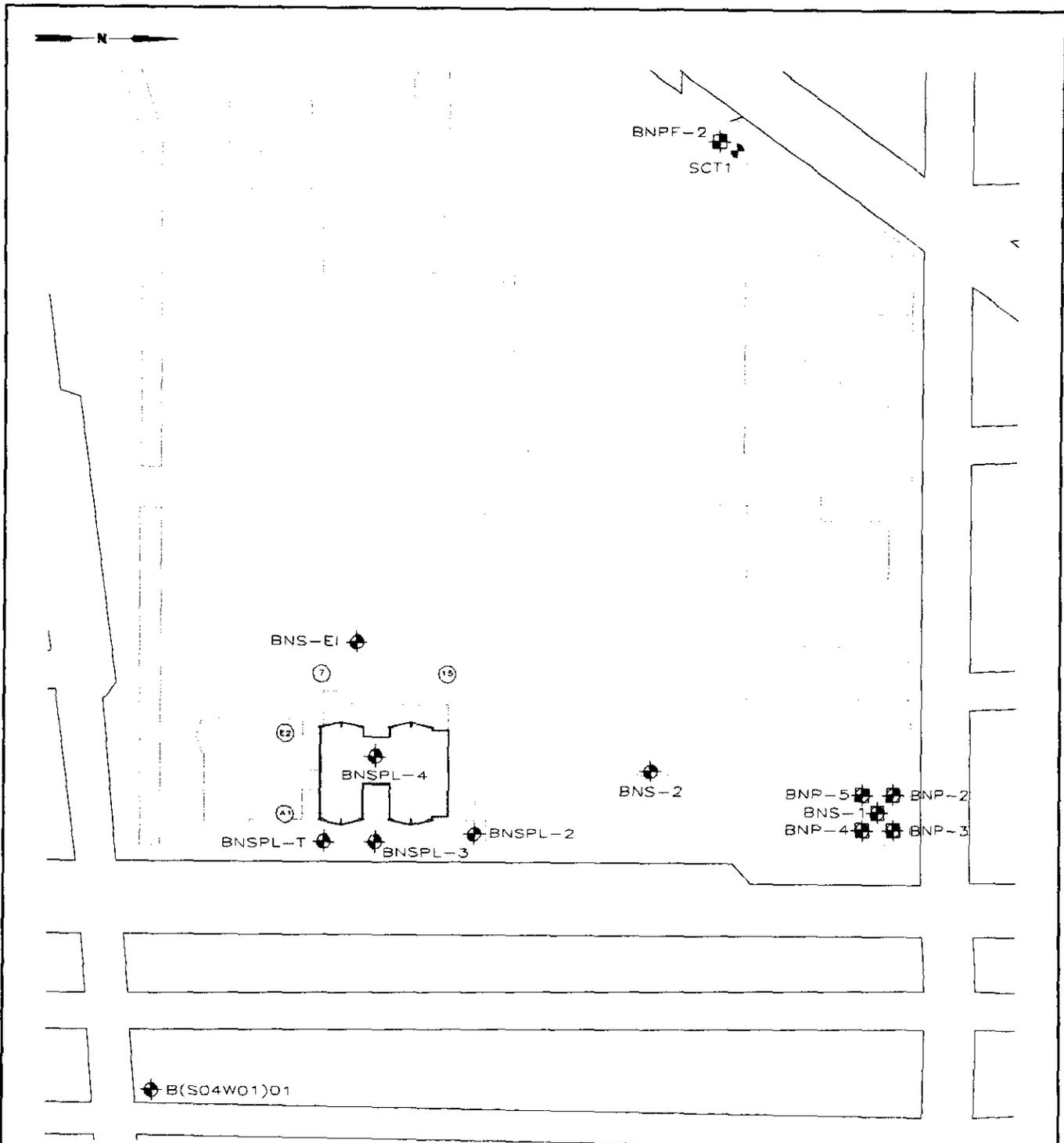
1. El hundimiento regional, de acuerdo a los datos de la Tabla 1.2, entre el 111285 y el 090797, se estima con una velocidad promedio de **10.92 mm / mes**. Lo anterior se contrasta teniendo como base la Fig. 1.7, pues entre los años 1989 y 1998, para el Banco de Nivel Superficial BNS-2 se deduce una velocidad promedio de **6.67 mm / mes**; y los datos del Banco de Nivel Superficial BNS-1, entre el 010893 y el 010398, con una velocidad promedio de **6.04 mm / mes**.
2. Por lo que se refiere al **hundimiento del edificio**, del estudio de la Fig. 1.7, entre el 010292 y 010298, para las esquinas NW y SW se obtiene un hundimiento de **0.82 mm / mes** y de **1.14 mm / mes**, respectivamente; mientras que para las esquinas NE y SE se deducen **1.92 mm / mes** y de **2.06 mm / mes**, respectivamente. Por ello el edificio en ese lapso tiene un **hundimiento promedio de 1.49 mm / mes**, respecto al banco de nivel BNPF-2.
3. El **hundimiento del suelo inmediato a la construcción es de 3.75 mm / mes**, respecto al banco de nivel profundo BNPF-3, como se infiere de los levantamientos de secciones transversales efectuados entre 070298 y 171098.
4. La **emersión aparente del edificio**, conforme a lo antes mencionado se concluye que, en promedio, tiene una velocidad de **2.26 mm / mes**.

Tabla 1.1 Bancos de Nivel Superficiales cercanos.

BANCO DE NIVEL	NIVELACIONES 1998							
	1	2	3	4	5	6	7	8
	05-FEB	08-FEB	02-MAR	08-MAR	04-MAY	04-AGO	30-AGO	17-OCT
BN P-3	10.00000	10.00000	10.00000	10.00000	10.00000	10.00000	10.00000	10.00000
BN S-2	9.74214	9.74242	9.73967	9.73842	9.72604	9.72050	9.71713	9.71360
BN S PL-2	9.30062	9.30008	9.29828	9.29321	9.28583	9.28813	9.28312	9.28350
BN S PL-3	10.19333	10.19438	10.18963	10.18565	10.17736	10.17644	10.17396	10.17633
BN S PL-T	10.19910	10.19442	10.19442	10.19088	10.18161	10.17516	10.17228	10.17644
BN S -EI	----	10.36670	----	10.35455	----	10.32385	10.34793	10.35447
B(S04W01)01	----	----	8.27688	----	----	----	----	----
BN S PL-4	11.55498	----	11.55431	11.55100	11.55000	11.55893	11.55467	----

TABLA I.3 CUADRO RESUMEN DE VERTICALIDAD 1972 A 1998 (Desplomes, N16 - N00, cm)

Esquina	DIRECCIÓN	16	19	25	15	14	14	01	20	23	15	17	14	20	19	08	01	05	19	
		NOV 1972	OCT 1973	ENE 1979	MAR 1979	MAY 1980	MAY 1982	FEB 1986	ABR 1985	SEP 1985	SEP 1985	NOV 1985	DIC 1985	ENE 1986	FEB 1986	MAR 1986	FEB 1989	JUL 1991	AGO 1991	SEP 1991
NW F - 14	Norte (+)	19.2	19.0	57.1	57.8	55.3	54.8	54.9	54.8	55.2	55.3	54.9	55.8	57.5	56.6	52.0	52.2	51.6	51.8	51.2
	Oeste (+)	27.9	33.1	49.4	48.7	47.0	44.7	28.6	26.6	15.6	14.6	18.8	13.3	12.2	12.6	-31.0	-32.0	-32.4	-31.8	-32.5
NE A - 14	Norte (+)			43.8	43.5	42.1		45.8	41.6	46.1	48.0	55.2	48.1	52.5	46.5	47.0	44.3	44.3	45.0	44.7
	Oeste (+)			47.5	45.2	53.5		30.3	32.6	18.2	16.8	11.8	15.1	9.0	17.0	-32.7	-34.5	-33.9	-34.2	-34.3
SW F - 7	Norte (+)	40.9	42.3	29.3	28.9	33.8		32.5	31.5	30.9	31.0	29.8	31.2	29.9	31.2	26.3	25.7	25.1	25.1	24.4
	Oeste (+)	28.3	31.1	49.2	50.1	43.2		23.9	21.5	7.4	6.4	8.4	5.7	7.4	5.5	-36.2	-36.5	-35.5	-37.1	-37.8
SE A - 7	Norte (+)			43.7	44.0	45.8		42.7	45.2	47.8	46.5	47.2	46.6	48.1	47.9	44.3	43.8	43.1	43.6	43.8
	Oeste (+)			46.9	46.5	50.4		35.1	29.4	17.0	17.7	16.2	16.8	13.8	14.8	-38.3	-39.9	-38.8	-39.6	-40.0
PROMEDIO	Norte (+)	30.1	30.7	43.5	43.5	44.3	54.8	44.0	43.3	45.0	45.2	46.8	45.4	47.0	45.6	42.4	41.5	41.0	41.3	41.1
	Oeste (+)	28.1	32.1	48.2	47.6	48.5	44.7	29.5	27.5	14.6	13.9	13.8	12.7	10.6	12.5	-34.6	-35.7	-35.1	-35.7	-36.2
PROMEDIO SIN F - 7	Norte (+)	19.2	19.0	48.2	48.4	47.7	54.8	47.8	47.2	49.7	49.9	52.4	50.2	52.7	50.3	47.8	46.8	46.3	46.7	46.6
	Oeste (+)	28.1	32.1	47.9	46.8	49.1	50.3	44.7	31.3	29.5	16.4	15.6	15.1	11.7	14.8	-34.0	-35.5	-35.0	-35.2	-35.6



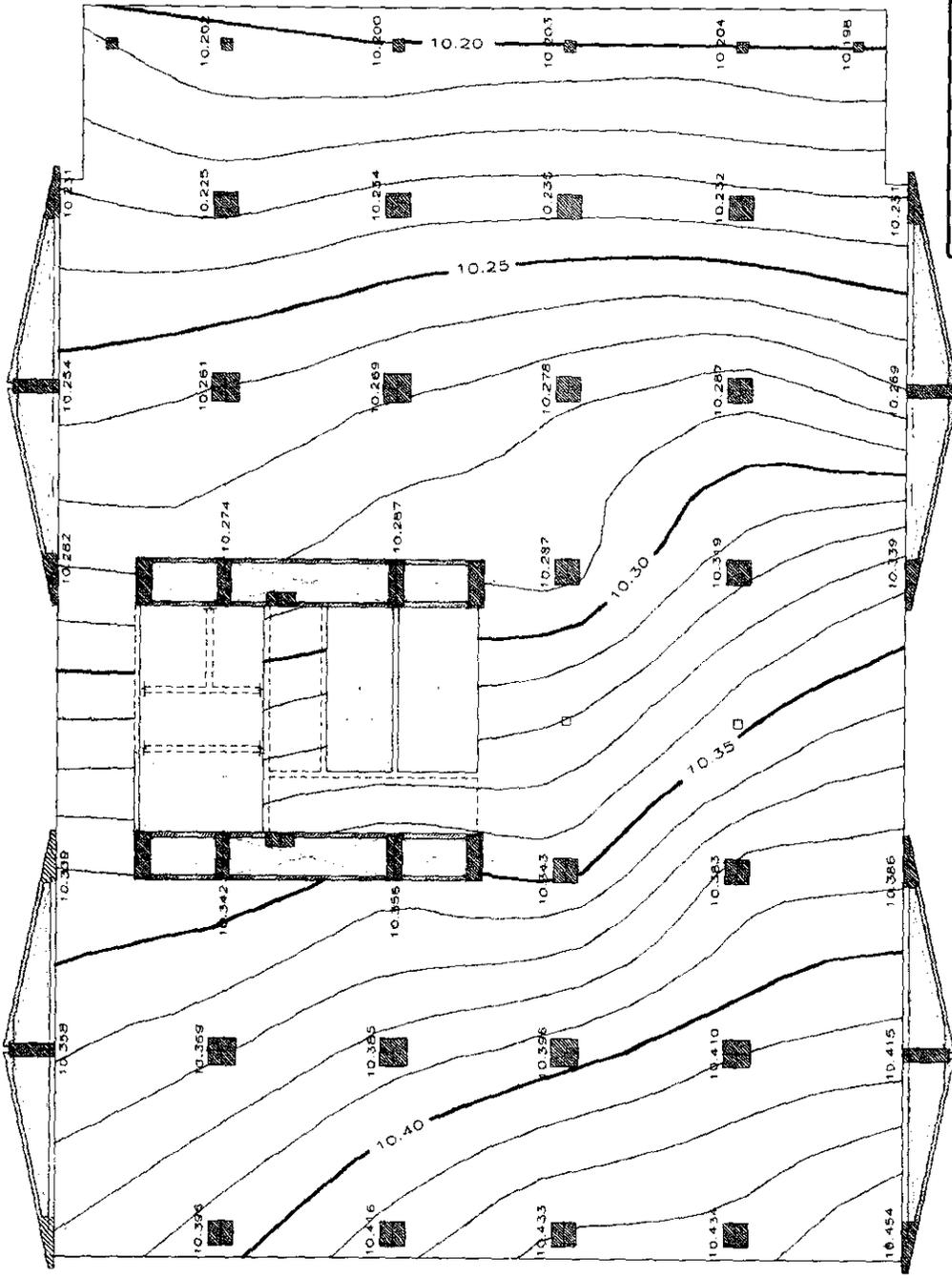
NOTAS

- ◆ BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL
- ◆ BANCO DE NIVEL (PILOTE HINCADO)
- ◆ BANCO DE NIVEL PROFUNDO
- ◆ ESTACIÓN ACELEROMÉTRICA

FIG. 1.1 LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE NIVEL

			
TÍTULO PROFESIONAL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
PROFESIONAL CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
DIRECTOR DE TRABAJO M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
ESPECIALIDAD DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		ESTADO ULT/CHFH	
MUNICIPIO LOCALIZACIÓN DE BANCOS DE NIVEL		MUNICIPIO TESPOTT	
FECHA 15/08/88		ESCALA S/E	

7 8 8' 9 10 10' 11 12 12' 13 14 15



F E2 E1 E D1 D C1 C B A1 A

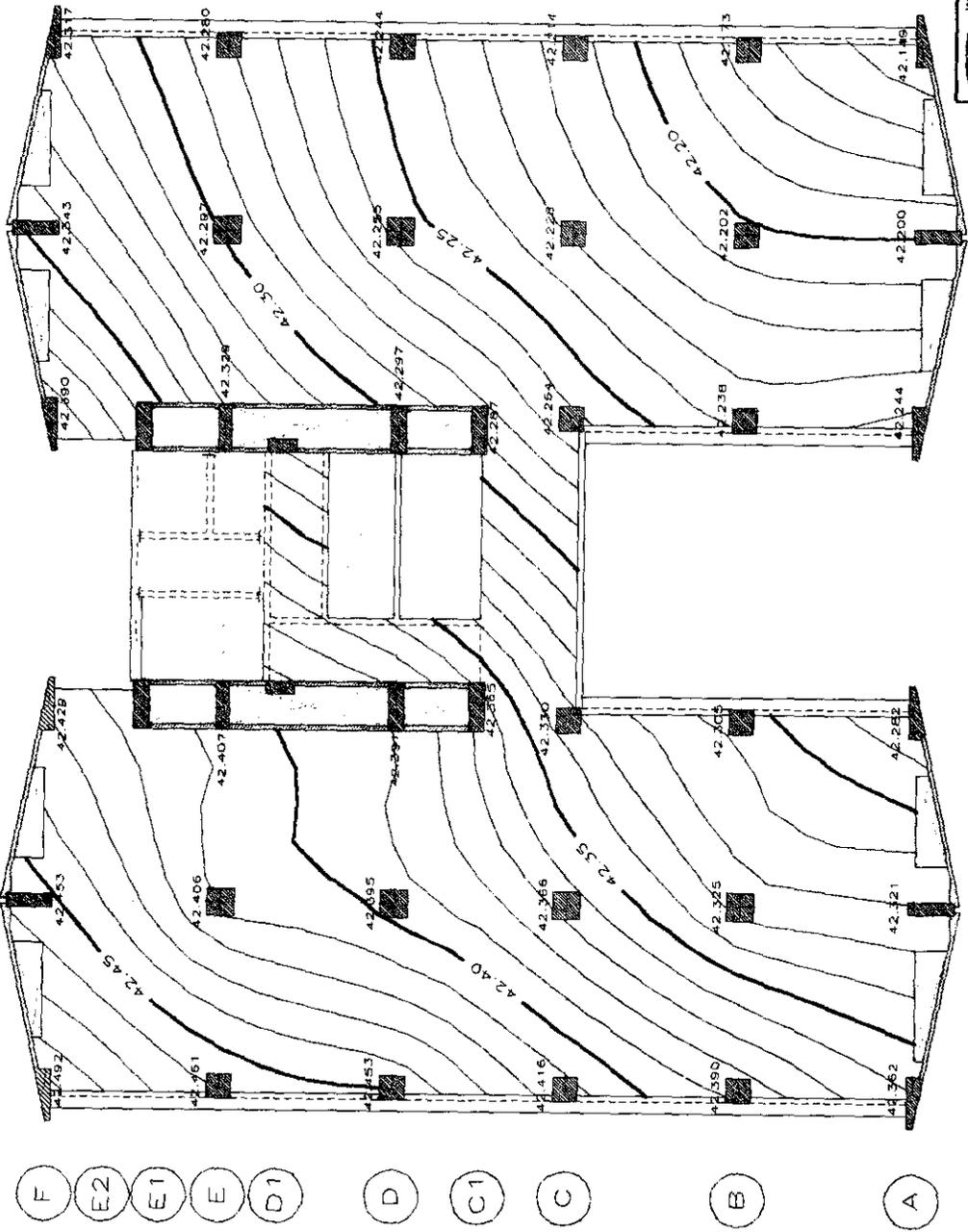

INGENIERIA
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECISIETE NIVELES DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO
 Presente: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
 Autor: M. en C. JOSE LUIS TRINIDAD SUAREZ
 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL 31/7/98H (TESTEST) 11:30
 ESCUELA DE INGENIERIA DE MEXICO 15/088 1/2

FIG. 1.2 CURVAS DE NIVEL PLANTA BAJA 1985

- N. O. T. A. S.**
1. COTAS EN METROS.
 2. CURVAS DE NIVEL A CADA CENTIMETRO.
 3. ELEVACIONES REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL BNP-3



7 8 8 9 10 10 11 12 12 13 14



N O T A S

1. COTAS EN METROS.
2. CURVAS DE NIVEL A CADA CENTIMETRO.
3. ELEVACIONES REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL BNP-3

FIG. 1.3 CURVAS DE NIVEL NO7 1998


Ing. Humberto Flores Hernández
 Ingeiero en Civil
 M. en I. JOSE LUIS TRINCO SUAREZ
 COORDINADOR ESTRUCTURAL (J.T./GEN) (T.E.S.007) (1.3.0)
 CENTRO DE ESTUDIOS Y ASesorIA EN INGENIERIA ESTRUCTURAL
 DE LA CIUDAD DE MENCO

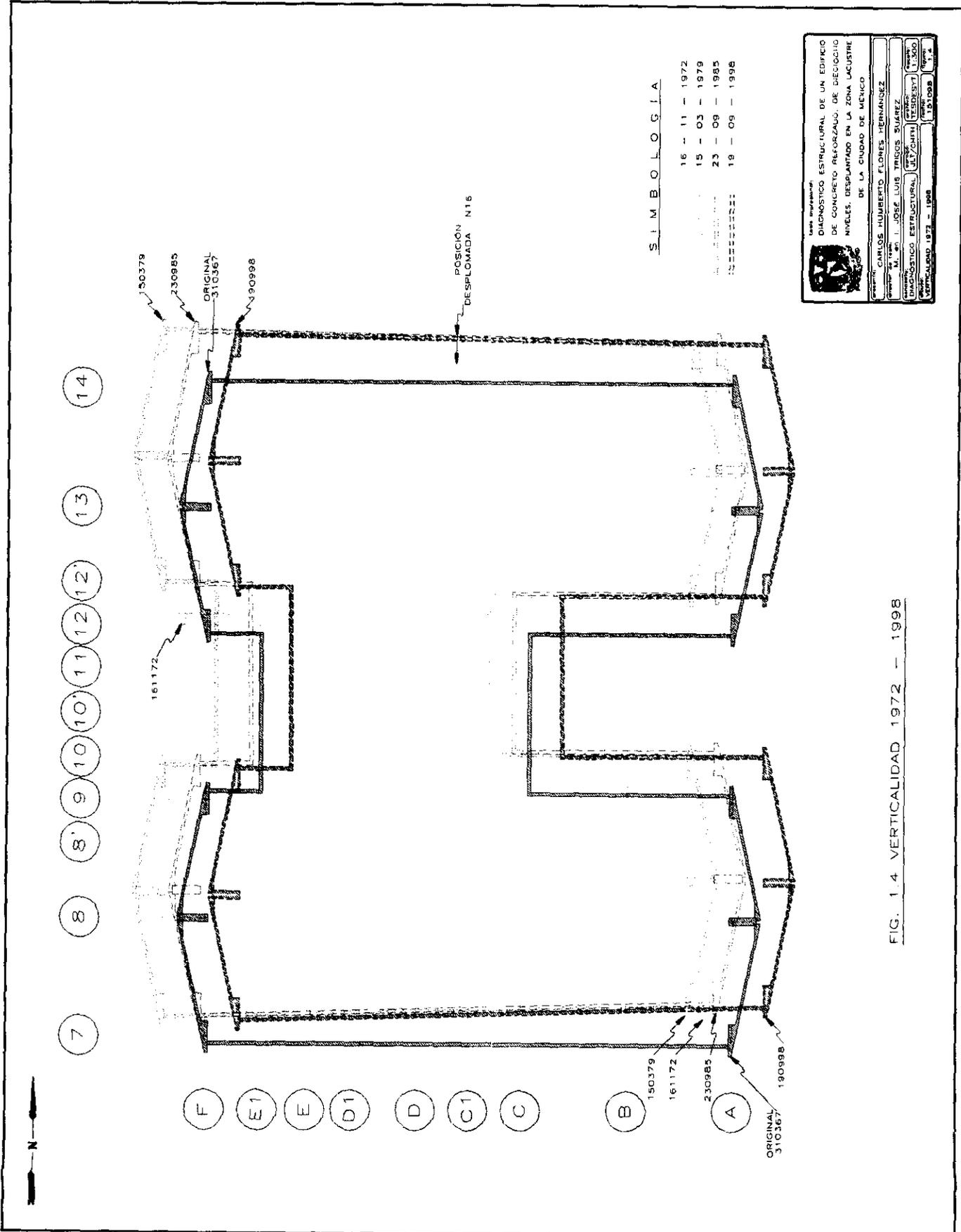
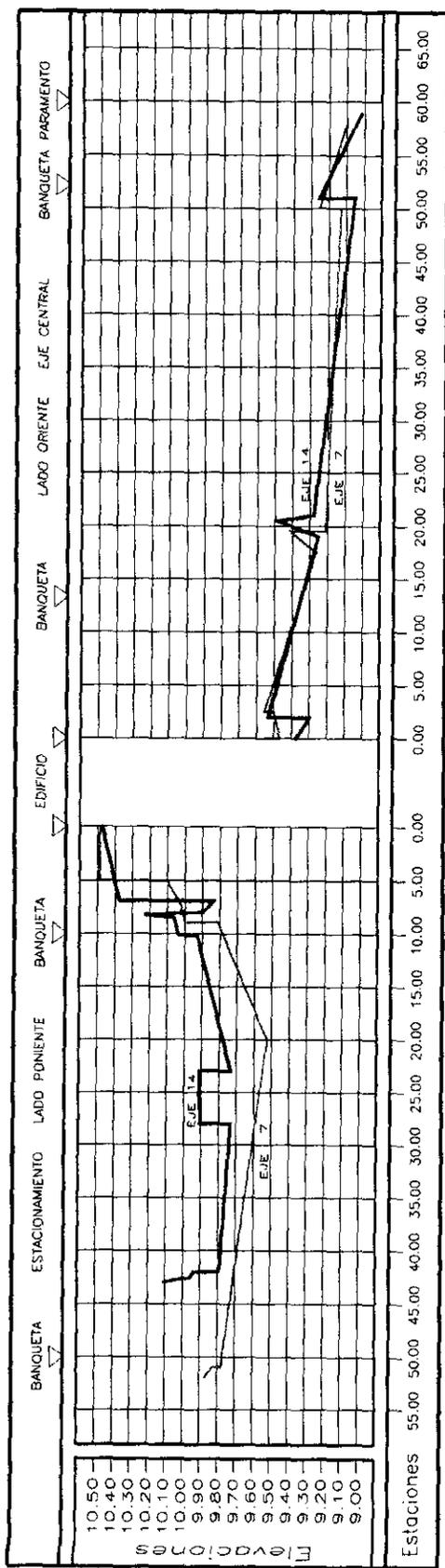
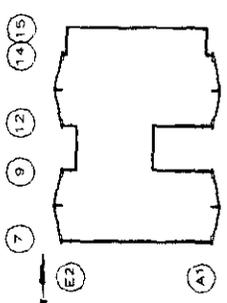
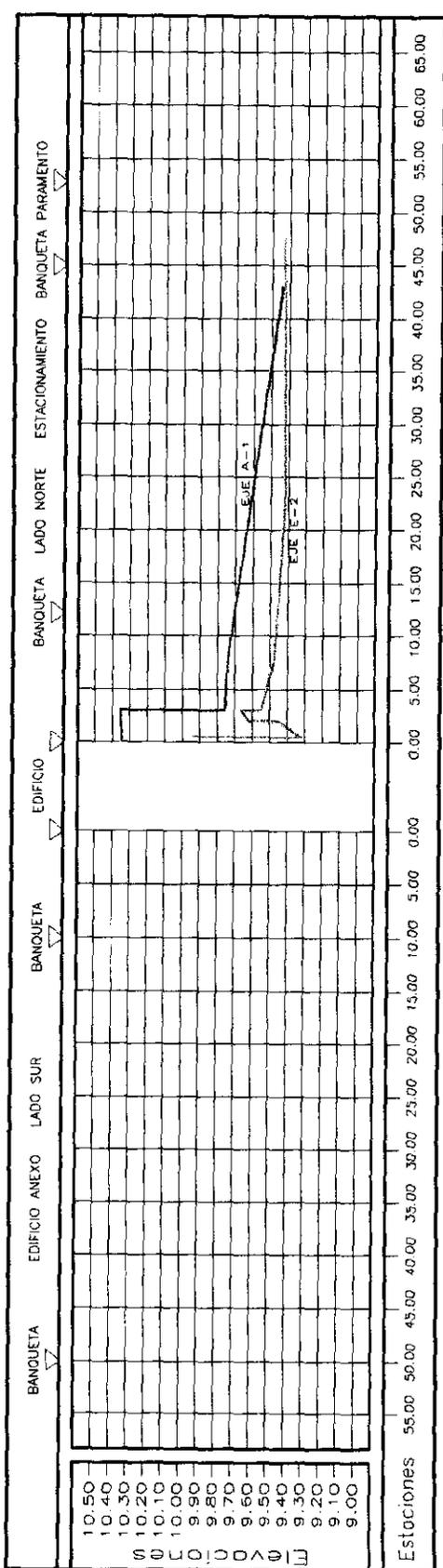


FIG. 1.4 VERTICALIDAD 1972 - 1998



S E C C I O N E J E 7 Y E J E 1 4



N. O. T. A. S.
 1. ELEVACIONES Y ESTACIONES EN METROS.
 2. ELEVACIONES REFERIDAS AL BANCO DE NIVEL N° 10

S I M B O L O G I A

EJE 7
 EJE 14
 EJE A-1
 EJE E-2

Logo of the Instituto Mexicano de Tecnología del Concreto (IMTCC) and the Instituto Mexicano de Tecnología del Asfalto (IMTA).

Trabaja en el campo de la Tecnología del Concreto y el Asfalto.

DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

Proyecto: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ

Elaborado por: Ing. JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ

Supervisor: Ing. CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ

Escuela: INGENIERIA CIVIL

Asignatura: DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL (EST/CHN) (ES/SECEA) (1-300)

Fecha: 1998

Material: SECCION EJE 7, 9, 12, 14, 15, E-2

Mapa: 020008

Hoja: 019

FIG. 1.5 RASANTE SECCION EJES 7, 14, A-1 Y E-2

II. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

II. ESTUDIOS ANALÍTICOS.

Debido a la complejidad, la mayoría de las estructuras deben simplificarse drásticamente para poderlas analizar: no se analiza el edificio real, sino un modelo del mismo. La elección de un modelo satisfactorio, que incluya las características más significativas de la construcción, es básica para que el análisis tenga algún sentido; de nada sirven los métodos más refinados, y matemáticamente más elegantes y exactos, si el modelo no representa de manera adecuada a la edificación real, o si ésta no se construye para que se comporte como se supuso que lo haría al elaborarlo, es así que es aceptable realizar simplificaciones y consideraciones mientras se logre una concordancia entre el modelo y la construcción, es de más importancia, y complicado de lograr, en el análisis ante fuerzas sísmicas que en el de carga vertical, por la trascendencia de fenómenos como la interacción de elementos estructurales y no estructurales, la relación entre resistencias, rigideces y ductilidades, la configuración espacial de la construcción, y el comportamiento conjunto suelo, cimentación y superestructura, la dinámica estructural es trascendente cuando el análisis implica conocer periodos y formas modales de la estructura, ya que de éstos derivan las fuerzas de inercia que habrán de corresponder a la estructura al someterla en un análisis dinámico modal espectral.

Si las frecuencias naturales de vibración son las mismas en la estructura real y en el modelo se podrá realizar una mejor predicción del comportamiento de la construcción, y en ello radica la conveniencia de poder calibrar los modelos analíticos y matemáticos, al comparar con valores experimentales resultado de mediciones de vibración en la estructura, ya sea generados por perturbaciones ambientales o por movimientos sísmicos de baja amplitud.

El producto del análisis son los elementos mecánicos, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y axiales, y momentos de torsión, que tendrán que ser resistidos por cada uno de los miembros que constituyen la estructura, por la estructura completa y su cimentación. La revisión de los elementos estriba en verificar que sus dimensiones y materiales provean de una resistencia adecuada y condiciones de servicio satisfactorias. Si no se logra alguno de estos objetivos, debe establecerse cual es la gravedad, consecuencias y si es necesario un proyecto de adecuación estructural, para lograr cumplimiento con los límites de servicio señalados en el RCDF93.

Como se ha mencionado, el comportamiento adecuado ante eventos sísmicos exige una revisión mucho más cuidadosa que el requerido para cargas gravitacionales, jerarquizando las posibles formas de falla, para evitar fenómenos que ocasionen disminuciones drásticas en resistencia o capacidad de absorción de energía.

2.1 Modelación Analítica.

El análisis general de la estructura y su cimentación se hizo considerando hipótesis de comportamiento elástico-lineal. Para evaluar los efectos por sismo se aplicaron dos métodos: el análisis sísmico estático equivalente y el análisis sísmico dinámico modal espectral; el primero para tener un índice del comportamiento de la estructura y el segundo para obtener una evaluación de las fuerzas sísmicas y sus efectos de acuerdo al RCDF93. El comportamiento de la estructura se estudió mediante el planteamiento de diversos modelos analíticos tridimensionales con diferentes variantes, con el fin de considerar la influencia de diferentes factores presentes en la estructura.

Un modelo se planteó con la estructura original, vertical, considerando apoyos fijos en la losa superior del cajón de cimentación, en la Planta Baja; otro modelo consistió en aplicar los valores de desplome deducidos del promedio medido en Agosto 30, 1998, al modelo anterior; un tercer modelo para estudiar el comportamiento interactivo del **sistema estructura - cimentación - suelo** apoyado con el cajón de cimentación en el suelo circundante, en los pilotes originales y los de la recimentación de 1980, hasta las formaciones de la primera capa dura, actualmente entre los 30 m y 35 m de profundidad, y por último el modelo que se presenta en este trabajo y que se considera como el que mejor describe el comportamiento del edificio, mediante el modelo que integra al **sistema estructura - cimentación - suelo** con la influencia del desplome medido.

Para analizar la estructura se decidió modelarla como un conjunto de elementos verticales y horizontales interconectados para representar columnas y muros, y las trabes y nervaduras necesarias para representar los sistemas de piso (losas planas aligeradas), consideradas rígidas en su propio plano. La geometría básica de la estructura se define con referencia a un sistema global de coordenadas ortogonales dos ejes horizontales (X y Z) y un eje vertical (Y), únicos para toda la estructura; con respecto a este sistema se localizan las coordenadas de nudos, miembros, paneles, cargas actuantes y masas correspondientes a cada nivel de la estructura. Las cargas gravitacionales se aplican a cada elemento horizontal mediante patrones de cargas básicas; se distinguen cuatro, designadas C01, C02, C03 y C06, y empleadas en los análisis para Cargas Muertas (CM), Cargas Vivas Máximas y Accidentales (Cvmáx y CVa) y Cargas por Equipo en Operación (PEO), además de considerar el peso propio de elementos verticales como columnas y muros. De entre las opciones de fuerzas sísmicas se emplearon las del análisis sísmico estático equivalente **ASEE** y las del análisis sísmico dinámico modal espectral **ASDME** con combinación cuadrática completa, aplicandoles como cargas laterales en cada uno de los niveles. La implicación de la dinámica estructural en las más de 50 corridas del modelo consistió en establecer las matrices de masas y de rigideces de la estructura, se consideraron seis grados de libertad por cada nudo y tres grados de libertad por nivel, aplicando el método de condensación estática. En esas condiciones se calcularon frecuencias, periodos, factores de participación y configuraciones modales; en los análisis iniciales se calcularon hasta 50 modos, y en el resto de las corridas se valoraron la contribuciones de los primeros 20 modos de vibración, de los cuales los nueve más significativos son los tres primeros de traslación en X (E - W), y en Z (N - S), y de rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa de cada nivel. Se estableció una muy razonable concordancia entre las propiedades dinámicas calculadas y las usadas en las revisiones, con los establecidos mediante el estudio de vibraciones ambientales.

Los modelos matemáticos en que se basan los análisis efectuados consisten en la aplicación extensiva del método de las rigideces y desplazamientos como caso particular del Método del Elemento Finito, y como ha cobrado aceptación en los medios profesionales se utilizó un programa de cómputo para realizar estos análisis.

2.2 Modelación de la Estructura.

Como se estableció en el capítulo I, el edificio está constituido por un solo cuerpo que consta de veintinueve plantas: Cimentación, CIM; Sótano, SOT; Planta Baja, PB; Plantas Niveles 1 y 2, N01 y N02; Planta Nivel 3, N03; trece Niveles Tipo, N04 a N16; Planta Nivel 17, N17; y Azotea, N18. Y con un desplome promedio utilizado en el modelo mostrado en la Tabla 2.1.

La estructuración de la edificación se presenta en las figuras 2.1 a 2.10; del estudio de la estructuración se modeló la estructura, analítica y matemáticamente, mediante un conjunto tridimensional de 9,473 nudos y 19,083 elementos: 707 columnas de concreto reforzado, 1,357 muros de concreto reforzado, 51 muros de mampostería, y 16,968 trabes y nervaduras de concreto reforzado, como se muestra en las Figs. 2.11 a 2.25 donde se observan diferentes vistas del modelo analítico en isométrico, plantas y elevaciones de marcos. Se efectuaron diversos análisis de los efectos de los sistemas de carga actuando sobre la estructura, planteando el equilibrio en la condición deformada, con objeto de considerar explícitamente efectos de segundo orden.

Tabla 2.1 Alturas de Entrepisos y Desplomes.

NIVEL	ALTURAS DE ENTREPISO				DESPLOME	
	LEVANTAMIENTO		MODELO		NORTE	OESTE
	Δh_i (m)	H_i (m)	Δh_i (m)	H_i (m)	+ DX + - (cm)	+ DZ + 1 (cm)
N-18	9.190	85.587	9.200	85.600	56.7	-42.8
N-17	4.320	76.397	4.300	76.400	50.6	-38.2
N-16 ½	1.700	72.077	1.700	72.100	47.8	-36.1
N-16	4.400	70.377	4.400	70.400	46.7	-35.2
N-15	4.408	65.977	4.400	66.000	43.7	-33.0
N-14	4.378	61.569	4.400	61.600	40.8	-30.8
N-13	4.406	57.191	4.400	57.200	37.9	-28.6
N-12	4.416	52.785	4.400	52.800	35.0	-26.4
N-11	4.398	48.369	4.400	48.400	32.1	-24.2
N-10	4.392	43.971	4.400	44.000	29.2	-22.0
N-09	4.378	39.579	4.400	39.600	26.2	-19.8
N-08	4.404	35.201	4.400	35.200	23.3	-17.6
N-07	4.406	30.797	4.400	30.800	20.4	-15.4
N-06	4.390	26.392	4.400	26.400	17.5	-13.2
N-05	4.397	22.002	4.400	22.000	14.6	-11.0
N-04	4.428	17.605	4.400	17.600	11.7	-8.8
N-03	4.382	13.177	4.400	13.200	8.8	-6.6
N-02	4.370	8.795	4.400	8.800	5.8	-4.4
N-01	4.425	4.425	4.400	4.400	2.9	-2.2
PB	2.300	0.000	2.300	0.000	0.0	0.0
NTN		-2.300		-2.300		

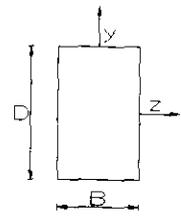
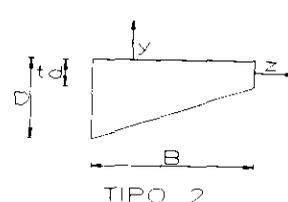
Δh_i Altura de entrepiso

H_i Altura de nivel

2.3 Propiedades Geométricas de los Elementos.

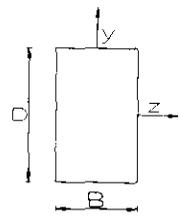
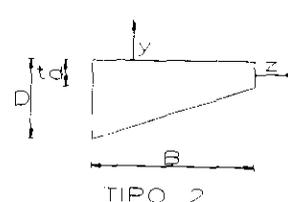
Las propiedades geométricas de los principales elementos que componen el sistema de la Estructura; fueron tomados de la información mostrada en los planos del proyecto estructural y arquitectónico y al mismo tiempo fueron verificados en la estructura. Las dimensiones de columnas se muestran en la Tabla 2.2 y las nervaduras de un nivel representativo en la Tabla 2.3, ambas en cm.

Tabla 2.2 Propiedades Geométricas de Columnas, cm.

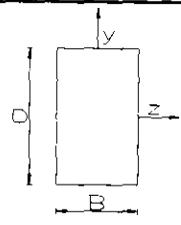
ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
SÓTANO (SOT) a PLANTA BAJA (PB)						NIVEL 01 (N01) a NIVEL 02 (N02)					
C 1	1	35	-	35	-	C 9	1	80	-	80	-
C 2	1	40	-	40	-	C 10	1	80	-	80	-
C 3	1	55	-	165	-	C 11	1	90	-	90	-
C 4	1	45	-	100	-	C 12	1	40	-	165	-
C 5	1	30	-	30	-	C 13	1	50	-	165	-
C 8	1	85	-	85	-	C 14	1	90	-	95	-
C 9	1	85	-	85	-	NIVEL 02 (N02) a NIVEL 03 (N03)					
C 10	1	85	-	85	-	C 1	1	30	-	30	-
C 11	1	95	-	95	-	C 2	1	35	-	35	-
C 12	1	45	-	165	-	C 3	1	50	-	165	-
C 13	1	55	-	165	-	C 4	1	40	-	100	-
C 14	1	95	-	95	-	C 6	2	160	20	54.2	-
PLANTA BAJA (PB) a NIVEL 01 (N 01)						C 7	1	40	-	160	-
C 1	1	35	-	35	-	C 8	1	80	-	80	-
C 2	1	40	-	40	-	C 9	1	80	-	80	-
C 3	1	55	-	165	-	C 10	1	80	-	80	-
C 4	1	45	-	100	-	C 11	1	90	-	90	-
C 6	2	180	20	58.4	-	C 12	1	40	-	165	-
C 7	1	45	-	160	-	C 13	1	50	-	165	-
C 8	1	85	-	85	-	C 14	1	90	-	95	-
C 9	1	85	-	85	-	NIVEL 03 (N03) a NIVEL 05 (N05)					
C 10	1	85	-	85	-	C 3	1	40	-	165	-
C 11	1	95	-	95	-	C 4	1	35	-	100	-
C 12	1	45	-	165	-	C 6	2	150	20	52	-
C 13	1	55	-	165	-	C 7	1	35	-	160	-
C 14	1	95	-	95	-	C 8	1	75	-	75	-
NIVEL 01 (N01) a NIVEL 02 (N02)						C 9	1	75	-	75	-
C 1	1	30	-	30	-	C 10	1	75	-	75	-
C 2	1	35	-	35	-	C 11	1	85	-	85	-
C 3	1	50	-	165	-	C 12	1	35	-	165	-
C 4	1	40	-	100	-	C 13	1	40	-	165	-
C 6	2	180	20	58.4	-	C 14	1	85	-	85	-
C 7	1	40	-	160	-						
C 8	1	80	-	80	-						

Tabla 2.2 Propiedades Geométricas de Columnas, cm (continuación).

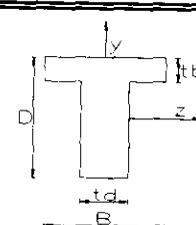



ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
NIVEL 05 (N05) a NIVEL 07 (N07)						NIVEL 09 (N09) a NIVEL 11 (N11)					
C 3	1	35	-	165	-	C 11	1	70	-	70	-
C 4	1	30	-	100	-	C 12	1	25	-	165	-
C 6	2	140	20	49.9	-	C 13	1	30	-	165	-
C 7	1	30	-	160	-	C 14	1	75	-	75	-
C 8	1	70	-	70	-	NIVEL 11 (N11) a NIVEL 13 (N13)					
C 9	1	70	-	70	-	C 3	1	20	-	165	-
C 10	1	70	-	70	-	C 4	1	20	-	100	-
C 11	1	75	-	75	-	C 6	2	110	20	43.5	-
C 12	1	30	-	165	-	C 7	1	20	-	160	-
C 13	1	35	-	165	-	C 8	1	55	-	55	-
C 14	1	80	-	80	-	C 9	1	60	-	60	-
NIVEL 07 (N07) a NIVEL 09 (N09)						C 10	1	55	-	55	-
C 3	1	30	-	165	-	C 11	1	60	-	60	-
C 4	1	30	-	100	-	C 12	1	25	-	165	-
C 6	2	135	20	48.8	-	C 13	1	25	-	165	-
C 7	1	30	-	160	-	C 14	1	65	-	65	-
C 8	1	65	-	65	-	NIVEL 13 (N13) a NIVEL 16 (N16)					
C 9	1	70	-	70	-	C 3	1	20	-	165	-
C 10	1	70	-	70	-	C 4	1	15	-	100	-
C 11	1	75	-	75	-	C 6	2	95	20	40.3	-
C 12	1	30	-	165	-	C 7	1	20	-	160	-
C 13	1	35	-	165	-	C 8	1	45	-	45	-
C 14	1	80	-	80	-	C 9	1	50	-	50	-
NIVEL 09 (N09) a NIVEL 11 (N11)						C 10	1	50	-	50	-
C 3	1	25	-	165	-	C 11	1	50	-	50	-
C 4	1	25	-	100	-	C 12	1	20	-	165	-
C 6	2	125	20	46.7	-	C 13	1	20	-	165	-
C 7	1	25	-	160	-	C 14	1	60	-	60	-
C 8	1	60	-	60	-	NIVEL 16 (N16) a NIVEL AZOTEA (N18)					
C 9	1	65	-	65	-	C 14	1	50	-	50	-
C 10	1	65	-	65	-						

Tabla 2.3 Propiedades Geométricas de Trabes y Nervaduras, cm.



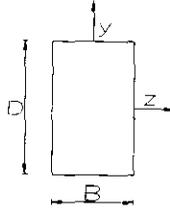
TIPO 1



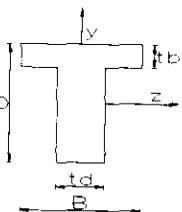
TIPO 2

ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
NIVEL 16 (N 16) NERVADURAS PARALELAS AL EJE Z											
Trabe en muro	1	15	-	40	-	Eje C1'	2	130	70	40	5
Eje A columna	1	44	-	40	-	Eje C1'	2	130	50	40	5
Eje A central	2	44	24	40	35	Eje D columna	1	65	-	40	-
Eje A' columna	2	130	70	40	35	Eje D columna	1	40	-	40	-
Eje A' columna	2	130	110	40	35	Eje D central	2	65	25	40	5
Eje A' central	2	130	50	40	5	Eje D' columna	2	130	70	40	5
Eje A''	2	272	52	40	5	Eje D' columna	2	130	111	40	5
Eje A''' columna	2	130	70	40	5	Eje D'	2	130	50	40	5
Eje A''' columna	2	130	111	40	5	Trabe	1	20	-	50	- T-2
Eje A'''	2	130	50	40	5	Eje D''	2	272	52	40	5
Eje B columna	1	65	-	40	-	Trabe	1	20	-	80	- T-1
Eje B central	2	65	25	40	5	Eje D''' columna	2	130	70	40	5
Eje B' columna	2	130	70	40	5	Eje D''' columna	2	130	111	40	5
Eje B' columna	2	130	111	40	5	Eje D'''	2	130	50	40	5
Eje B'	2	130	50	40	5	Eje E columna	1	65	-	40	-
Eje B''	2	272	52	40	5	Eje E columna	1	35	-	40	-
Eje B''' columna	2	130	70	40	5	Eje E central	2	65	25	40	5
Eje B''' columna	2	130	111	40	5	Eje E' columna	2	130	70	40	5
Eje B'''	2	130	50	40	5	Eje E' columna	2	130	111	40	5
Eje C columna	1	65	-	40	-	Eje E'	2	130	50	40	5
Eje C columna	1	46	-	40	-	Eje E1 columna	2	272	112	40	5
Eje C central	2	65	25	40	5	Eje E1 columna	1	166	-	40	-
Eje C central	2	46	26	40	5	Eje E1 columna	1	131	-	40	-
Eje C' columna	2	130	70	40	5	Eje E1	1	20	-	40	-
Eje C' columna	2	130	111	40	5	Eje E1	2	272	52	40	5
Eje C' columna	1	131	-	40	-	Eje E1' columna	2	130	70	40	5
Eje C'	2	130	50	40	5	Eje E1' columna	2	130	110	40	5
Eje C1 central	2	272	72	40	5	Eje E1' columna	1	130	-	40	-
Eje C1 columna	1	272	152	40	5	Eje E1'	2	130	50	40	5
Eje C1 columna	1	166	-	40	-	Eje F columna	1	44	-	40	-
Eje C1 columna	1	46	-	40	-	Eje F central	2	44	24	40	5
Eje C1' columna	2	131	111	40	5						

Tabla 2.3 Propiedades Geométricas de Traves y Nervaduras, cm (continuación).



TIPO 1



TIPO 2

ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb	ELEMENTO	TIPO	B	td	D	tb
NIVEL 16 (N 16) NERVADURAS PARALELAS AL EJE X											
Eje 7 columna	1	46	-	40	-	Eje 10'	2	300	60	40	5
Eje 7 central	2	46	26	40	5	Eje 10'a	2	210	60	40	5
Eje 7a columna	1	131	-	40	-	Eje 11 columna	2	67.5	37.5	40	5
Eje 7a columna	2	131	111	40	5	Eje 11 columna	2	120	90	40	5
Eje 7a	2	131	51	40	5	Eje 11 trabe	1	15	-	40	-
Eje 7b	2	340	60	40	5	Eje 11 columna	1	60	-	40	-
Eje 7c columna	2	131	111	40	5	Eje 11 columna	1	27.5	-	40	-
Eje 7c	2	131	51	40	5	Eje 12 columna	1	46	-	40	-
Eje 8 columna	1	66	-	40	-	Eje 12 columna	1	57.5	-	40	-
Eje 8 central	2	66	26	40	5	Eje 12 central		46	26	40	5
Eje 8a columna	2	131	111	40	5	Eje 12' columna	1	66	-	40	-
Eje 8a	2	131	51	40	5	Eje 12' columna	2	90	70	40	5
Eje 8b	2	272	52	40	5	Eje 12' columna	2	46	26	40	5
Eje 8c columna	2	131	111	40	5	Eje 12' columna	1	46	-	40	-
Eje 8c columna	2	131	71	40	5	Eje 12' central		66	26	40	5
Eje 8c	2	131	51	40	5	Eje 12' central		46	26	40	5
Eje 8' columna	1	66	-	40	-	Eje 12'a columna	2	131	111	40	5
Eje 8' columna	2	90	70	40	5	Eje 12'a columna	2	131	71	40	5
Eje 8' columna	2	46	26	40	5	Eje 12'a	2	131	51	40	5
Eje 8' columna	1	46	-	40	-	Eje 12'b	2	272	52	40	5
Eje 8' central	2	66	26	40	5	Eje 12'c columna	2	131	111	40	5
Eje 8' central	2	46	26	40	5	Eje 12'c	2	131	51	40	5
Eje 9 columna	1	46	-	40	-	Eje 13 columna	1	66	-	40	-
Eje 9 columna	1	57.5	-	40	-	Eje 13 central	2	66	26	40	5
Eje 9 central	2	46	26	40	5	Eje 13a columna	2	131	111	40	5
Eje 10 columna	2	67.5	37.5	40	5	Eje 13a	2	131	51	40	5
Eje 10 columna	2	120	90	40	5	Eje 13b	2	340	60	40	5
Eje 10 trabe	1	15	-	40	-	Eje 13c columna	1	131	-	40	-
Eje 10 columna	1	60	-	40	-	Eje 13c	2	131	51	40	5
Eje 10 columna	1	27.5	-	40	-	Eje 14 columna	1	46	-	40	-
Eje 10a	2	210	60	40	5	Eje 14 central	2	46	26	40	5
Trabe T-3	1	20	-	50	-						

2.4 Propiedades Mecánicas de los Materiales.

De acuerdo con las especificaciones en planos estructurales, los materiales del proyecto original y de la recimentación, son:

Concreto en estructura con un peso volumétrico,	$\geq 2000 \text{ kgf/m}^3$
Columnas: De sótano a nivel 7,	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
De nivel 7 a azotea,	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
Losas: De sótano a nivel 15,	$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$
De nivel 16 a azotea,	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Cimentación: cascarones, muros y contratraves,	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Pilotes: cimentación original,	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
recimentación,	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$
Acero de refuerzo: en toda la estructura original, grado duro,	$f_y = 4000 \text{ kgf/cm}^2$
Acero de refuerzo: en la recimentación 1980,	$f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

Debido a la importancia de los índices cuantitativos de la resistencia del concreto en la estructura y en atención al art. 192 del RCDF93, se revisaron los resultados de un programa de extracción de núcleos de elementos en la estructura que posteriormente se sometieron a pruebas de compresión axial, combinandolos con resultados del método de pruebas no destructivas (mediante el 'martillo' de Schmidt, o esclerómetro).

En la Tabla 2.4 se presentan los resultados de la extracción y el ensaye de 40 núcleos de concreto extraídos de 23 columnas en diferentes niveles de la estructura, en 7 muros de concreto reforzado elegidos en diferentes niveles, 2 muestras en los sistemas de piso y en 8 trabes en cinco niveles diferentes, en lugares próximos donde se ensayó también con esclerómetro, con objeto de correlacionar los resultados y confrontar ambos tipos de ensayos en el mismo elemento de la estructura.

De 203 sitios para ensaye con esclerómetro, distribuidos en los niveles desde el sótano hasta el nivel N17, se tuvo una distribución adecuada y selectiva. En cada lugar se efectuaron nueve determinaciones del índice de resistencia del concreto y su respectivo valor promedio, Tabla 2.5.

Con los resultados de los ensayos se procedió a realizar un análisis estadístico para las muestras de núcleos de concreto extraídos de la estructura, Tabla 2.6; las resistencias del concreto para los niveles de sótano al nivel 7 tuvieron valores promedio y coeficiente de variación de 408 kgf/cm^2 y 16.5 por ciento respectivamente, y de 304 kgf/cm^2 y 17.4 por ciento del nivel 7 hasta el último nivel.

Con base en la calibración del esclerómetro se consignan las estimaciones correspondientes a las resistencias del concreto de la estructura in situ, Tabla 2.7: valor promedio y coeficiente de variación de 366 kgf/cm^2 y 5.7 por ciento, correspondientes de sótano al nivel 7; y para nivel 7 hasta el nivel 17 se obtiene como valor promedio y coeficiente de variación de 334 kgf/cm^2 y 8.9 por ciento. Los valores anteriores contrastan con las dos resistencias nominales del concreto en la estructura estipuladas en proyecto, $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ para los elementos estructurales que se encuentran desde el nivel de sótano hasta el nivel 7 y $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ para los niveles restantes. Destaca la circunstancia de que en general en cada nivel de la estructura se supera la resistencia nominal y que hay una mayor dispersión para los resultados de ensayos en núcleos.

Tabla 2.4 Características de los Núcleos.

Identificación	Ejes	PV _c kgf/m ³	fc kgf/cm ²
C S1 C 239	C1-9	2147	425
C S1 C 240	C1S12	2127	543
C 00 C 218	F-9	2130	339
C 00 M 237	F-8,9	2067	374
C 00 M 238	C,DS12'	2179	475
C 01 T 220	D-8	2176	420
C 01 T 219	CS12	2151	292
C 01 T 221	B-9	2205	353
C 01 C 214	BS13	2215	418
C 01 C 215	D-7	2131	411
C 01 C 213	CS13	2128	409
C 03 C 236	AS13	2120	394
C 03 C 217	B-8	2175	341
C 03 C 216	ES13	2260	463
C 04 T 223	F-4	2127	377
C 04 T 222	F-7	2130	533
C 05 C 212	D-8	2178	430
C 05 T 224	D-8	2120	391
C 05 C 211	D-8	2151	340
C 06 M 233	A-8,9	2114	321

Identificación	Ejes	PV _c kgf/m ³	fc kgf/cm ²
C 06 M 232	D,ES10	2146	518
C 07 C 210	E-8	2266	217
C 07 M 235	C,DS12	2099	251
C 08 C 209	B-7	2150	268
C 08 C 207	BS13	2130	338
C 08 C 208	BS13	2130	279
C 10 C 206	DS13	2055	194
C 10 C 205	CS12	2126	263
C 10 T 229	ES12	1919	303
C 12 C 231	AS13	2072	297
C 13 C 204	E-7	2145	236
C 13 C 203	CS12	2133	330
C 14 C 201	CS14	2183	401
C 14 P 230	C-9,12	2056	353
C 14 M 234	C,DS10	2023	323
C 14 C 202	CS12	2103	278
C 14 P 228	C,BS12	2081	281
C 17 C 225	ES13	2055	360
C 17 M 226	D,ES12	2088	271
C 17 T 227	ES12	2093	393

Tabla 2.5 Resultados de Ensayes No Destructivos.

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E S1 C 178	C1S12	49.13	388
E S1 C 179	C1-9	49.63	390
E S1 C 239	C1-9	49.60	390
E S1 C 240	C1S12	49.10	387
E 00 C 174	F-9	45.25	368
E 00 C 175		52.88	460
E 00 C 176	10	51.13	398
E 00 C 177	8'	47.88	381
E 00 C 218	F-9	45.30	368
E 00 M 238	C,DS12'	37.00	324
E 01 C 161	BS13	43.00	356
E 01 C 162	CS13	45.25	368
E 01 C 163	D-7	41.50	348
E 01 C 164	D-8	44.38	363
E 01 C 165	E-7	40.88	345
E 01 C 166	C-8	47.13	377
E 01 C 167	B-7	48.63	385
E 01 C 168	A1S15	47.50	379
E 01 C 169	DS13	45.63	370

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E 01 C 170	CS15	42.75	355
E 01 C 171	E2S15	46.63	375
E 01 C 172	10	40.25	341
E 01 C 173	8'	39.50	337
E 01 C 215	CS13	45.30	368
E 01 C 216	BS13	43.00	356
E 01 C 217	D-7	41.50	348
E 02 C 154	ES14	47.25	378
E 02 C 155	DS14	40.25	341
E 02 C 156	CS13	45.75	370
E 02 C 157	BS14	44.87	366
E 02 C 158	ES13	50.75	396
E 02 C 159	8'	42.25	352
E 02 C 160	10	43.38	358
E 03 C 142	ES13	43.63	360
E 03 C 143	AS13	49.25	388
E 03 C 144	E-8	44.13	362
E 03 C 145	D-7	40.63	343
E 03 C 146	B-7	47.88	381

Tabla 2.5 Resultados de Ensayes No Destructivos (continuación).

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E 03 C 147	B-9	44.13	362
E 03 C 148	BS14	45.25	368
E 03 C 149	CS12	45.50	369
E 03 C 150	DS13	40.50	343
E 03 C 151	ES14	44.75	365
E 03 C 152	10	40.00	340
E 03 C 153	8'	40.63	343
E 03 C 216	ES13	43.60	359
E 03 C 217	B-8	47.90	381
E 03 C 236	AS13	49.30	388
E 04 C 132	E-8	41.88	350
E 04 C 133	C-7	44.38	363
E 04 C 134	B-8	4438.00	363
E 04 C 135	B-9	41.13	346
E 04 C 136	BS12	39.75	339
E 04 C 137	CS13	43.50	359
E 04 C 138	DS14	46.38	374
E 04 C 139	ES13	36.38	320
E 04 C 140	8'	47.63	380
E 04 C 141	10	43.88	361
E 05 C 112	D-8	48.63	390
E 05 C 113	E-7	40.00	340
E 05 C 114	E-8	43.25	357
E 05 C 115	C-9	42.50	353
E 05 C 116	B-7	44.63	365
E 05 C 117	BS14	44.63	365
E 05 C 118	CS12	43.88	361
E 05 C 119	DS13	46.38	374
E 05 C 120	ES14	43.50	359
E 05 C 121	C-7	48.63	385
E 05 C 122	C-9	50.38	394
E 05 C 123	D-8	47.00	377
E 05 M 124	F	41.38	348
E 05 M 125	F	44.88	366
E 05 C 126	CS12	46.63	375
E 05 C 127	BS14	45.25	368
E 05 C 128	DS14	47.50	379
E 05 C 129	E2S15	47.25	378
E 05 C 130	ES13	50.38	394
E 05 M 131	A	56.75	425
E 05 C 211	A	48.60	390
E 06 C 103	D-ES10	41.25	347
E 06 C 104	B-8	43.38	358
E 06 C 105	C-9	39.88	339
E 06 C 106	D-8	41.38	348

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E 06 C 107	E-7	43.50	359
E 06 C 108	BS13	42.25	352
E 06 C 109	CS13	43.63	359
E 06 C 110	DS14	41.38	348
E 06 C 111	DS14	44.50	364
E 06 M 232	D,ES10	41.30	347
E 07 C 93	E-8	40.25	341
E 07 C 94	B-7	37.38	326
E 07 C 95	B-9	37.38	326
E 07 C 96	D-7	41.75	349
E 07 C 97	C-8	44.25	363
E 07 C 98	BS14	41.88	350
E 07 C 99	CS12	34.13	307
E 07 C 100	DS13	40.00	340
E 07 C 101	ES14	38.88	334
E 07 C 102	8'	38.13	330
E 07 C 210	E-8	40.30	341
E 08 C 82	BS13	44.00	361
E 08 C 83	B-7	36.25	319
E 08 C 84	B-8	35.88	317
E 08 C 85	C-9	32.13	296
E 08 C 86	D-8	41.00	345
E 08 C 87	E-7	41.00	345
E 08 C 88	BS12	32.38	297
E 08 C 89	CS13	32.38	297
E 08 C 90	DS14	38.00	329
E 08 C 91	ES13	33.75	305
E 08 C 92	8'	40.25	341
E 08 C 207	BS13	44.00	361
E 08 C 209	B-7	36.30	319
E 09 C 73	B-7	39.88	339
E 09 C 74	B-9	38.38	331
E 09 C 75	D-7	37.88	329
E 09 C 76	E-8	41.63	349
E 09 C 77	CS12	32.63	299
E 09 C 78	BS14	40.25	341
E 09 C 79	DS13	38.13	330
E 09 C 80	ES14	37.13	324
E 09 C 81	10	36.13	319
E 10 C 62	CS12	34.13	307
E 10 C 63	DS13	38.63	333
E 10 C 64	B-8	41.63	349
E 10 C 65	C-9	33.38	303
E 10 C 66	D-8	42.38	353
E 10 C 67	E-7	28.88	276

Tabla 2.5 Resultados de Ensayos No Destructivos (continuación).

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E 10 C 68	BS12	25.22	254
E 10 C 69	CS13	48.25	383
E 10 C 70	DS14	36.39	320
E 10 C 71	ES13	34.38	309
E 10 C 72	10	36.38	320
E 10 C 205	CS12	34.10	307
E 10 C 206	DS13	38.60	333
E 11 C 55	E-7	35.88	317
E 11 C 56	D-8	37.75	328
E 11 C 57	E-8	40.50	343
E 11 C 58	D-7	25.00	252
E 11 C 59	C1S12	51.63	400
E 11 C 60	CS12	42.38	353
E 11 C 61	10	36.63	322
E 12 C 45	E-8	47.25	378
E 12 C 46	B-9	41.88	350
E 12 C 47	D-7	41.50	348
E 12 C 48	BS12	27.50	268
E 12 C 49	ES14	41.63	349
E 12 C 50	C-8	46.00	372
E 12 C 51	CS12	25.75	257
E 12 C 52	CS14	39.38	337
E 12 C 53	DS13	41.75	349
E 12 C 54	10	42.75	355
E 13 C 32	CS12	34.13	307
E 13 C 33	E-7	38.25	331
E 13 C 34	B-8	37.13	324
E 13 C 35	D-7	42.75	355
E 13 C 36	BS14	35.00	312
E 13 C 37	ES13	42.00	351
E 13 C 38	DS14	35.50	321
E 13 C 39	C-9	54.63	415
E 13 C 40	D-8	50.25	393
E 13 C 41	CS14	42.88	355
E 13 C 42	BS12	42.50	353
E 13 C 43	10	33.88	306
E 13 M 44	C	41.13	346
E 13 C 203	CS12	34.10	307

Identificación	Ejes	N	fc kgf/cm ²
E 13 C 204	E-7	38.30	331
E 14 C 21	CS12	42.00	351
E 14 C 22	CS14	34.38	309
E 14 C 23	E-8	44.13	362
E 14 C 24	B-7	49.75	391
E 14 C 25	B-8	40.00	340
E 14 M 26	C	37.00	324
E 14 C 27	ES14	38.63	333
E 14 C 28	D-7	38.50	332
E 14 C 29	B-9	33.38	303
E 14 C 30	DS13	42.75	355
E 14 C 31	BS13	43.13	357
E 14 C 201	CS14	34.40	309
E 14 C 202	CS12	42.00	351
E 14 P 228	CBS12	37.00	324
E 15 C 12	D-7	38.63	333
E 15 C 13	C-8	37.38	326
E 15 C 14	CS12	25.50	255
E 15 M 15	C	39.38	337
E 15 C 16	BS13	43.75	360
E 15 C 17	C-7	40.63	343
E 15 C 18	C-8	45.63	370
E 15 C 19	CS13	42.38	353
E 15 C 20	BS14	35.75	317
E 16 C 9	E-8	32.13	296
E 16 C 10	D-8	29.25	279
E 16 M 11	8'	37.63	327
E 17 C 1	E-8'	53.63	410
E 17 C 2	DS13	38.00	329
E 17 C 3	D-8	47.00	377
E 17 C 4	D-8'	40.25	341
E 17 M 5	E1	42.88	355
E 17 C 6	ES12'	44.38	363
E 17 M 7	12'	39.63	338
E 17 C 8	ES13	41.13	346
E 17 C 225	ES13	41.10	346
E 17 M 226	DES12	42.90	356

N Lectura en Esclerómetro
fc Resistencia a la compresión

Tabla 2.6 Resistencias en la Estructura, inferidas de Esclerómetros.

Nivel	No. Muestras	Media	σ	σ_p	VAR	VAR _p	CV	fc
S1	4	388.8	1.50	1.30	2.25	1.69	0.003	388.8
00	6	383.2	44.92	41.01	2017.77	1681.47	0.107	383.2
01	16	360.7	14.58	14.12	212.63	199.34	0.039	360.7
02	7	365.9	18.00	16.67	324.14	277.84	0.046	365.9
03	15	363.5	16.29	15.74	265.41	247.72	0.043	363.5
04	10	355.5	17.48	16.58	305.61	275.05	0.047	355.5
05	21	373.5	19.10	18.64	364.86	347.49	0.050	373.5
06	10	352.1	7.67	7.27	58.77	52.89	0.021	352.1
07	11	337.0	14.93	14.24	223.00	202.73	0.042	337.0
08	13	325.5	23.46	22.54	550.44	508.09	0.069	325.5
09	9	329.0	14.47	13.64	209.25	186.00	0.041	329.0
10	13	319.0	33.25	31.94	1105.33	1020.31	0.100	319.0
11	7	330.7	44.56	41.26	1985.90	1702.20	0.125	330.7
12	10	336.3	40.78	38.68	1662.68	1496.41	0.115	336.3
13	15	340.5	31.74	30.66	1007.41	940.25	0.090	340.5
14	14	338.6	24.39	23.50	594.71	552.23	0.069	338.6
15	9	332.7	33.54	31.63	1125.25	1000.22	0.095	332.7
16	3	300.7	24.34	19.87	592.33	394.89	0.066	300.7
17	10	356.1	23.30	22.10	542.77	488.49	0.062	356.1
S1-06	89	365.8	20.81	20.69	433.11	428.24	0.057	365.8
07-17	114	333.6	29.90	29.77	893.91	886.07	0.089	333.6
S1-17	192	347.7	30.25	30.67	945.46	940.62	0.086	347.7

Tabla 2.7 Resistencias en la Estructura, inferidas de Núcleos.

Nivel	No. Muestras	Media	σ	σ_p	VAR	VAR _p	CV	fc
S1	2	484.0	83.44	59.00	6962.00	3481.00	0.12	484.0
00	3	396.0	70.62	57.66	4987.00	3324.67	0.15	396.0
01	6	383.8	51.44	46.96	2646.17	2205.14	0.12	383.8
03	3	399.3	61.17	49.95	3742.33	2494.89	0.13	399.3
04	2	455.0	110.31	78.00	12168.00	6084.00	0.17	455.0
05	3	387.0	45.13	36.85	2037.00	1358.00	0.10	387.0
06	2	419.5	139.30	98.50	19404.50	9702.25	0.23	419.5
07	2	234.0	24.04	17.00	578.00	289.00	0.07	234.0
08	3	295.0	37.64	30.74	1417.00	944.67	0.10	295.0
10	3	253.3	55.14	45.02	3040.33	2026.89	0.18	253.3
12	1	297.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	297.0
13	2	283.0	66.47	47.00	4418.00	2209.00	0.17	283.0
14	5	327.2	51.68	46.23	2671.20	2136.96	0.14	327.2
17	3	341.3	63.11	51.53	3982.33	2654.89	0.15	341.3
S1-06	21	408.0	68.93	67.27	4750.85	4524.62	0.16	408.0
07-17	19	296.6	56.31	54.81	3170.91	3004.02	0.18	296.6
S1-17	38	355.1	64.06	63.92	7069.40	6892.67	0.23	355.1

σ Desviación estándar VAR Variancia CV Coeficiente de variación
 σ_p Desviación estándar de la población. VAR_p Variancia de la población fc Resistencia a la compresión, kgf/cm²

De los índices observados en los estudios estadísticos, se puede inferir que existió un muy aceptable control sobre la calidad del concreto, al superarse la resistencia nominal en la mayoría de los niveles y con una pequeña dispersión para los ensayos con esclerómetro.

Estos resultados se reflejan benéficamente al dotar a la estructura de índices de sobrerresistencia del orden de un doce por ciento; ésto se aplica para la revisión de estados límite de falla y se puede observar en la Tabla 2.8:

Tabla 2.8 Resistencias del concreto en la estructura, f'_c estructura $\approx 1.12 f'_c$ nominal

NIVELES	RESISTENCIAS kgf/cm ²			COCIENTES	
	f'_c Nominal	f'_c Núcleos	f'_c Esclerómetros	f'_c Nuc / Nom	f'_c Esc / Nom
SÓTANO A NIVEL 7	350	408	366	1.166	1.046
NIVEL 7 A NIVEL 18	280	300	334	1.071	1.193

Dentro del estudio de materiales de la estructura se incluyó el estudio del acero de refuerzo, mediante ensayos de especímenes de acero extraídos de elementos en la estructura y corroborados mediante resultados estadísticos de controles de producción en laminadoras, se tienen resistencias del acero en la estructura del orden de un quince por ciento mayores que las nominales, que al igual que en el concreto brinda a la estructura de un índice de sobrerresistencia que puede ser tomado en cuenta en la revisión de los límites de falla de los elementos de concreto reforzado, al tenerse que:

$$f_y \text{ estructura} \approx 1.15 f_y \text{ nominal}$$

Finalmente, tras estos estudios y considerando el art. 173 del RCDF93, las propiedades mecánicas de los materiales en la estructura, considerando condiciones de carga estática y dinámica, se utilizaron en el modelo las siguientes propiedades:

a. Concreto en Columnas y Muros, de Sótano a Nivel 07:

$$\begin{aligned} f'_c &= 350 \text{ kgf/cm}^2 \\ E_{c1} &= 14,000 \sqrt{350} = 261,920 \text{ kgf/cm}^2 = 2,619,200 \text{ tonf/m}^2 \\ E_{c2} &= 8,000 \sqrt{350} = 149,666 \text{ kgf/cm}^2 = 1,496,660 \text{ tonf/m}^2 \\ \tau_c &= 2.400 \text{ tonf/m}^3 \\ \mu_c &= 0.15 \end{aligned}$$

b. Concreto en Columnas y Muros, de Nivel 07 a Azotea y Sistemas de Piso de Planta Baja a Azotea:

$$\begin{aligned} f'_c &= 280 \text{ kgf/cm}^2 \\ E_{c1} &= 14,000 \sqrt{280} = 234,260 \text{ kgf/cm}^2 = 2,342,600 \text{ tonf/m}^2 \end{aligned}$$

$$E_{c2} = 8,000 \sqrt{280} = 133,866 \text{ kgf/cm}^2 = 1,338,660 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_c = 2.400 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

c. Concreto en cascarones cilíndricos, contratrabes, tímpanos, muro de contención, losa tapa, y losa de cimentación:

$$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_c = 8,000 \sqrt{210} = 115,930 \text{ kgf/cm}^2 = 1,159,300 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_c = 2.400 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

d. Concreto en pilotes:

$$f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_{c1} = 14,000 \sqrt{280} = 234,260 \text{ kgf/cm}^2 = 2,342,600 \text{ tonf/m}^2$$

$$E_{c2} = 8,000 \sqrt{280} = 133,866 \text{ kgf/cm}^2 = 1,338,660 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_c = 2.400 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_c = 0.15$$

e. Acero de refuerzo:

$$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$$

f. Mampostería de tabiques de barro recocido:

$$f'_m = 15 \text{ kgf/cm}^2$$

$$E_m = 600 f'_m = 600 \times 15 = 9\,000 \text{ kgf/cm}^2 = 90\,000 \text{ tonf/m}^2$$

$$\tau_m = 1.500 \text{ tonf/m}^3$$

$$\mu_m = 0.40$$

2.5 Cargas Actuales en la Estructura.

Dentro de las fuerzas y/o cargas que pueden presentarse en la estructura del edificio se pueden identificar seis condiciones básicas de carga, que en su adecuada combinación pueden llegar a representar las posibles condiciones de carga a las que estará sometida la construcción durante condiciones normales de servicio o bajo sollicitaciones accidentales como sismo o viento.

a. Condiciones Básicas de Carga.

C01 = Carga Muerta	(CM)
C02 = Carga Viva Máxima	(CVmáx)
C03 = Carga Viva Instantánea	(CVa)
C04 = Sismo Estático o Dinámico en Dirección en X	(SX)
C05 = Sismo Estático o Dinámico en Dirección en Z	(SZ)

C06 = Peso de Equipo en Operación

(PEO)

Considerando los arts. 185, 188, 193 y 194 del RCDF93, se toman en cuenta los efectos de las cargas muertas, vivas, sismo y viento si es significativo, considerando su efecto combinado con una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente y considere los límites de falla y servicio; tanto cargas permanentes con su intensidad máxima e instantánea y los factores de carga que consideran a la edificación del grupo A, la presencia de acciones accidentales como sismo.

Con el fin de contrastar estas combinaciones de carga para el RCDF93, se menciona que para el diseño del proyecto original de los elementos en la estructura se realizó considerando la teoría plástica con factores de carga de 2.5 para carga axial y 2.0 para momento, ambos resultado de cargas permanentes. Y un factor extra de 1.2 para cargas axiales, cuando se presente cargas permanentes y accidentales. Las trabes fueron resultado de los criterios especificados en el mismo reglamento de RCDF66, y las losas reticulares de acuerdo al criterio elástico del ACI.

Para este estudio se formularon seis condiciones básicas de cargas permanentes, accidentales y de equipo (01 a 06); nueve combinaciones de ellas para revisión de los desplazamientos en los nudos de la estructura (07 a 15); y nueve combinaciones para revisión de índices de seguridad en los elementos de concreto reforzado (16 a 24), todas ellas considerando las especificaciones del RCDF93 y sus NTC's.

b. Combinaciones de Carga para Revisión de Desplazamientos.

$$\begin{aligned} \text{CC07} &= 1.00 (\text{CM} + \text{CVmáx} + \text{PEO}) \\ \text{CC08} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (\text{SX} + 0.30 \text{SZ})] \\ \text{CC09} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (\text{SX} - 0.30 \text{SZ})] \\ \text{CC10} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (-\text{SX} + 0.30 \text{SZ})] \\ \text{CC11} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (-\text{SX} - 0.30 \text{SZ})] \\ \text{CC12} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (0.30 \text{SX} + \text{SZ})] \\ \text{CC13} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (0.30 \text{SX} - \text{SZ})] \\ \text{CC14} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (-0.30 \text{SX} + \text{SZ})] \\ \text{CC15} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{Q} (-0.30 \text{SX} - \text{SZ})] \end{aligned}$$

c. Combinaciones de Carga para Revisión de Elementos de Concreto Reforzado.

$$\begin{aligned} \text{CC16} &= 1.50 (\text{CM} + \text{CVmáx} + \text{PEO}) \\ \text{CC17} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{SX} + 0.30 \text{SZ}) \\ \text{CC18} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + \text{SX} - 0.30 \text{SZ}) \\ \text{CC19} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} - \text{SX} + 0.30 \text{SZ}) \\ \text{CC20} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} - \text{SX} - 0.30 \text{SZ}) \\ \text{CC21} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + 0.30 \text{SX} + \text{SZ}) \\ \text{CC22} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} + 0.30 \text{SX} - \text{SZ}) \\ \text{CC23} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} - 0.30 \text{SX} + \text{SZ}) \\ \text{CC24} &= 1.10 (\text{CM} + \text{CVa} + \text{PEO} - 0.30 \text{SX} - \text{SZ}) \end{aligned}$$

2.6 Efectos de Cargas Permanentes.

Enseguida se determinan las acciones en atención a los arts. 186, 187 del RCDF93, que habrá de resistir la estructura, bajo condiciones de servicio y que siempre se encuentran presentes en la estructura. Las cargas muertas según los arts. 196 y 197 son aquellas que provienen del peso propio de la estructura, y acabados, mientras que las cargas vivas arts. 198 y 199 dependen sólo del uso que se le dará al edificio, y no de las características de la construcción ni de su ubicación geográfica, pero los incrementos de cualquiera de ellas, respecto a las de diseño, ya sea por sobrecargas, intencionales o no, o por cambio de uso, son más importantes en estructuras construidas en zonas sísmicas, pues no solo crecen las cargas verticales, sino también las acciones producidas por los sismos.

De acuerdo con la memoria de cálculo estructural original, se consigna que el diseño se hizo conforme al reglamento de construcciones RCDF66, y según el cual se consideran las siguientes cargas:

Carga muerta: concreto de peso normal, piso y firme, plafón, yeso, muros y bloques para aligerar losas.

Carga viva: cargas permanentes y efectos sísmicos y cimentación, respectivamente se consideraron: en oficinas, pasillos, bodegas, taller y azotea, 250, 500 600, 400 y 100; 110, 200, 300, 250 y 40 kgf/m².

Carga especial: según datos de los equipos.

Las acciones que se consideraron tanto en el análisis como en la revisión de estructura y cimentación son las siguientes:

a. Carga Muerta (CM).

Se incluyen en esta categoría:

- Peso propio de la estructura.
- Peso de muros, pisos y techos.
- Peso de elementos de fachada.

b. Carga Viva (CV).

Se consideraron los valores indicados a continuación:
En lugares cuyo destino sea de bodegas y similares:

$$Cv_{m\acute{a}x} = 300 \text{ kgf/m}^2$$

$$Cv_a = 250 \text{ kgf/m}^2$$

$$Cv_m = 240 \text{ kgf/m}^2$$

En lugares cuyo destino sea de oficinas y similares:

$$Cv_{m\acute{a}x} = 250 \text{ kgf/m}^2$$

$$Cv_a = 180 \text{ kgf/m}^2$$

$$Cv_m = 100 \text{ kgf/m}^2$$

En cubiertas (Azoteas con pendiente no mayor al cinco porciento):

$$\begin{aligned} C_{v_{m\acute{a}x}} &= 100 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_a} &= 70 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_m} &= 15 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

En comunicaciones para peatones (escaleras, rampas y vestíbulos):

$$\begin{aligned} C_{v_{m\acute{a}x}} &= 350 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_a} &= 150 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_m} &= 40 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

En locales para equipo especial:

$$\begin{aligned} C_{v_{m\acute{a}x}} &= 500 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_a} &= 450 \text{ kgf/m}^2 \\ C_{v_m} &= 400 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

c. Efectos de Cargas de Equipos, PEO.

Peso de equipo.

Nivel N01, Ala Norte.	P = 9,750 kgf	w = 73 kgf/m ²
Nivel N02, Ala Sur.	P = 6,000 kgf	w = 75 kgf/m ²
Nivel N03, Ala Sur.	P = 22,320 kgf	w = 196 kgf/m ²
Nivel N04, Ala Sur.	P = 12,000 kgf	w = 52 kgf/m ²
Nivel N04, Ala Norte.	P = 92,780 kgf	w = 465 kgf/m ²
Nivel N13, Ala Sur.	P = 18,000 kgf	w = 79 kgf/m ²

2.7 Efectos de Cargas Accidentales: Sismo y Viento.

Existen generalmente dos tipos de cargas accidentales en edificaciones; sismo y viento. El sismo, a diferencia de los efectos del viento, que en las construcciones urbanas dependen, casi exclusivamente, de su forma y dimensiones exteriores, la respuesta sísmica es función, en muy buena parte, de las propiedades de la estructura y de la relación que guardan con las del terreno y con las características de los temblores a los que se verá sometida. Aquí radica una de las particularidades más importantes de la ingeniería en zonas sísmicas.

a. Sismo (S).

De acuerdo a los arts. 173, 186 , 202, 203, 205, 206 y 207 del RCDF93 que especifican que se deben consultar las Normas Técnicas Complementarias para definir los procedimientos para el diseño para acciones particulares, como efectos de sismos y de viento. Las acciones debidas al sismo se determinaron de acuerdo al RCDF93 y NTC's:

- Según el destino de la estructura:		Grupo A
- Según el tipo de suelo existente en el terreno:		Zona III
- Coeficiente sísmico básico:		$C = 0.40$
- Factor de comportamiento sísmico:	Q	$Q_1 = 2.0 \quad Q_2 = 3.0$
- Factor reductivo:	$Q' = 0.8 Q$	$Q'_1 = 1.6 \quad Q'_1 = 2.4$
(NO CUMPLE condiciones de regularidad)		
- Coeficiente sísmico de diseño:	$C_d = 1.5 \times C / Q'$	$C_{d1} = 0.375 \quad C_{d2} = 0.250$

b. Viento (V).

Las acciones debidas al viento se determinaron de acuerdo al RCDF93 y sus NTC's.

- Según el destino de la estructura:	Grupo A
- Según su estructuración:	Tipo 1
- Según la altura de las construcciones circundantes:	Zona B
- Presión básica de diseño:	$p_o = 35 \text{ kgf/m}^2$
- Factor correctivo por condiciones de exposición del predio de la construcción:	$K = 1.0$
- Factor correctivo por la altura, sobre la superficie del terreno, de la zona expuesta:	$C_z = 1.0$
- Presión de diseño:	$p = C_p \quad C_z \quad K \quad p_o = C_p \times 1.0 \times 1.0 \times 35 = 35 \times C_p \text{ en kgf/m}^2$

donde C_p es el factor de empuje que depende de la forma de la construcción y de la posición de la superficie expuesta.

Se decide no considerar los efectos de viento al no ser críticos para ésta estructura.

2.8 Análisis de la Estructura ante Cargas Estáticas.

El análisis original fué realizado a través de un modelo de la estructura, con un conjunto de marcos ortogonales y obteniendo las acciones mecánicas mediante el uso del método de Cross, considerando combinaciones de cargas permanentes y accidentales. La consideración de fuerzas sísmicas dentro del análisis estático y dinámico modal, considerando el coeficiente sísmico $C = 0.08$, sin incluir efectos de torsión y de momentos de volteo.

El análisis sísmico estático equivalente está dirigido para estructuras que no sobrepasen los 60 m de altura, considerando esta limitación y para tener un índice extra en los efectos por sismo, se utiliza este método para calcular las fuerzas cortantes a diferentes niveles, suponiendo un conjunto de fuerzas horizontales actuando sobre cada uno de los puntos donde se concentran las masas.

De acuerdo a la sección 8 de NTC's del RCDF93 se presentan en la Tabla 2.9 el cálculo de las fuerzas cortantes correspondientes, con un factor de comportamiento sísmico $Q = 2$, $Q' = 1.6$.

Tabla 2.9 Fuerzas Resultantes del Análisis Sísmico Estático Equivalente, tonf.

NIVEL	W CM	W CV _s	W _i	h _i	W _i h _i	F _i	V _i
N - 18	492.574	29.176	521.750	85.600	44,661.813	469.253	469.253
N - 17	492.699	187.560	680.259	76.400	51,971.776	546.057	1,015.310
N - 16 ½	268.883	33.000	301.883	72.100	21,765.741	228.688	1,243.999
N - 16	1,160.852	85.588	1,246.440	70.400	87,749.364	921.965	2,165.964
N - 15	1,235.136	156.258	1,391.394	66.000	91,832.019	964.861	3,130.825
N - 14	1,251.936	156.258	1,408.194	61.600	86,744.765	911.410	4,042.235
N - 13	1,267.330	156.258	1,423.588	57.200	81,429.229	855.561	4,897.796
N - 12	1,263.524	156.258	1,419.782	52.800	74,964.470	787.637	5,685.433
N - 11	1,279.308	156.258	1,435.566	48.400	69,481.387	730.027	6,415.461
N - 10	1,296.023	156.258	1,452.281	44.000	63,900.376	671.389	7,086.849
N - 09	1,310.438	156.258	1,466.696	39.600	58,081.149	610.247	7,697.096
N - 08	1,324.852	156.258	1,481.110	35.200	52,135.075	547.773	8,244.870
N - 07	1,330.339	156.258	1,486.597	30.800	45,787.189	481.077	8,725.947
N - 06	1,335.826	156.258	1,492.084	26.400	39,391.018	413.874	9,139.820
N - 05	1,351.986	156.258	1,508.244	22.000	33,181.368	348.630	9,488.450
N - 04	1,472.926	156.258	1,629.184	17.600	28,673.638	301.268	9,789.719
N - 03	1,683.928	174.133	1,858.061	13.200	24,526.399	257.694	10,047.413
N - 02	1,678.576	186.498	1,865.074	8.800	16,412.653	172.445	10,219.857
N - 01	1,684.032	186.498	1,870.530	4.400	8,230.333	86.474	10,306.332
PB	1,344.375	200.460	1,544.835	0.000	0.000	0.000	10,306.332
TOTAL			27,483.551		980,919.761		

$$F_i = C_d \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i$$

$$F_i = 0.375 * \frac{27,483.551}{980,919.761} W_i h_i$$

$$F_i = 0.010507 W_i h_i$$

2.10 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral.

Se presenta un resumen de los análisis dinámicos modales efectuados con el modelo analítico tridimensional, para una comparación de los resultados derivados de ellos con dos estudios de vibración ambiental de la construcción, en términos de los periodos naturales de vibrar.

Las ecuaciones de movimiento para un sistema estructural, con comportamiento elástico lineal, se escriben matricialmente como

$$[M] \{ \ddot{d}(t) \} + [C] \{ \dot{d}(t) \} + [K] \{ d(t) \} = \{ P(t) \} - [M] \{ \Gamma \} \ddot{d}_s(t)$$

donde:

$$[M], [C] \text{ y } [K]$$

son respectivamente las matrices de masas, de amortiguamientos y de rigideces;

$$\{ \ddot{d}(t) \}, \{ \dot{d}(t) \} \text{ y } \{ d(t) \}$$

Son vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento, respectivamente, función del tiempo, t ; es el vector de fuerzas externas; y, en el caso de efectos sísmicos, las fuerzas son el producto de la masa en cada nivel, M_i , por la aceleración del terreno $\ddot{d}_s(t)$. El vector de cargas efectivas se obtiene como el producto de la matriz de masas y la aceleración del terreno:

$$P_e(t) = [M] \{ \Gamma \} \ddot{d}_s(t)$$

donde $\{ \Gamma \}$ es un vector de coeficientes de influencia, del que la componente i representa la aceleración de la coordenada i debida a una aceleración unitaria en la base. Para obtener los modos y frecuencias naturales de vibración la ecuación de movimiento se escribe:

$$[M] \{ \ddot{d}(t) \} + [K] \{ d(t) \} = \{ 0 \}$$

Con el vector desplazamientos:

$$\{ d(t) \} = \{ \phi \} \text{ sen } \omega t$$

Diferenciando dos veces con respecto al tiempo se tiene que el vector de aceleraciones es:

$$\{ \ddot{d}(t) \} = -\omega^2 \{ d(t) \}$$

Sustituyendo se obtiene la ecuación de valores y vectores característicos, cuya solución establece las frecuencias ω^2 , los periodos $T = 2\pi/\omega$ y las configuraciones $\{ \phi \}$, de los modos naturales de vibración.

Las Propiedades Dinámicas Analíticas resultantes se muestran en las Figs. 2.27 a 2.32, además para dar énfasis al contraste existente entre los espectros de diseño utilizados en el proyecto original RCDF66 hasta el reglamento actual RCDF93 para identificar sus cambios en magnitud e implicaciones, se presenta la Figs. 2.33.

2.11 Comparación con Mediciones de Propiedades Dinámicas.

Como se ha mencionado los resultados de mediciones experimentales en el edificio se podrán confrontar con los estudios analíticos, para verificar la calibración del modelo.

Por lo anterior, se revisan los resultados de un estudio de medición de vibraciones por excitación ambiental en el edificio realizado en Octubre de 1998, que consistió en definir puntos característicos en cada planta, A, B, C, D, E, F, G y H, con objeto de establecer sitios potenciales de colocación de sensores, para efectuar mediciones de la aceleración en diferentes intervalos de tiempo, según tres orientaciones:

Vertical, +V;

Paralela a la dirección N - S, +N;

Paralela a la dirección E - W, +W.

El punto C corresponde, aproximadamente, con la posición del centro de gravedad de cada nivel; los puntos D, A y F a la fachada sur; los puntos E, B y G a la fachada norte; los puntos D y B a la fachada oriente; los puntos F y G a la fachada poniente; y el punto H, en el nivel de banqueta al oriente del edificio.

Se tomaron registros simultáneos en dos series o conjuntos de posiciones de 6 acelerómetros, como se indica en la Tabla 2.10 y 2.11 y en la Fig. 2.34; en cada una de estas series se registró la variación de la aceleración, con el tiempo, Fig. 2.35, por efecto de la excitación ambiental (inducida por viento, tránsito de personas / vehículos, operación general de los equipos en el edificio y microsismicidad).

Todos los registros se monitorearon al momento de la grabación de los ensayos, utilizando una microcomputadora portátil; al inicio de cada registro se nivelaron sensores para asegurar su funcionamiento adecuado. Todos los ensayos tuvieron una duración aproximada de 80 seg, cuyos resultados se grabaron, primero en memoria de estado sólido, y después en la unidad de disco duro de la microcomputadora. Se realizaron selectivamente algunos procesos numéricos de campo con el propósito de asegurar integridad y calidad de los registros y después efectuar el procesamiento numérico en gabinete. Se consignaron la totalidad de ensayos efectuados, 37, cada ensaye consta de 6 puntos de medición, distinguiéndolos por plantas o arreglos verticales; los ensayos se repitieron; por ello se agruparon conforme a los ensayos independientes, para un total de 16.

Tabla 2.10 Ensayos de vibración ambiental realizados en el edificio.

NIVEL	NUMERO DE ENSAYES		
	Dirn. +N	Dirn. +W	TOTAL
PB	2	2	4
N03	2	2	4
N07	2	2	4
N12	3	4	7
N15	3	3	6
N16	2	2	4
VERTICAL	4	4	8
TOTAL	18	19	37

Tabla 2.11 Localización de sensores y orientación.

ENSAYE	DESCRIPCIÓN	LOCALIZACIÓN DE SENSORES Y ORIENTACIÓN																	
		IDENTIFICACION DE CANALES																	
		1			2			3			4			5			6		
NIV	LOC	DIR	NIV	LOC	DIR	NIV	LOC	DIR	NIV	LOC	DIR	NIV	LOC	DIR	NIV	LOC	DIR		
V01	CALIBRACIÓN	16	C	N	16	N	N	16	N	W	16	F	N	16	D	N	16	G	N
V02	N16	16	C	N	16	C	V	16	C	W	16	F	N	16	D	N	16	G	N
V03	N16	16	C	N	16	C	V	16	C	W	16	F	N	16	D	N	16	G	N
V04	N16	16	C	N	16	C	V	16	C	W	16	F	W	16	D	W	16	G	W
V05	N16	16	C	N	16	C	V	16	C	W	16	F	W	16	D	W	16	G	W
V06	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	N	15	D	N	15	G	N
V07	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	N	15	D	N	15	G	N
V08	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	N	15	D	N	15	G	N
V09	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	W	15	D	W	15	G	W
V10	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	W	15	D	W	15	G	W
V11	N15	15	C	N	15	C	V	15	C	W	15	F	W	15	D	W	15	G	W
V12	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	N	12	D	N	12	G	N
V13	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	N	12	D	N	12	G	N
V14	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	N	12	D	N	12	G	N
V15	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	W	12	D	W	12	G	W
V16	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	W	12	D	W	12	G	W
V17	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	W	12	D	W	12	G	W
V18	N12	12	C	N	12	C	V	12	C	W	12	F	W	12	D	W	12	G	W
V19	N07	7	C	N	7	C	V	7	C	W	7	F	N	7	D	N	7	G	N
V20	N07	7	C	N	7	C	V	7	C	W	7	F	N	7	D	N	7	G	N
V21	N07	7	C	N	7	C	V	7	C	W	7	F	W	7	D	W	7	G	W
V22	N07	7	C	N	7	C	V	7	C	W	7	F	W	7	D	W	7	G	W
V23	SIM. VERT.	7	C	N	7	C	V	7	C	W	14	C	N	3	C	N	PB	C	N
V24	SIM. VERT.	7	C	N	7	C	V	7	C	W	14	C	N	3	C	N	PB	C	N
V25	SIM. VERT.	7	C	N	7	C	V	7	C	W	14	C	W	3	C	W	PB	C	W
V26	SIM. VERT.	7	C	N	7	C	V	7	C	W	14	C	W	3	C	W	PB	C	W
V27	N03	3	C	N	3	C	V	3	C	W	3	F	N	3	D	N	3	G	N
V28	N03	3	C	N	3	C	V	3	C	W	3	F	N	3	D	N	3	G	N
V29	N03	3	C	N	3	C	V	3	C	W	3	F	W	3	D	W	3	G	W
V30	N03	3	C	N	3	C	V	3	C	W	3	F	W	3	D	W	3	G	W
V31	SIM. VERT.	3	C	N	3	C	V	3	C	W	10	C	N	PB	C	N	BQ	H	N
V32	SIM. VERT.	3	C	N	3	C	V	3	C	W	10	C	N	PB	C	N	BQ	H	N
V33	SIM. VERT.	3	C	N	3	C	V	3	C	W	10	C	W	PB	C	W	BQ	H	W
V34	SIM. VERT.	3	C	N	3	C	V	3	C	W	10	C	W	PB	C	W	BQ	H	W
V35	PB	PB	C	N	PB	C	V	PB	C	W	PB	F	N	PB	D	N	PB	G	N
V36	PB	PB	C	N	PB	C	V	PB	C	W	PB	F	N	PB	D	N	PB	G	N
V37	PB	PB	C	N	PB	C	V	PB	C	W	PB	F	W	PB	D	W	PB	G	W
V38	PB	PB	C	N	PB	C	V	PB	C	W	PB	F	W	PB	D	W	PB	G	W

Se muestran, sombreados, los ensayos que se procesaron y sirvieron de base para establecer los parámetros dinámicos de la estructura. Para la obtención de las amplitudes de las vibraciones en los puntos de registro de la estructura se procesaron las señales en el tiempo, aceleración - tiempo, para cada uno de los canales - 1 a 6 - de los diferentes ensayos, mediante técnicas del análisis de Fourier, se obtuvieron sus correspondientes espectros de Fourier, con objeto de detectar valores máximos espectrales, o 'picos', en las distintas muestras. En la Fig. 2.36 se presenta una gráfica de espectros de la Transformada Rápida de Fourier (Fast Fourier Transform, FFT), de las señales de aceleración, pertenecientes a las señales obtenidas en los puntos elegidos para registro y situados en los diferentes niveles del edificio; se genera la gráfica que presenta amplitudes de Fourier en el eje de las ordenadas y valores de frecuencias en el eje de las abscisas, medidas en Hertz (ciclos por segundo, cps), en escalas lineales tanto en los ejes horizontales como en los verticales. Las señales mencionadas se han procesado en computadora utilizando programas de lectura, gráficas, análisis, filtrado y corrección de señales en el tiempo y en el dominio de la frecuencia.

Tras el proceso de filtrado y corrección de señales, se llevó a cabo un proceso de análisis, mediante la integración en el tiempo, para obtener a partir de las aceleraciones registradas, ver Fig. 2.37, las correspondientes velocidades y los desplazamientos, como función del tiempo; se muestran las variaciones de velocidades y desplazamientos que se observan en el nivel dieciseis, N16, en un lapso de 80 seg, para el canal uno.

En las Figs. 2.35, 2.36, 2.37 y en la Tabla 2.11 se indican los ensayos realizados, correspondientes identificados, VXX, indicando en cada caso los siguientes datos:

- NYY, Nivel 'YY' en el que se realizó la medición,
- P, Posición 'P' del sensor de acuerdo a su posición en planta, (C, D, F, G y H),
- +D, La dirección de orientación del sensor: +V: vertical hacia arriba; +N: norte; +W: oriente,
- (CNL Z), El número 'Z' del canal que se asignó al registro.

Para completar el análisis se plantea el uso de funciones de transferencia entre espectros de Fourier, dichas funciones se obtienen a través de realizar, para cada frecuencia, el cociente entre los dos espectros de Fourier que se desea correlacionar, adicionado a la utilización de un coeficiente de suavizado en las gráficas, para la obtención de funciones de transferencia claras y de fácil interpretación. En las Figs 2.38, 2.39 y 2.40 se presentan tres de las 18 funciones del análisis detallado de funciones de transferencia para obtener las frecuencias dominantes del sistema cimentación - estructura, se observa la deducción de los periodos principales en cada una de las tres direcciones: longitudinal ' Dz, (S - N) ', transversal ' Dx, (E - W) ', y de torsión ' D_θ, (ROTN)'.

Tras este razonamiento y el análisis, revisión, procesamiento e interpretación de los 37 ensayos; con el registro simultáneo de las aceleraciones en 6 direcciones por lapsos de 80 s, aproximadamente; con la obtención de datos (parejas aceleración - tiempo) del orden de 200 muestras por segundos, para un total de alrededor de 16,000 datos por canal de registro, se establecieron los periodos para el primero y segundo modos de vibración de la estructura. Estos valores resultantes de frecuencias características, se presentan en la Tabla 2.12.

Los resultados del estudio de vibraciones ambientales indican periodos fundamentales de vibración en traslación con valores del orden de 2.86 seg a 2.79 seg en la dirección transversal (E - W), y de 2.56 seg a 2.48 seg en la dirección longitudinal (N - S), mientras que los respectivos valores para los segundos modos resultaron de 0.87 seg a 0.84 seg y de 0.65 seg a 0.64 seg. En el caso de los modos en torsión se obtuvieron los valores de 1.95 seg a 1.78 seg y de 0.51 seg a 0.50 seg. Los valores anteriores son congruentes con amplitudes de vibración microsísmica y con las condiciones de cargas gravitacionales durante las mediciones; así como con características de elementos estructurales y no estructurales; y la interacción cimentación - estructura - suelo. La tabla siguiente resume las propiedades dinámicas de los modos naturales de vibración detectados durante el estudio.

Tabla 2.12 Resultados del estudio de Propiedades Dinámicas medidas 'in situ'

MODO DE VIBRAR	PERIODO T, seg	FRECUENCIA ω , rad/seg	FRECUENCIA f, Hz	GRADO DE LIBERTAD
1	2.857 - 2.793	2.199 - 2.249	0.350 - 0.358	Dx, (E - W)
2	2.558 - 2.481	2.457 - 2.532	0.391 - 0.403	Dz, (S - N)
3	1.949 - 1.779	3.223 - 3.531	0.513 - 0.562	D θ , (ROTN)
4	0.871 - 0.836	7.213 - 7.515	1.148 - 1.196	Dx, (E - W)
5	0.650 - 0.645	9.664 - 9.739	1.538 - 1.550	Dz, (S - N)
6	0.512 - 0.503	12.271 - 12.504	1.953 - 1.990	D θ , (ROTN)

Finalmente se contrastan los resultados de dos Estudios de Vibraciones Ambientales (el primero en 1987 y el más reciente del que se presentaron parte del procedimiento de estudio, 1998) con los análisis dinámicos modales de este estudio y los tomados de la memoria de cálculo original, para verificar la calibración de los modelos analíticos y que las predicciones del comportamiento estructural aumenten en confiabilidad.

Tabla 2.13 Comparación de Propiedades Dinámicas Analíticas y Medidas.

MODO DE VIBRAR	MEMORIA ORIGINAL		MEDICIONES 1987		MEDICIONES 1998		PRESENTE ESTUDIO 1998	
	GRADO DE LIBERTAD	PERIODO T, seg	GRADO DE LIBERTAD	PERIODO T, seg	GRADO DE LIBERTAD	PERIODO T, seg	GRADO DE LIBERTAD	PERIODO T, seg
1	Dx, (E - W)	2.53	Dx, (E - W)	3.125	Dx, (E - W)	2.793 - 2.857	Dx, (E - W)	2.757
2	Dz, (S - N)	2.31	Dz, (S - N)	2.5	Dz, (S - N)	2.481 - 2.558	Dz, (S - N)	2.478
3	Dx, (E - W)	1.72	D θ , (ROTN)	1.923	D θ , (ROTN)	1.779 - 1.949	D θ , (ROTN)	1.751
4	Dz, (S - N)	1.56	Dx, (E - W)	0.893	Dx, (E - W)	0.836 - 0.871	Dx, (E - W)	0.728
5	Dx, (E - W)	0.95	Dz, (S - N)	0.625	Dz, (S - N)	0.645 - 0.650	Dz, (S - N)	0.616
6	Dz, (S - N)	0.86	D θ , (ROTN)	0.5	D θ , (ROTN)	0.503 - 0.512	D θ , (ROTN)	0.541

2.12 Efectos en la Cimentación.

Considerando las disposiciones y requisitos relativos a cimentaciones referidos a los artículos 217 a 227 del RCDF93, se realizó el estudio de la cimentación del edificio de dieciocho niveles.

2.12.1 Estratigrafía y Propiedades para Análisis.

A partir de los estudios de Mecánica de Suelos realizados en 1986 y en 1998 se generó el perfil estratigráfico para el análisis de la interacción estructura - cimentación - suelo. De la reflexión de ambos sondeos, en la Fig. 2.41 se observa el perfil que se empleó para el análisis y la revisión, con las propiedades mecánicas correspondientes a cada estrato.

Como se observa, las propiedades del suelo corresponden a un perfil típico de la zona del fondo del Lago. Se distingue que en 1980 la Primera Capa Dura, PCD, se detectó a 30 m de profundidad, y que en 1998 se encontró prácticamente a la misma profundidad, 30.2 m con respecto al nivel actual del brocal del sondeo SM-3; los valores contrastan contra los 33 m a los que se encontraba con respecto al nivel de banqueta de 1967.

Lo anterior implica que se ha presentado una deformación de los estratos que se encuentran por encima de la PCD, del orden de 3 m, atribuible al abatimiento de la presión de poro en la Formación Arcillosa Superior, FAS, en el lapso de 1967 a 1998. Éste valor de 3 m concuerda razonablemente con las proyecciones derivadas del hundimiento regional promedio de 2.95 m, Fig. 1.6.

De las características de los pilotes: cimentación original (conforme con Planos Originales y datos de la Bitácora de Construcción), de la recimentación de principios de los ochentas (de acuerdo con planos). Se presenta en la Fig. 2.42 una reconstrucción de la evolución de hundimientos del sistema estructura - cimentación - suelo, entre 1967 y 1998.

En la Fig. 2.43 se presenta la variación con la profundidad de las presiones totales, hidrostáticas y efectivas que se emplearon en este estudio, en la segunda gráfica de esa misma figura se presentan las variaciones en las presiones de poro medidas con piezómetros en 1979, 1986 y 1998. Como se observa, la presión de poro medida en 1986 es, para fines prácticos, igual a la medida en 1998, por lo que en este lapso de doce años la deformación de la Formación Arcillosa Superior ha sido muy pequeña. Del estudio de esta gráfica, de los sondeos SM-1 y SM-2 de 1986 y del SM-3 de 1998, se concluye que la mayor parte de la deformación de la Formación Arcillosa Superior ya ha tenido lugar, y que si se conservan las condiciones hidrostáticas actuales no se esperarían deformaciones importantes en el suelo bajo la edificación y en el de su zona aledaña.

2.12.2 Módulos de Reacción Cajón - Suelo y Pilotes - Suelo.

Para el análisis y revisión de la cimentación se formuló un modelo completo estructura - cimentación - suelo, mediante una retícula tridimensional formada por sistemas de piso: losas y trabes, columnas y muros, y contratravesas sujetas a flexión biaxial, torsión, y fuerzas cortantes y axiales. En la conexión de cada elemento tridimensional se definen puntos nodales con seis grados de libertad: tres desplazamientos lineales y tres desplazamientos angulares. A cada punto nodal de la

cimentación se le conecta un elemento frontera o resorte, de restricción lineal, cuya rigidez representa a un pilote y/o al área de contacto cajón-suelo.

Para el cálculo de los módulos de reacción vertical y horizontal del suelo se consideró una respuesta simplificada de la cimentación ante cargas permanentes y de sismo. Las hipótesis empleadas son las siguientes:

El cajón es rígido.

El cortante sísmico es tomado por el cajón, los pilotes y el suelo circundante.

La respuesta del suelo es elástica lineal.

La rotación del cajón se verifica en su centroide, a la profundidad de desplante.

En el muro del cajón se desarrolla compresión mediante una presión uniforme.

a. Módulos de reacción cajón - suelo.

La rotación de la cimentación ocasionada por el momento de volteo sísmico de la estructura incrementa los esfuerzos de contacto de la estructura de cimentación con el suelo.

Una parte del momento de volteo lo toman los muros del cajón y otra la base de la cimentación, a la profundidad de desplante. Los módulos de reacción, verticales y horizontales, de cimentación, son función del momento de volteo que toma cada uno y del giro de la cimentación.

La configuración de presiones sobre la base y los muros, se calculó planteando la ecuación matricial de desplazamientos en función de los módulos de compresibilidad volumétrica del suelo, M_d , obtenidos de las pruebas realizadas con péndulo de torsión, y se expresan (Zeevaert), como:

$$\{ \delta_{i,v} \} = [\bar{\delta}_{j,i}]^T \{ \Delta q_i \}$$

$$\{ \delta_{i,h} \} = [\bar{\delta}_{j,i}] \{ \Delta p_i \}$$

Para los desplazamientos verticales y horizontales, respectivamente. Cuando el cajón gira rigidamente un ángulo θ , los desplazamientos verticales y horizontales se expresan en función de este giro: $\delta_{i,v} = \theta Z_i$ y $\delta_{i,h} = \theta Y_i$, y por tanto las ecuaciones matriciales quedan de la forma:

$$\theta \{ Z_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}]^T \{ \Delta q_i \} \quad \rightarrow \quad \{ Z_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}]^T \left\{ \frac{\Delta q_i}{\theta} \right\}$$

$$\theta \{ Y_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}] \{ \Delta p_i \} \quad \rightarrow \quad \{ Y_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}] \left\{ \frac{\Delta p_i}{\theta} \right\}$$

Resolviendo los sistemas de ecuaciones para $\Delta q_i / \theta$ y $\Delta p_i / \theta$, se pueden calcular la rigideces verticales y horizontales como sigue:

$$\frac{\Delta q_i}{\theta} = a_i \rightarrow \Delta q_i = a_i \theta \quad ; \quad \frac{\Delta p_i}{\theta} = b_i \rightarrow \Delta p_i = b_i \theta$$

$$k_{iv} = \frac{\Delta q_i}{\delta_{iv}} = \frac{a_i \theta}{Z_i \theta} = \frac{a_i}{Z_i} \quad ; \quad k_{ih} = \frac{\Delta p_i}{\delta_{ih}} = \frac{b_i \theta}{Y_i \theta} = \frac{b_i}{Y_i}$$

El módulo de rotación lineal de la base de la cimentación y el de los muros se expresa como:

$$K_{\theta B} = A_{Trib} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta q_i}{\theta} Z_i \quad ; \quad K_{\theta W} = A_{Trib} \sum_{i=1}^n \frac{\Delta p_i}{\theta} Y_i$$

Lo anterior se realizó para cada dirección de análisis, con los siguientes resultados:

Giro alrededor del eje centroidal X:

$$\begin{aligned} K_{\theta B} &= 2.081 \times 10^7 \text{ Tonf-m / rad} \\ K_{\theta W} &= 3.834 \times 10^5 \text{ Tonf-m / rad} \\ k_v &= 57.06 \text{ Tonf / m}^3 \\ k_{h1} &= 165.56 \text{ Tonf / m}^3 \text{ (a 0.9 m de profundidad).} \\ k_{h2} &= 19.21 \text{ Tonf / m}^3 \text{ (a 2.7 m de profundidad).} \end{aligned}$$

Giro alrededor del eje centroidal Z:

$$\begin{aligned} K_{\theta B} &= 1.348 \times 10^7 \text{ Tonf-m / rad} \\ K_{\theta W} &= 4.929 \times 10^5 \text{ Tonf-m / rad} \\ K_{\theta} &= 1.397 \times 10^7 \text{ Tonf-m / rad} \\ k_v &= 62.37 \text{ Tonf / m}^3 \\ k_{h1} &= 163.25 \text{ Tonf / m}^3 \text{ (a 0.9 m de profundidad).} \\ k_{h2} &= 11.90 \text{ Tonf / m}^3 \text{ (a 2.7 m de profundidad).} \end{aligned}$$

Para el caso de las rigideces verticales se empleó el valor promedio $k_v = 59.72 \text{ Tonf / m}^3$, y para el caso de las horizontales se emplean las rigideces calculadas para cada estrato en el contacto muro - suelo.

b. Módulo de reacción pilotes - suelo.

El módulo de rigidez vertical se calculó considerando el fuste de concreto, el vástago tubular y la contribución de la Primera Capa Dura, la Formación Arcillosa Inferior y 2 m de los Depósitos Profundos. El procedimiento empleado fué el siguiente:

- Se considera el efecto en serie de los módulos de rigidez de pilote de concreto, vástago tubular y suelo.
- Los espesores y módulos de compresibilidad volumétrica son los indicados en la Fig. 2.41; se

considera exclusivamente la longitud libre del vástago metálico y su penetración no afecta la rigidez del suelo.

- El módulo de rigidez del suelo, obtenido para una carga vertical unitaria y un desplazamiento vertical de 1.71×10^{-3} cm es:

$$K_s = 10,641.52 \text{ Tonf / m}$$

- Rigideces axiales de pilotes de concreto, para un módulo de elasticidad $E_c = 8,000 (f'_c)^{1/2}$ kgf / cm², son:

$$K_{c\ 67} = 9,962.1 \text{ Tonf / m}$$

$$K_{c\ 80} = 8,432.7 \text{ Tonf / m}$$

- La rigidez axial del vástago de acero, para un módulo de elasticidad $E_a = 2 \times 10^7$ kgf / cm² es:

$$K_a = 17,695.7 \text{ Tonf / m}$$

- Por tanto el módulo de rigidez vertical equivalente del sistema es:

$$K_{p\ v\ 67} = 3,986.2 \text{ Tonf / m}$$

$$K_{p\ v\ 80} = 3,716.5 \text{ Tonf / m}$$

Durante un sismo se generan movimientos en la masa de suelo que ocasionan reacciones laterales en el fuste de los pilotes. Éstas se pueden considerar como fuerzas concentradas que representan la reacción unitaria del terreno sobre el fuste de cada pilote. Será necesario establecer por una parte el equilibrio entre las fuerzas externas que actúan sobre el pilote y las reacciones laterales y, por otra, la compatibilidad de deformaciones en la interfase del suelo con el fuste.

Para lograr lo anterior, empleando el método de Zeevaert, se plantearon las ecuaciones matriciales de desplazamientos del suelo, HEMA, y de interacción, HEMI. A partir de las expresiones anteriores se planteó la ecuación matricial de interacción suelo-pilote para análisis sísmico, EMISES.

El cortante en la base es: $V = 4,179.73$ Tonf, el cual es tomado por la base de la cimentación y los pilotes. A nivel de desplante la cohesión del suelo tiene un valor $c = 1.5$ Tonf / m²; el cortante que toma la base es:

$$V_B = A c = 2,389.88 \text{ Tonf, y consecuentemente la diferencia corresponde a los pilotes } V_p = 1,789.85 \text{ Tonf.}$$

En promedio cada pilote toma una fuerza cortante de 5.54 Tonf. Para esta carga se calculó una deformación en la cabeza del pilote de 1.28 cm, lo que indica que la restricción que impone cada pilote ante fuerza cortante sísmica es: $K_{p\ h} = 431.46$ Tonf / m

Para tomar en cuenta la restricción al giro que presentan los pilotes se plantea la ecuación matricial de desplazamientos en función de los módulos de compresibilidad volumétrica del suelo, M_d , obtenidos de las pruebas realizadas con péndulo de torsión, y se expresan (Zeevaert), como:

$$\{ \delta_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}]_n^T \{ X_i \}$$

Cuando el cajón gira rígidamente un ángulo θ , los desplazamientos verticales se expresan en función de este giro: $\delta_i = \theta Z_i$, y por tanto las ecuaciones matriciales quedan de la forma:

$$\theta \{ Z_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}]_n^T \{ X_i \} \rightarrow \{ Z_i \} = [\bar{\delta}_{j,i}]_n^T \left\{ \frac{X_i}{\theta} \right\}$$

Resolviendo los sistemas de ecuaciones para X_i / θ ; el módulo de rotación se expresa como:

$$K_{\theta P} = \sum_{i=1}^n \frac{X_i}{\theta} Z_i$$

El módulo total de la cimentación, K_θ será la suma de $K_{\theta B}$, $K_{\theta W}$ y $K_{\theta P}$. Lo anterior se realiza para cada dirección de análisis, con los siguientes resultados:

Giro alrededor del eje centroidal X:

$$\begin{aligned} K_{\theta P} &= 1.204 \times 10^8 \text{ Tonf-m / rad} \\ K_\theta &= 1.416 \times 10^8 \text{ Tonf-m / rad} \end{aligned}$$

Giro alrededor del eje centroidal Z:

$$\begin{aligned} K_{\theta P} &= 8.981 \times 10^7 \text{ Tonf-m / rad} \\ K_\theta &= 1.038 \times 10^8 \text{ Tonf-m / rad} \end{aligned}$$

2.12.3. Capacidad de Carga de la Cimentación.

a. Cajón.

La profundidad de desplante es variable por la geometría de los cascarones y la de la recimentación. Para simplificar el problema se empleó una profundidad promedio de 5.70 m con respecto al nivel de banqueta. La profundidad de la superficie potencial de falla es del orden de una vez el ancho, idealizando la masa de suelo como cohesivo-friccionante, las propiedades mecánicas de la masa de suelo serán las promedio de todos los estratos incluidos en la superficie potencial de falla y son:

Cohesión	$c = 1.02 \text{ kgf / cm}^2$
Ángulo de Fricción Interna	$\phi = 10.79^\circ$
Peso volumétrico	$\gamma = 1.32 \text{ Tonf / m}^3$
Compacidad relativa	$D_r = 0.20$

Empleando el criterio de Zeevaert, se tiene la siguiente expresión:

$$q_d = \alpha_1 c Nc + \alpha_1^* \sigma_z Nq + \alpha_2 \gamma B Ny$$

Para un Factor de Seguridad, FS = 3, la capacidad de carga admisible resulta $q_a = 13.48$ Tonf / m². La presencia de los pilotes provoca que el cajón no trabaje a esta capacidad. La distribución de carga entre el cajón y los pilotes dependerá de sus rigideces relativas.

De los resultados de módulos de rigidez verticales para suelo y pilote se tiene la siguiente información:

$$K_{\text{suelo}} = 59.72 \text{ tonf / m}^3; \quad \text{Área cimentación} \approx 1,600 \text{ m}^2 \\ \Rightarrow K_{\text{suelo}} = 95,552 \text{ tonf/m}$$

$$K_{\text{pilote}_{67}} = 3,986.2 \text{ tonf / m}^3; \quad \text{Número pilotes} = 273 \text{ pilotes}$$

$$K_{\text{pilote}_{80}} = 3,716.5 \text{ tonf / m}^3; \quad \text{Número pilotes} = 51 \text{ pilotes} \\ \Rightarrow K_{\text{pilotes}} = 1,277,774 \text{ tonf/m}$$

La rigidez relativa del suelo con respecto al sistema pilotes-suelo es de 7 %. Por lo que para la capacidad de carga del cajón de cimentación se considera del 10 % de su capacidad total: $q_{\text{cajón}} = 1.35$ Tonf / m².

b. Carga compensada.

Conforme con datos del proyecto original el volumen de suelo excavado es de 10,427.74 m³, para un peso compensado de 13,928.4 Tonf. Dada la emersión de la estructura, en la actualidad el cajón se encuentra a aproximadamente 80 cm por encima del nivel de desplante de 1967.

Ésta emersión afecta la compensación de la siguiente manera:

$$\text{Volumen excavado} = 9,147.06 \text{ m}^3, \quad \text{peso compensado} = 12,199.48 \text{ Tonf.}$$

c. Fricción Negativa.

Debido al hundimiento regional se genera un movimiento diferencial entre el cajón de cimentación y el suelo que lo rodea. Este movimiento es causante de la fricción negativa, esta fuerza es función de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante y de los esfuerzos efectivos a diferentes profundidades. Para evaluar la fricción negativa en el cajón se empleó la siguiente expresión:

$$S_{\sigma_z} = K_{\phi} \sigma_{\sigma_z} \quad ; \quad K_{\phi} = \left(\frac{1 - \sin^2 \phi_r}{1 + \sin^2 \phi_r} \right) \tan \phi_r$$

Se define así, la variación de la resistencia por fricción con la profundidad. El volumen de esfuerzos definido por esta variación de resistencia en el perímetro del cajón es igual al valor de

la fricción negativa. El valor calculado con el procedimiento anterior es de: $FN_{\text{cajón}} = 1,028.68$ Tonf.

2.12.4. Comportamiento de Pilotes.

- Pilotes 1967.

La posición teórica original de la punta de los pilotes en 1967 se ubicó a 33.5 m de profundidad respecto al nivel original del terreno, en proyecto se estipuló penetrar 50 cm en la Primera Capa Dura, por tanto la profundidad del estrato resistente se ubicó en 33 m. Se tiene evidencia del hundimiento regional del orden de 3 m, el cual se corrobora con la profundidad detectada de la Primera Capa Dura de 30 m con respecto al nivel de banqueteta del SM-3. Por otra parte, el nivel de Planta Baja, con respecto al de banqueteta, en 1967 era de 1.5 m, y en la actualidad es de 2.3 m, ésto significa una emersión de la estructura del orden de 80 cm. En estas condiciones el vástago tubular debe haber penetrado y/o deformado del orden de 2.2 m, adicionales a los 50 cm que había penetrado originalmente, en el estrato resistente. En la Fig. 2.43, se observa la evolución de hundimientos antes mencionada.

- Pilotes 1980.

De acuerdo con los documentos de la recimentación de 1980, los pilotes se llevaron a la profundidad que tenían los pilotes originales de 1967, en el año de proyecto, 1979, ésto es, del orden de 34.9 m con respecto al nivel +0.00 de 1967. En 1979 se detectó la profundidad de la capa dura a 32 m, por ello de 1979 a 1998 se presenta una deformación de 2 m. Actualmente existe un hundimiento diferencial promedio del orden de 10 cm del costado Poniente con respecto al Oriente, ésto sumado a la emersión promedio de 80 cm, detectada en el costado Oriente resulta en una emersión total del orden de 90 cm para el costado Poniente. Por tanto el vástago tubular debe haber penetrado y/o deformado del orden de 1.10 m. En la Fig. 2.43, se observa la evolución de hundimientos antes mencionada.

En condiciones estáticas se tienen las siguientes descargas:

Carga Muerta	(CM) = 29,174.52 Tonf
Carga Viva Máxima	(CVM) = 4,879.70 Tonf
Carga Viva Media	(CVm) = 2,054.83 Tonf
Carga Viva Levantamiento	(CVL) = 1,266.24 Tonf
Agua en Celdas	= 1,647.52 Tonf
Fricción Negativa en Cajón	= 1,028.68 Tonf
Suelo excavado	= 12,199.48 Tonf
Área de cimentación	= 1,600 m ²
Capacidad de carga Cajón	= 1.35 Tonf / m ²
Número de pilotes	= 323

En estas condiciones se tiene una descarga promedio por pilote de:

	COMBINACIÓN DE CARGA		
	CM+CVM	CM+CVm	CM+CVL
Q_a , Tonf	69.26	60.51	58.07
Q_u , Tonf	103.89	90.77	87.11

Dado que estos pilotes fueron diseñados para penetrar la capa resistente y así seguir el hundimiento regional, se estudió la capacidad última por punta del pilote, la carga más probable que soporta el pilote aparece en negritas en la tabla anterior; es con este valor de carga, Q_a , con el que se realizan los cálculos subsecuentes.

a. Capacidad de carga

Se investigó la capacidad de carga última de los pilotes mediante el criterio de Zeevaert y la expresión:

$$q_u = \alpha_1 [c N_c + \sigma_z N_q] (D_r + 0.1)$$

- Pilotes 1967.

Considerando una cohesión, c , de 1.22 kgf/cm² y una compacidad relativa, D_r , de 0.80, se preparó la Fig. 2.45.1, para profundidades de desplante, D_r , de 32 m y de 33 m. Entre estas profundidades se estima que se encuentra la punta inferior del vástago metálico, si no hubiese fluido el acero. La diferencia entre ambas curvas no es significativa, por lo que conservadoramente se supone como profundidad de desplante 32 m. Para esta profundidad el laboratorio reporta $\phi = 36^\circ$. Del estudio de la gráfica se concluye que para soportar la carga $Q_a = 58.1$ Tonf se requeriría $\phi = 39^\circ$ además, la gráfica no considera la fricción negativa y por este efecto, ϕ tendería a aumentar.

- Pilotes 1980.

De manera análoga, considerando $c = 1.22$ kgf/cm² y $D_r = 0.80$, se preparó la Fig. 2.45.2, para D_r igual a 32 m y de 33 m. Entre estas profundidades se estima que se encuentra la punta inferior del vástago metálico, si no hubiese fluido el acero. La diferencia entre ambas curvas no es significativa, por lo que conservadoramente se supone como profundidad de desplante 32 m. Para esta profundidad el laboratorio reporta $\phi = 36^\circ$. Del estudio de la gráfica se concluye que para soportar la carga $Q_a = 58.1$ Tonf se requeriría $\phi = 34^\circ$ además, la gráfica no considera la fricción negativa y por este efecto, ϕ tendería a aumentar.

b. Fricción Negativa.

Para estudiar el efecto de la fricción negativa se empleó el método de Zeevaert, como paso previo se requiere calcular las áreas de influencia para cada pilote. Esta área es función de la profundidad y de la distribución de los pilotes, ya que en un grupo de pilotes se requiere calcular la influencia de cada pilote en el resto del grupo. Para el análisis se tipificó a los pilotes en Pilote de Esquina, Centro, Borde paralelo al eje Z o Borde paralelo al eje X, y se analizaron los efectos por fricción negativa. Como se tienen distintas profundidades de cabeza de pilote, se empleó la profundidad media igual a 4.70 m con respecto al nivel de banqueteta. Los resultados de este procedimiento se presentan en la tabla siguiente:

PILOTE	NF Tonf	$\sigma_{i\ 32\ m}$ Tonf/m ²	$Q_r = Q_a + NF$ Tonf
ESQUINA	68.81	10.4	126.88
CENTRO	35.92	12.13	93.99
BORDE Z	57.89	10.78	115.96
BORDE X	46.83	10.23	104.9

Al presentarse la fricción negativa, aparece una carga adicional sobre el pilote y además se disminuye el esfuerzo efectivo al nivel de desplante, lo cual disminuye la capacidad de carga.

- Pilotes 1967.

Con la información de la tabla anterior y considerando una cohesión de 1.22 kgf / cm² y una compacidad relativa de 0.80 se preparó la Fig. 2.46.1. Se observa que para soportar las cargas anteriores, se requerirían ángulos de fricción interna, ϕ , del orden de 45 °. Este valor correspondería a materiales como concreto y es poco probable que se presente en el estrato resistente. El vástago metálico tiene una carga de fluencia, P_y , de 51.50 tonf, y debido al confinamiento del suelo circundante una carga de pandeo, P_{cr} , de 218.5 tonf. Por lo tanto, se concluyó que el estrato resistente falla para la carga de 58.1 tonf y el vástago metálico penetra en las capas superiores del estrato. Además, se desarrolló fricción positiva para transmitir la descarga y la fricción negativa.

- Pilotes 1980.

De manera análoga, considerando $c = 1.22$ kgf / cm² y $D_r = 0.80$, se preparó la Fig. 2.46.2. Se observa que para soportar las cargas anteriores, se requerirían ángulos de fricción interna, ϕ , del orden de 40 °. Este valor es poco probable que se presente en el primer estrato de la capa dura. El vástago metálico tiene una carga de fluencia, P_y , de 51.50 Tonf, y debido al confinamiento del suelo circundante una carga de pandeo, P_{cr} , de 218.5 Tonf. Por lo tanto, se concluyó que el estrato resistente falla para la carga de 58.1 Tonf y el vástago metálico penetra en el estrato superior de la capa dura. Además, se desarrolló fricción positiva para transmitir la descarga y la fricción negativa.

c. Fricción Positiva.

Para evaluar la fricción positiva y negativa que se desarrolla en el fuste del pilote, cuando éste penetra en el estrato resistente y/o fluye el vástago tubular, se investigó la siguiente condición límite de equilibrio:

$$Q_{pu} + (PF)_{z_0} = (NF)_{z_0} + Q_a$$

La fricción positiva se calculó empleando el método de Zeevaert, y las mismas áreas de influencia antes calculadas para la fricción negativa.

• Pilotes 1967.

Los resultados del análisis anterior se presentan en la Figs. 2.47.1 a 2.48.4, con $c = 1.22$ kgf/cm² y $D_r = 0.80$.

• Pilotes 1980.

Para el caso de la recimentación de 1980 los resultados del análisis se presentan en las Figs. 2.49.5 y 2.50.8, $c = 1.22$ kgf/cm² y $D_r = 0.80$.

d. Vástago Metálico.

• Pilotes 1967.

La Primera Capa Dura está formada por dos estratos bien definidos, el más superficial, de dos metros de espesor (que contiene un lente limoso más suave, con espesor variable, del orden de 60 cm) tiene un ángulo de fricción interna $\phi = 32^\circ$, para este valor la capacidad de carga última, como puede observarse en la Fig. 2.46.1, es del orden de 13 Tonf. Por tanto, se concluye que el pilote penetra, sin deformarse, del orden de dos metros en el estrato resistente; como se mencionó antes, el pilote penetra y/o se deforma del orden de 2.70 m; de ahí que sea necesario investigar qué sucede con los 70 cm restantes del pilote.

El segundo estrato tiene tres metros de espesor y un ángulo de fricción interna $\phi = 36^\circ$. Conforme penetra el vástago metálico en la capa resistente se induce compactación del material bajo la punta, lo cual incrementa el ángulo de fricción interna. La variación de la capacidad última del pilote en función de ϕ se observa en las Figs. 2.47.1 a 2.48.4.

El vástago metálico tiene un comportamiento carga-deformación como el ilustrado en la Fig. 2.51. Para cumplimiento de condiciones de equilibrio, relaciones fuerza-deformación y compatibilidad de deformaciones, la capacidad de carga última, Q_{pu} , función de ϕ y de la carga en el vástago metálico, y P , función de la deformación unitaria, deben ser iguales y la suma de sus deformaciones igual a los 70 cm antes mencionados. Suponiendo un ángulo de fricción interna $\phi = 38^\circ$, de las Figs. 2.47.1 y 2.48.4, Q_{pu} se estima entre 50

Tonf y 52 Tonf, dependiendo del pilote que se trate. La carga de fluencia del vástago es de 51.5 Tonf, por lo que se formula la hipótesis de que el vástago fluye, obteniéndose una deformación $\epsilon \times \Delta L = 0.015 \times 485 \text{ cm} = 7.3 \text{ cm}$; si la deformación remanente es de 70 cm, el pilote penetra $70 \text{ cm} - 7.3 \text{ cm} = 62.7 \text{ cm}$, éste valor parece excesivo si se considera que ϕ tiende a aumentar conforme penetra en el segundo estrato de la Primera Capa Dura.

Si se supone $\phi = 40^\circ$, Q_{pu} se estima entre 64 Tonf y 70 Tonf; para esta carga la deformación es del orden de $0.08 \times 485 \text{ cm} = 41.2 \text{ cm}$ y la penetración de $70 \text{ cm} - 41.2 \text{ cm} = 28.8 \text{ cm}$. Dadas las características del estrato resistente se considera como valor más probable $\phi = 40^\circ$. Para éste valor se observa de las gráficas que el punto de inflexión, profundidad a la cual la fricción cambia de negativa a positiva, se encuentra entre los 22.5 m y 23.3 m, y que es muy probable que la punta de los pilotes se encuentre fluyendo a una profundidad de entre 32 m y 33 m.

- Pilotes 1980.

Para un ángulo de fricción interna $\phi = 32^\circ$, como puede observarse en la Fig. 2.48, se tiene una capacidad de carga última es del orden de 30 Tonf. Por tanto, se concluye que el pilote penetra, sin deformarse, del orden de 11 cm en el estrato resistente; como se mencionó antes, el pilote penetra y/o se deforma del orden de 1.10 m; de ahí que sea necesario investigar qué sucede con los 100 cm restantes del pilote. La presencia de la placa de 6" en el extremo del vástago metálico da una mayor capacidad de carga a estos pilotes, como se observa en la Fig. 2.48. Por lo que se estima que la mayor parte de los 100 cm antes mencionados se absorben por deformación del vástago tubular. El comportamiento del vástago tubular se observa en la Fig. 2.51, la carga de falla es de aproximadamente 81 Tonf, en caso de presentarse una carga mayor a la de falla se presentarían deformaciones que obligarían a la estructura a hundirse más en su costado Poniente, esto no ha sucedido, sino por el contrario, ha emergido más en esta zona. Por lo tanto el vástago metálico presenta una carga cercana a la de falla, y se presenta una penetración en el segundo estrato de la Capa Dura suficiente para aumentar el ángulo de fricción interna y así la carga última del pilote, Q_{pu} , iguale la carga en el vástago.

Para $\phi = 36^\circ$, valor reportado por el laboratorio para este estrato, Q_{pu} se estima entre 75 Tonf y 80 Tonf; para esta carga la deformación es del orden de $0.148 \times 485 \text{ cm} = 71.8 \text{ cm}$ y la penetración de $100 \text{ cm} - 71.8 \text{ cm} = 28.2 \text{ cm}$; este valor de penetración se estima alto. Si suponemos Q_{pu} igual a 80.4 Tonf, la deformación en el vástago tubular es del orden de $0.180 \times 485 \text{ cm} = 87.5 \text{ cm}$ y la penetración de $100 \text{ cm} - 87.5 \text{ cm} = 12.5 \text{ cm}$. Para este valor de Q_{pu} el ángulo de fricción interna varía entre $\phi = 36.0^\circ$ y $\phi = 36.7^\circ$. Por lo tanto se estima que se presenta una penetración del vástago tubular del orden de 12.5 cm, para esta penetración el ángulo de fricción promedio es de $\phi = 36.4^\circ$ y la deformación del vástago es del orden de 87.5 cm. Para éste valor se observa de las gráficas que el punto de inflexión se encuentra entre los 23.3 m y 24 m, y que es muy probable que la punta de los pilotes se encuentre fluyendo a una profundidad de entre 32 m y 33 m.

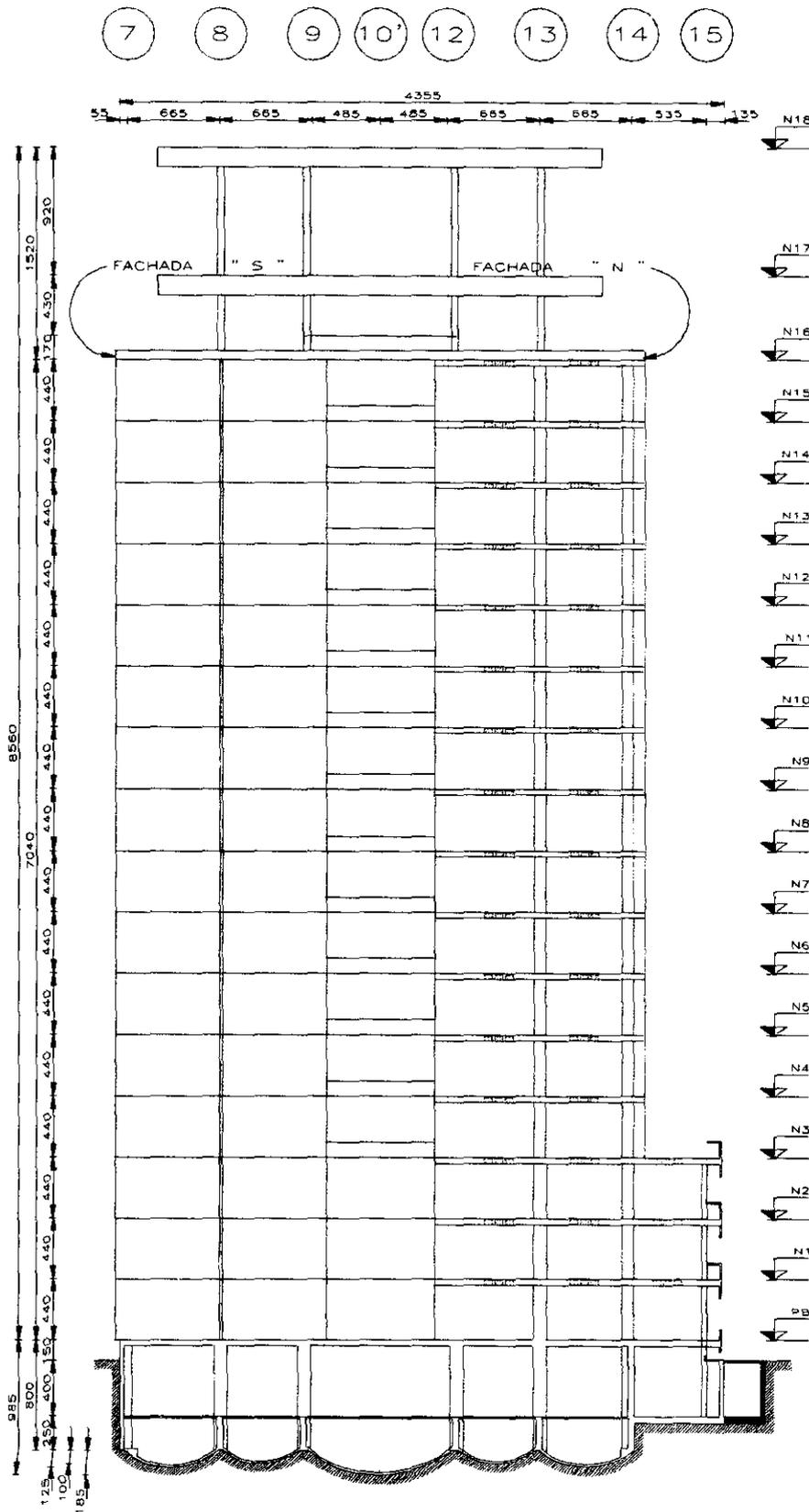
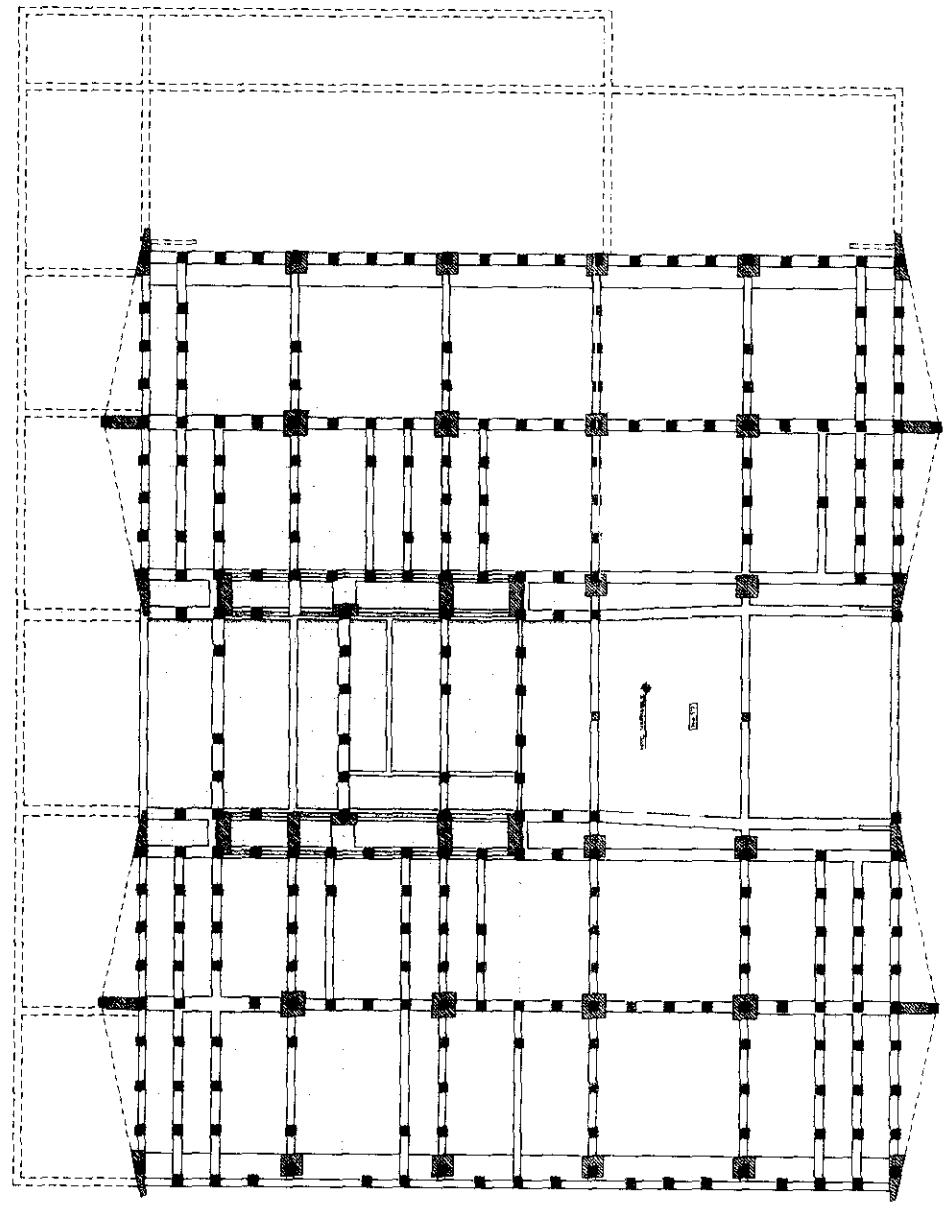
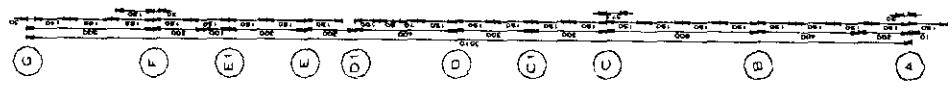


FIG. 2.1 ELEVACIÓN - CORTE N - S

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
2. NIVELES EN METROS

Ing. Profesional DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO	
Presente: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	
Director de IPR: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	
Autor: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (ULT/DFH)	Fecha: 15/08/2011
Grupo: ESTRUCTURACIÓN: ELEVACIÓN - CORTE N-S	Figura: 2.1



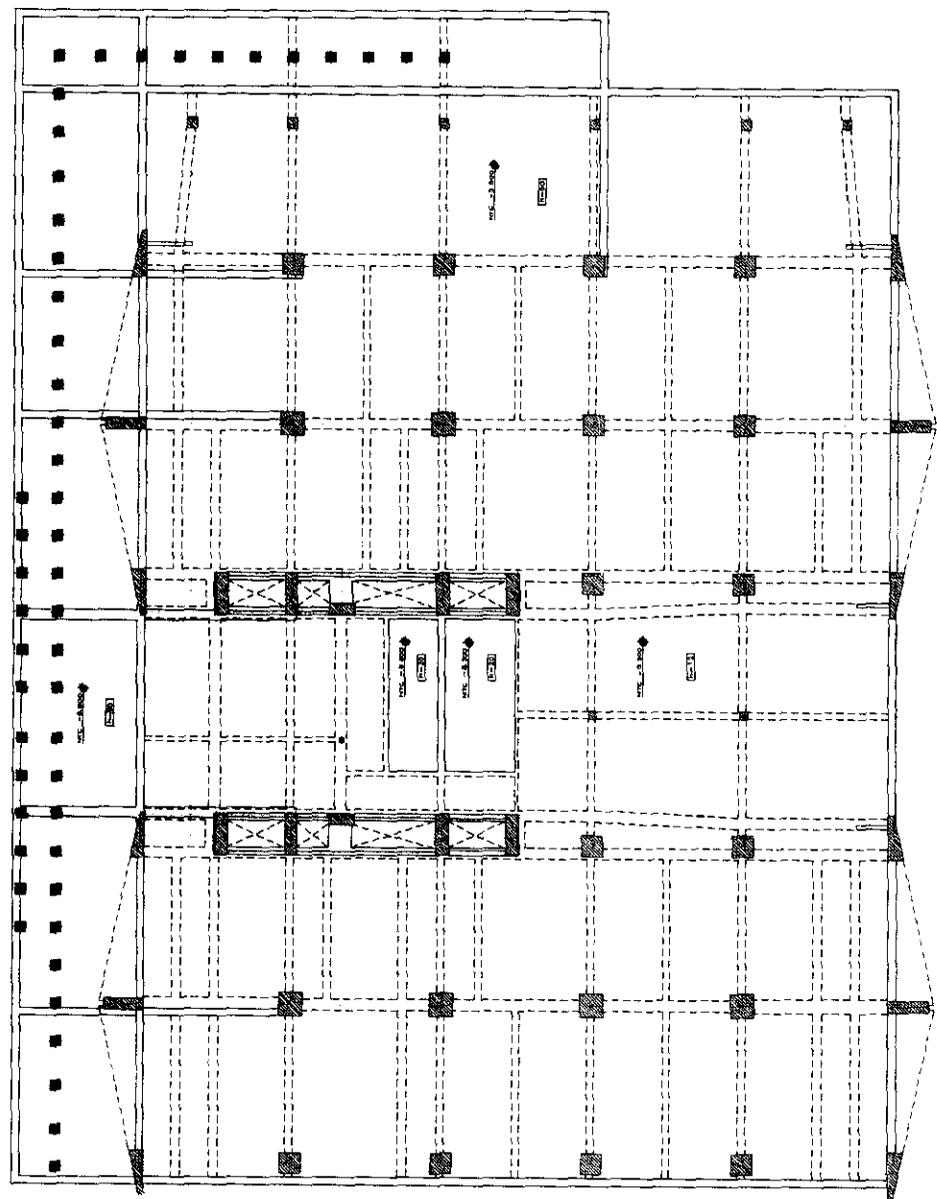
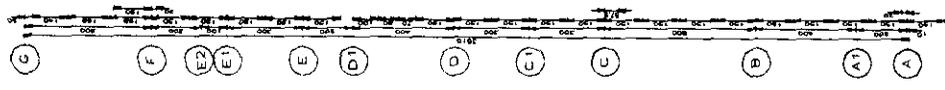
S I M B O L O G I A

COLUMNA
 CONTRATRABE CIMENTACIÓN
 PILETE CIMENTACIÓN ORIGINAL
 PILETE RECIMENTACIÓN 1979-1981

Tesis de Ingeniería
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 Autor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 Profesor: JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (S.T.7-CH) (E.S.250)
 ESTRUCTURACIÓN PLANTA LOSA CIMENTACIÓN (S.250)

FIG. 2.3 LOSA CIMENTACIÓN

N O T A S
 1 DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2 NIVELES EN METROS.



S I M B O L O G I A

- █ COLUMNA
- CONTRABE CIMENTACIÓN
- PILOTE CIMENTACIÓN ORIGINAL
- PILOTE RECIMENTACIÓN 1979-1981

INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA

Versión Profesional:
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

PROYECTO	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
CLIENTE	INSTITUTO NACIONAL DE ESTADÍSTICA Y GEOGRAFÍA
PROYECTANTE	ING. JOSÉ LUIS TRUJOS SUAREZ
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	SI/T/SHH/TS/SOTI
FECHA	1980
ESTADÍSTICO	13250
PROYECTANTE	LOSA NIVEL SÓTANO
PROYECTANTE	1979-1981

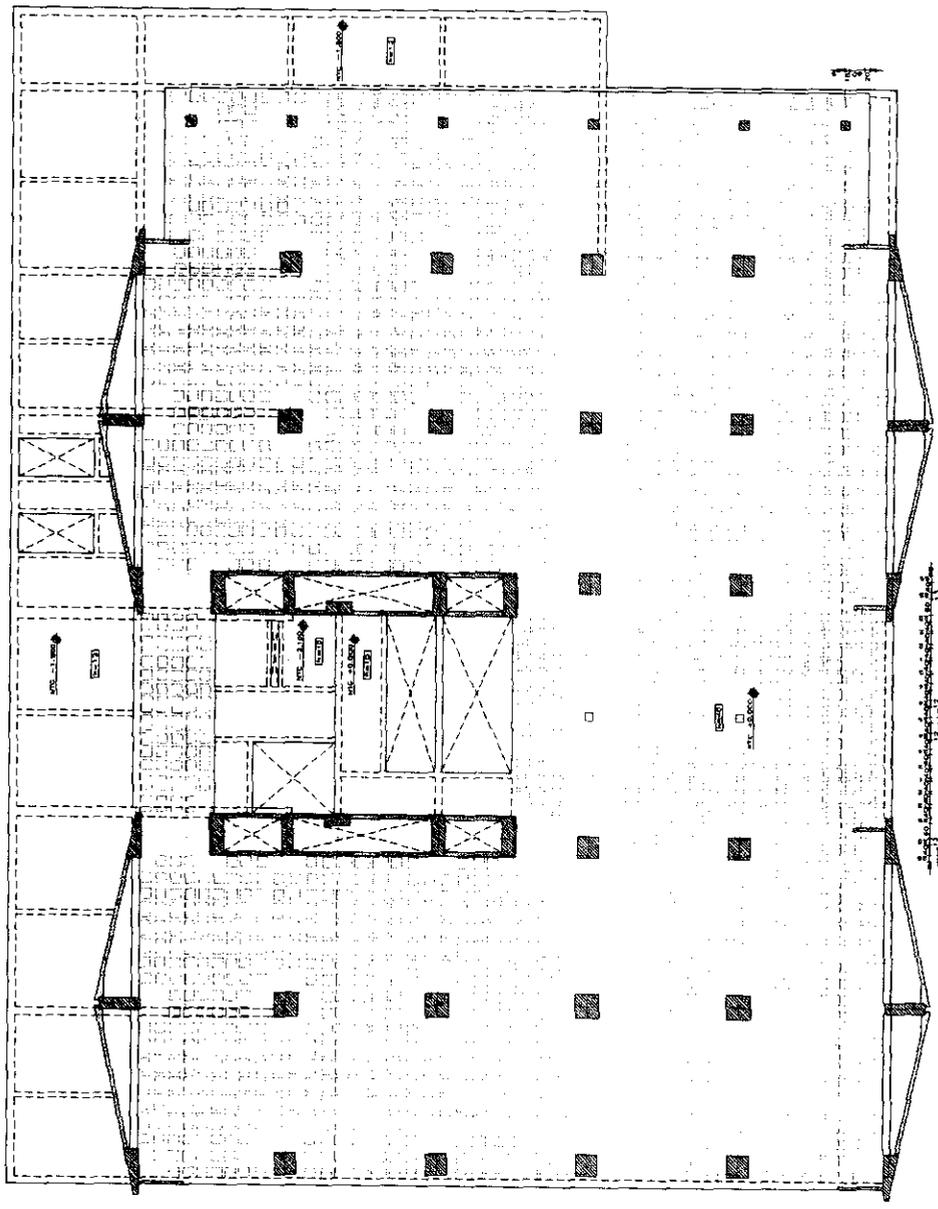
FIG. 2.4 LOSA NIVEL SÓTANO

- N O T A S
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.



7 8 9 10 11 12 13 14 15 16

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16



S I M B O L O G Í A

 COLUMNA
 LOSA RETICULAR
 TRABE
 CONTRABE CIMENTACIÓN

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE PIECICHO NIVÉLES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

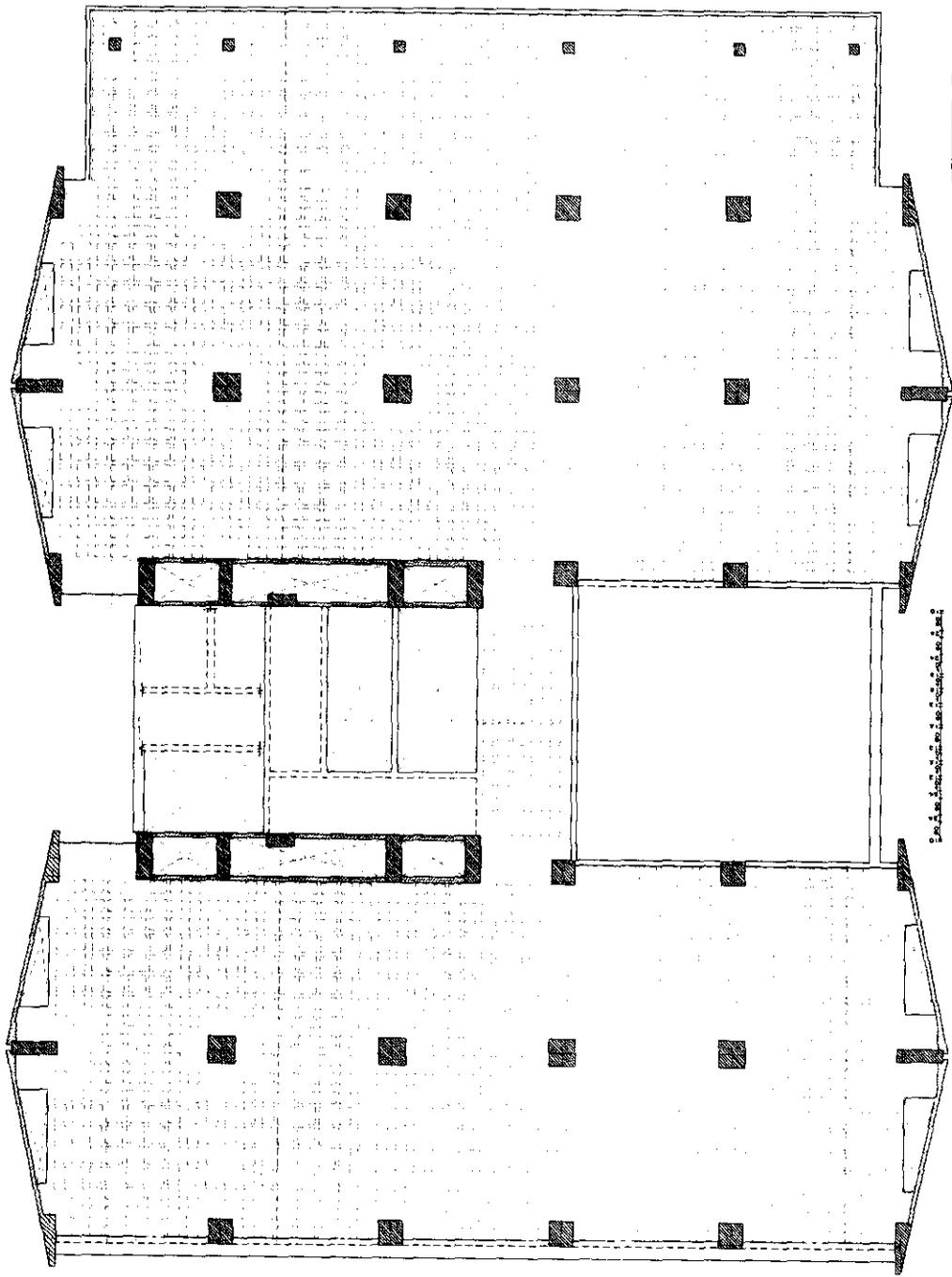
AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 ASISTENTE: JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ
 TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (U.T.C.H.F.) (E.S.T.R.U.C.T.)
 ESCUELA: INGENIERÍA EN INGENIERÍA CIVIL
 SEMESTRE: 2.º SEMESTRE
 GRUPO: 2.15

FIG. 2.5 LOSA PLANTA BAJA

- N O T A S**
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.



7 8 9 10 11 12 13 14 15



L E2 E1 E E D C C B A1 A

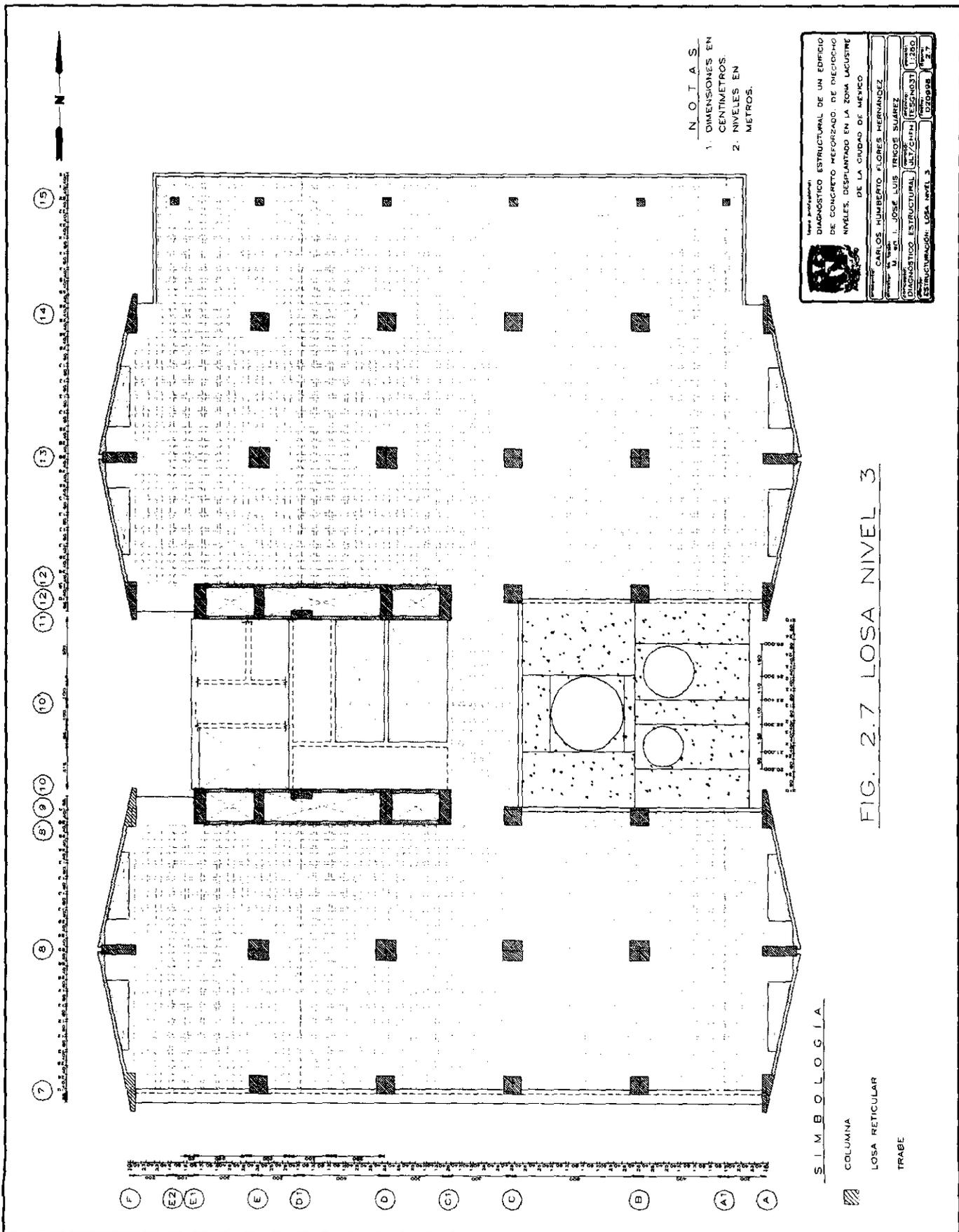
N O T A S
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.

Laboratorio de Diagnóstico Estructural de un Edificio de Concreto Reforzado, de Dieciocho Niveles, Desplazado en la Zona Lacustre de la Ciudad de México	
Director: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	Asesor: JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ
Profesor: JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ	Asistente: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
Tema: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (J17/C/87) (ES/04/11)	No. de Proyecto: 1250
Autor: ESTRELLAMAR, LOS ANGELES S. DE C.V.	Fecha: 05/09/88

FIG. 2.6 LOSA NIVELES 1 Y 2

S I M B O L O G Í A

- COLUMNA
- LOSA RETICULAR
- TRABE



N O T A S
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.


 INSTITUTO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA
 UNAM

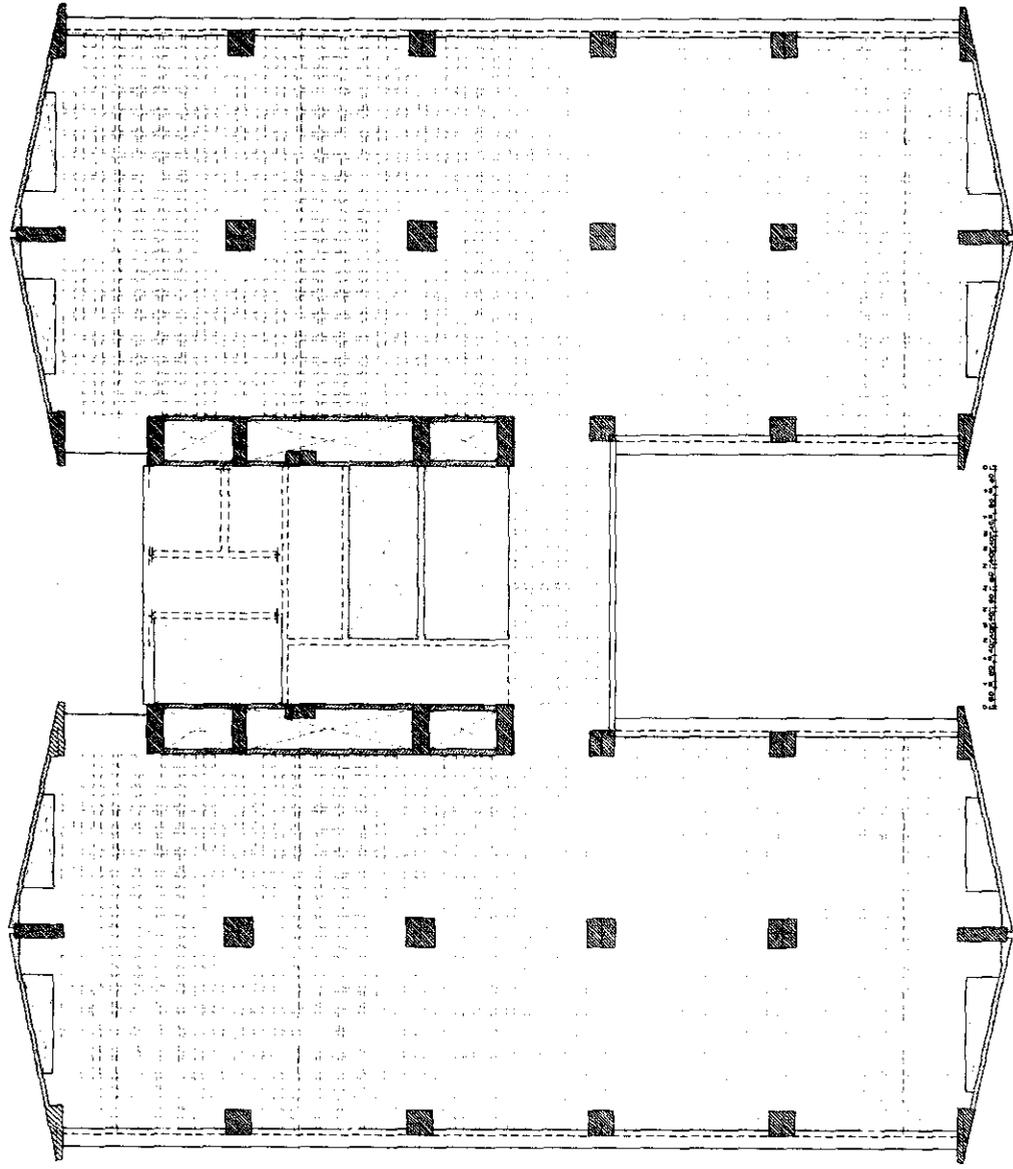
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO
 AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 ASISTENTE: JOSÉ LUIS JIRICO SUÁREZ
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (JL7/GHM) (E 55/031) (280)
 ESTIMACIÓN: LOSA NIVEL 3
 FECHA: 02/09/98

FIG. 2.7 LOSA NIVEL 3

S I M B O L O G Í A

-  COLUMNA
-  LOSA RETICULAR
-  TRABE

7 8 9 10 11 12 13 14



SIMBOLOGIA

COLUMNA

LOSA RETICULAR

TRABE

1946

DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

PROYECTO: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ

PROYECTADO POR: L. JOSE LUIS BRIGOS SUAREZ

QUIMICO: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ

DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL (UT/CHEN) (RES/CHEN) (U/SSO)

PROYECTADO POR: L. JOSE LUIS BRIGOS SUAREZ

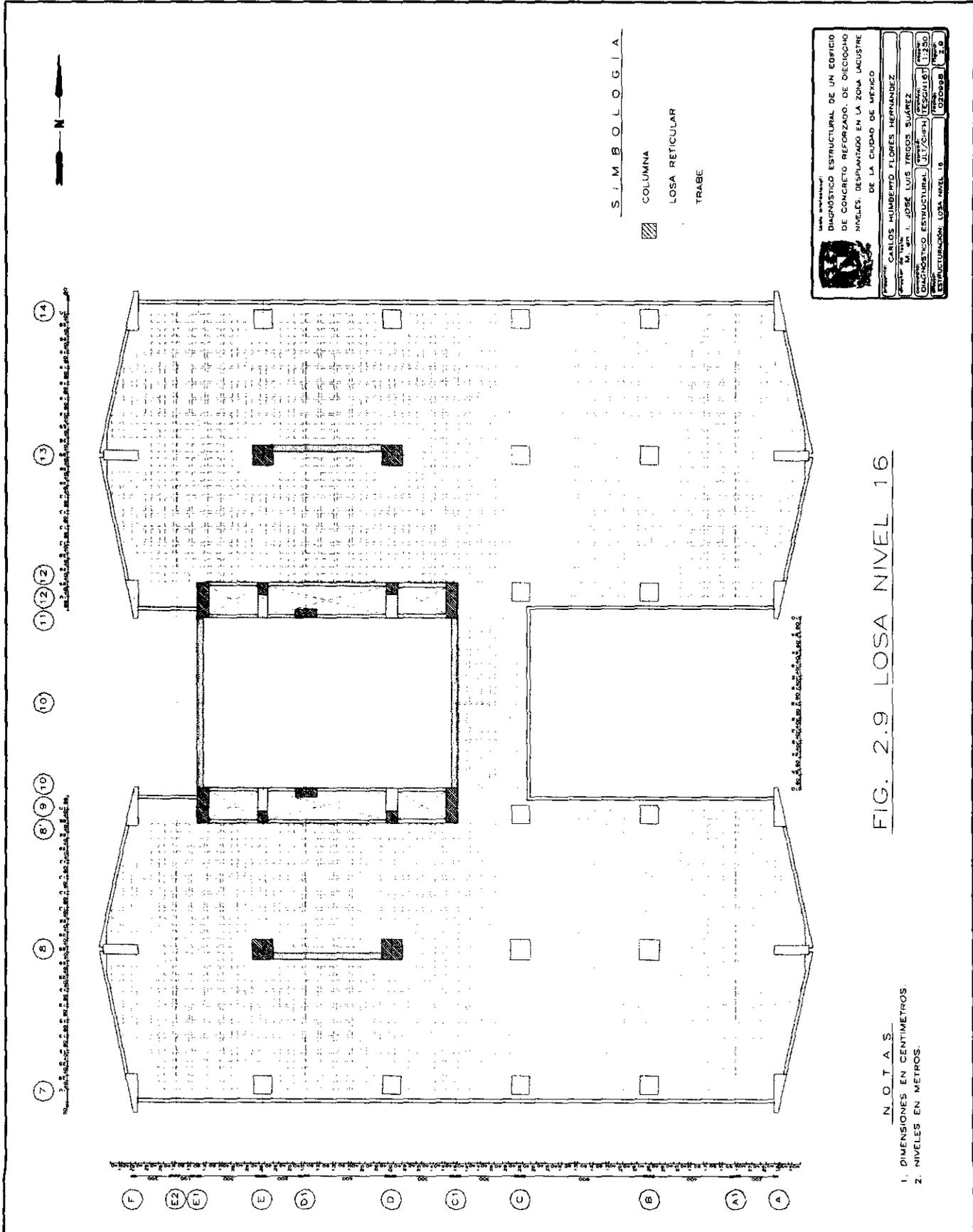
PROYECTADO POR: L. JOSE LUIS BRIGOS SUAREZ

FIG. 2.8 LOSA NIVELES 04 A 15

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.

2. NIVELES EN METROS.



S I M B O L O G I A

 COLUMNA
 LOSA RETICULAR
 TRABE



 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y SERVICIOS EN INGENIERIA CIVIL Y MECANICA

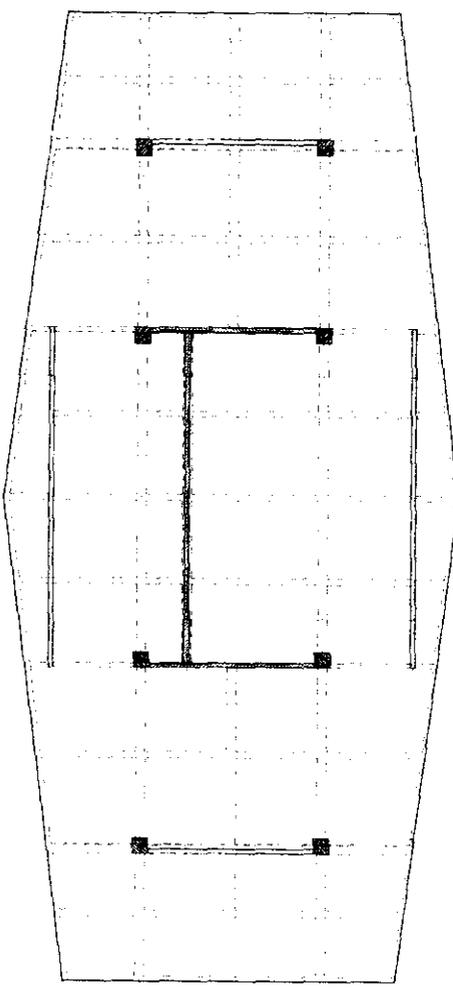
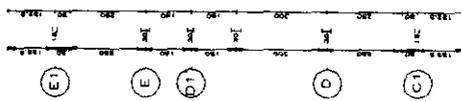
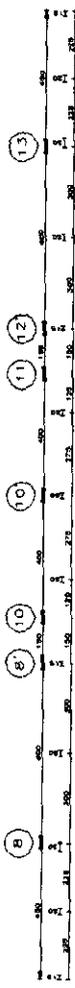
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

PROYECTO	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
PROYECTADO POR	JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL	JULIO CHERN
REVISOR	OSCAR
FECHA	1980
ESCALA	1:250
PROYECTO	LOS ANGELES
PROYECTADO POR	OSCAR
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL	JULIO CHERN
REVISOR	OSCAR
FECHA	1980
ESCALA	1:250

FIG. 2.9 LOSA NIVEL 16

N O T A S

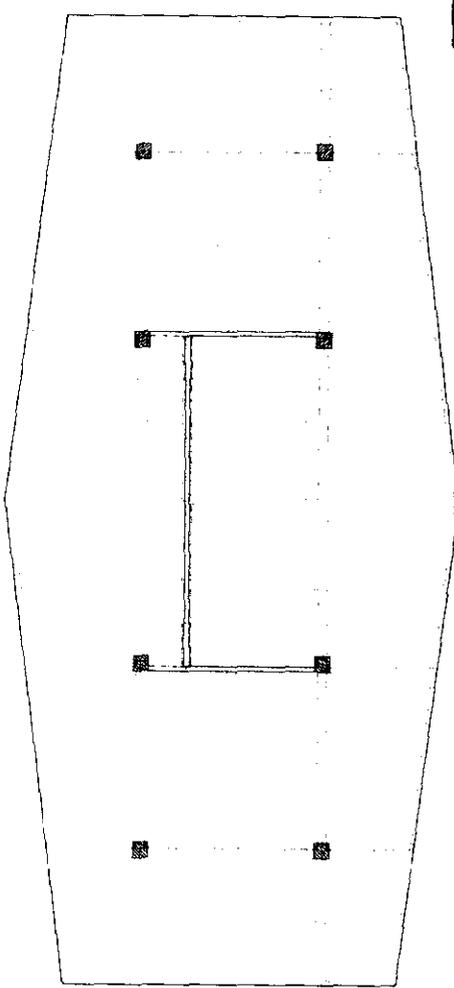
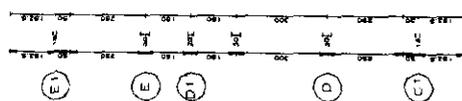
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
2. NIVELES EN METROS.



LOSA NIVEL 17

S I M B O L O G I A

-  COLUMNA
-  LOSA RETICULAR
-  TRABE



LOSA NIVEL 18

INSTITUCION:  **DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO**

PROYECTISTA: **CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ**

PROYECTO: **N. 2011 JOSÉ LUIS TRINOS SUAREZ**

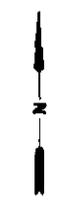
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL: **JULY/CHIA (ESSEN763)**

ESCALA: **1:250**

FECHA: **17 Y 18 AGOSTO 2010**

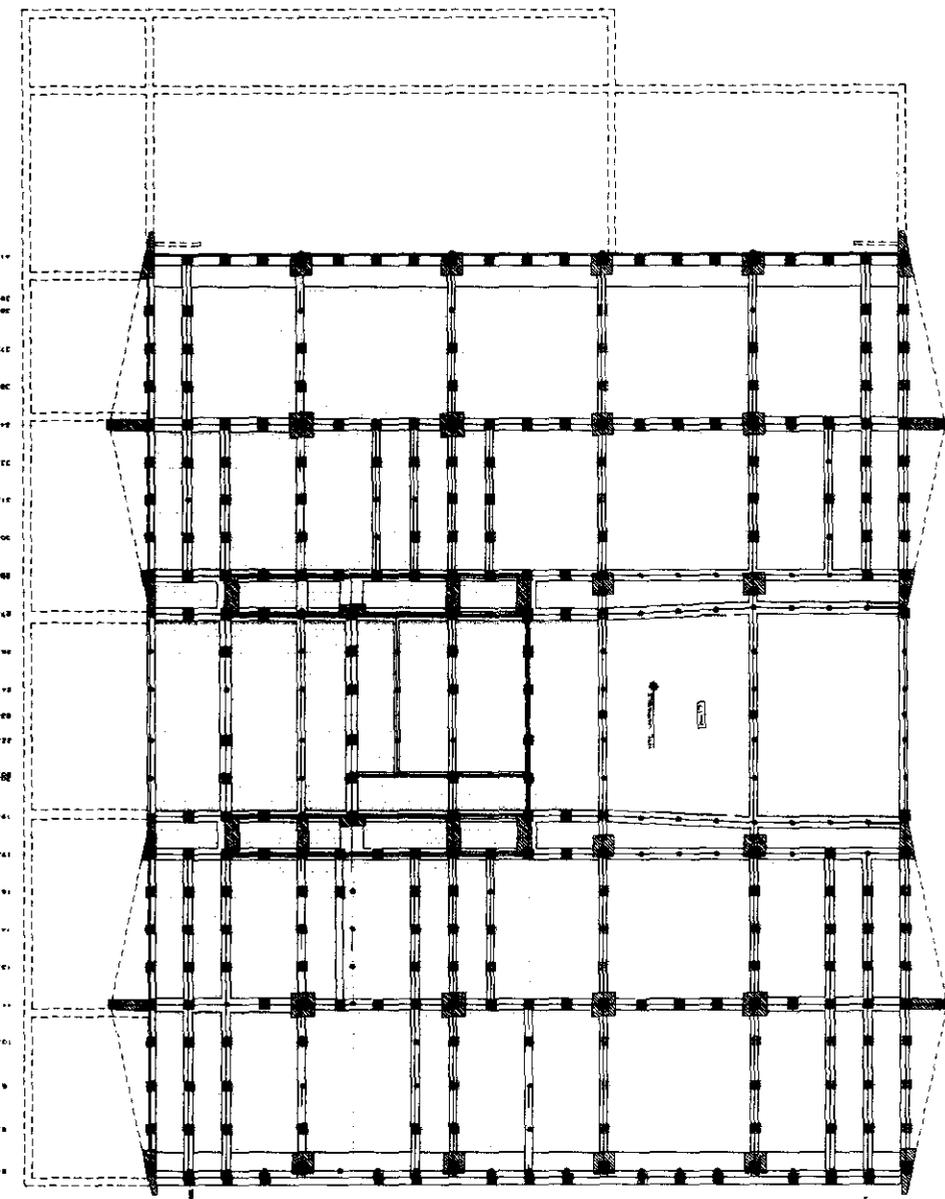
- N O T A S**
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.

FIG. 2.10 LOSAS NIVELES 17 Y 18



7 8 9 10 11 12 13 14 15 16

A B C D E F



S I M B O L O G Í A

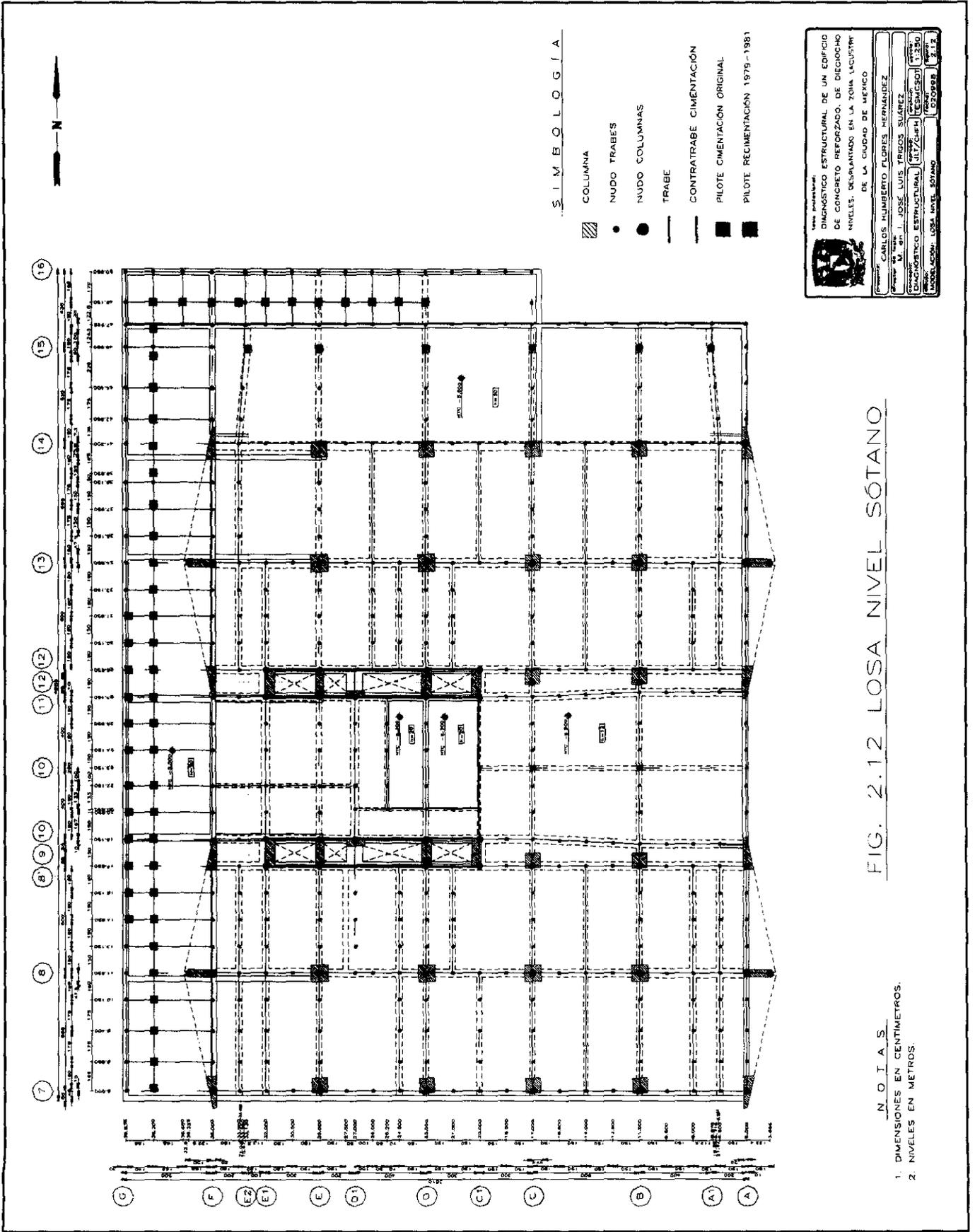
- █ COLUMNA
- NUDO TRABES
- NUDO COLUMNAS
- TRABE
- CONTRATRABE CIMENTACIÓN
- █ PILOTE CIMENTACIÓN ORIGINAL
- █ PILOTE RECIMENTACIÓN 1979-1981


 INSTITUTO TECNOLÓGICO DE MÉXICO
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESARROLLADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 ASesor: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
 INSTITUTO TECNOLÓGICO ESTRUCTURAL (IUT/CIEM) (UNAM) (CIBER) (CIBER) (CIBER)
 MODELACIÓN: PLANTA LOSA CIMENTACIÓN (2008) (2008) (2008)

FIG. 2.11 LOSA CIMENTACIÓN

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

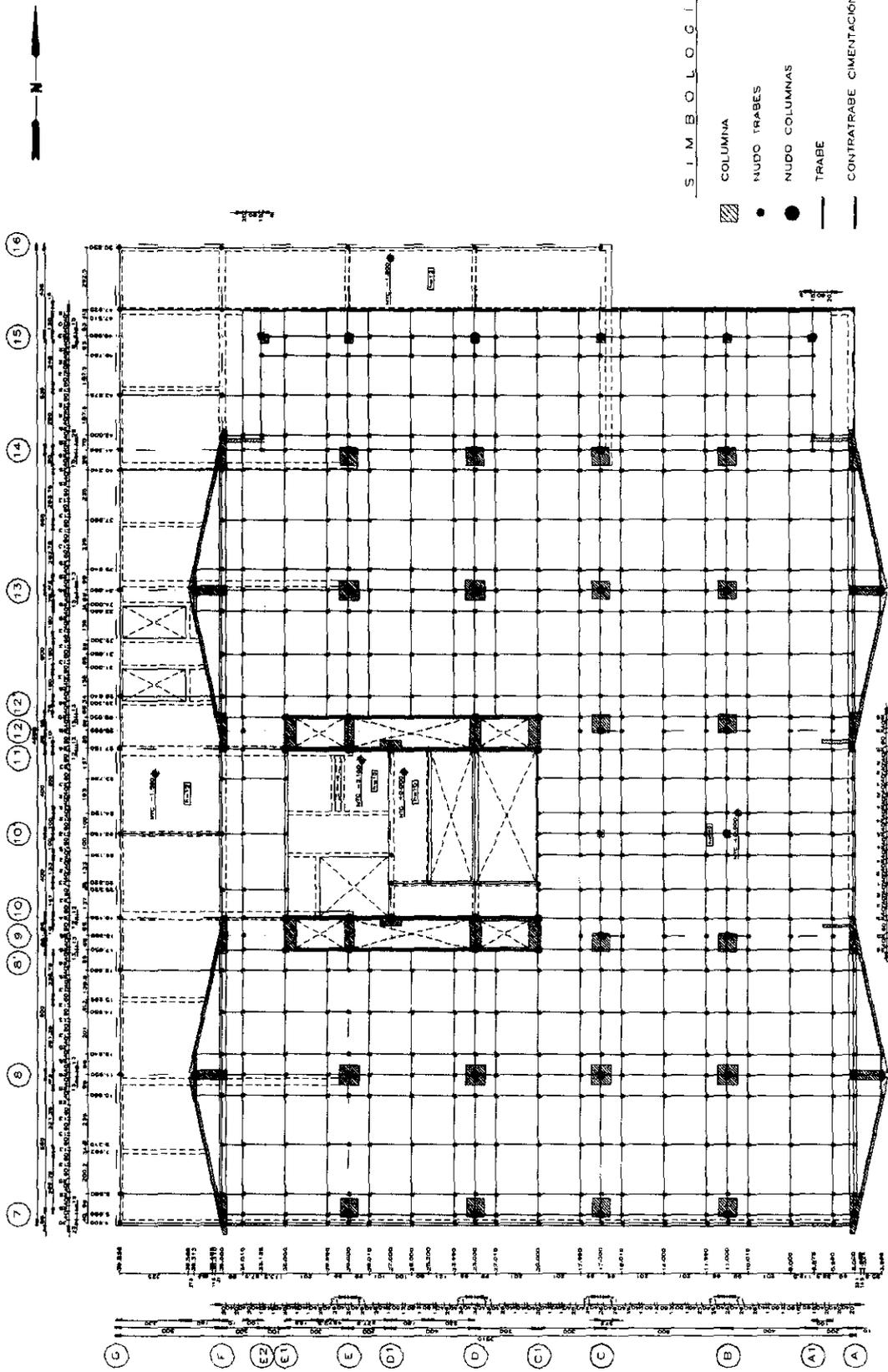


Logo

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA URBANA DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Elaborado por: **CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ**
 M. en C. **JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ**

Elaborado por: **DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (DYE-EPH) (ESMUCED)**
 MODELO ACCIÓN: LOSA NIVEL SÓTANO




 DIMENSIONADO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE MEXICO

AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
 DISEÑADOR: M. EN I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
 REVISOR: M. EN I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
 CALIFICACION: LOSAS PLANTA BAJA

EMPRESA: URSAC ESTRUCTURAL S. DE RL DE CV (C.A.S.)
 CALIFICACION: URSAC ESTRUCTURAL S. DE RL DE CV (C.A.S.)
 MODELO: LOSAS PLANTA BAJA

FIG. 2.13 LOSA PLANTA BAJA

N. O. T. A. S.
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.

N O T A S
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.

INSTITUCIÓN: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA ACUÍFRA, DE LA CIUDAD DE MÉXICO.
 AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 ASISTENTE: M. EN C. L. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ
 INSTITUCIÓN: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (IUT/SUPH) (RESJAG/11) (E255)
 LOCALIDAD: LOS ANGELES I. Y. 2
 FECHA: 10/03/98
 ESCALA: 3/4

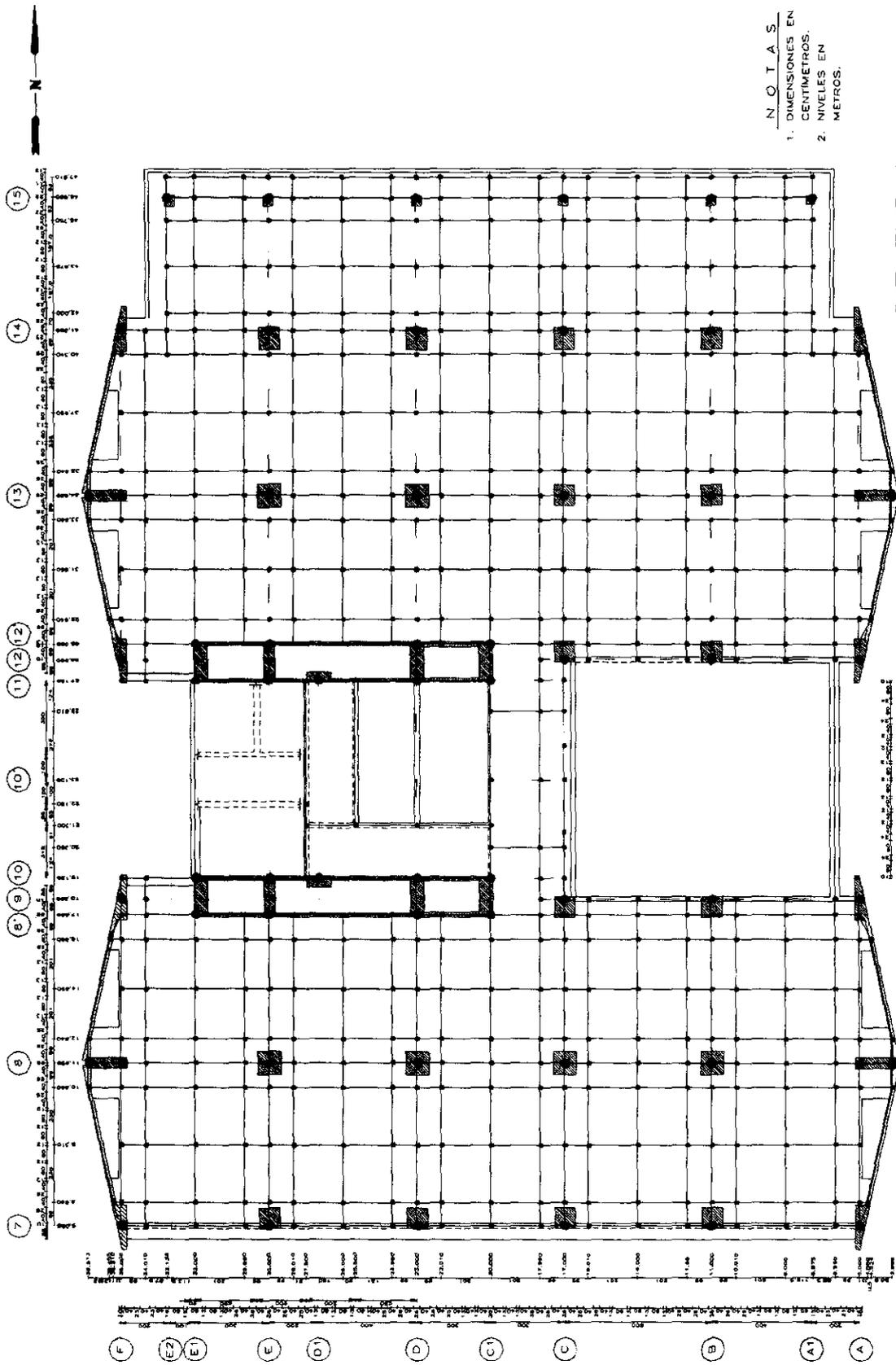


FIG. 2.14 LOSA NIVELES 1 Y 2

S I M B O L O G Í A

- COLUMNA
- NUDO TRABES
- NUDO COLUMNAS
- TRABE

N O T A S
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.


S.I.M.B.O.L.O.G.I.A.
 DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO
 Autor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
 Director: M. en C. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ
 Asesor: M. en C. CESAR ALBERTO GONZALEZ
 Colaborador: M. en C. CESAR ALBERTO GONZALEZ
 Fecha: 1983
 Escala: 1:500
 Proyecto: DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL (JLT/CHEP)
 Cliente: S.E.M.I.
 Modelo: MOXELACON-LOSA NIVEL 03
 No. de Proyecto: 0240988
 No. de Hoja: 3 de 15

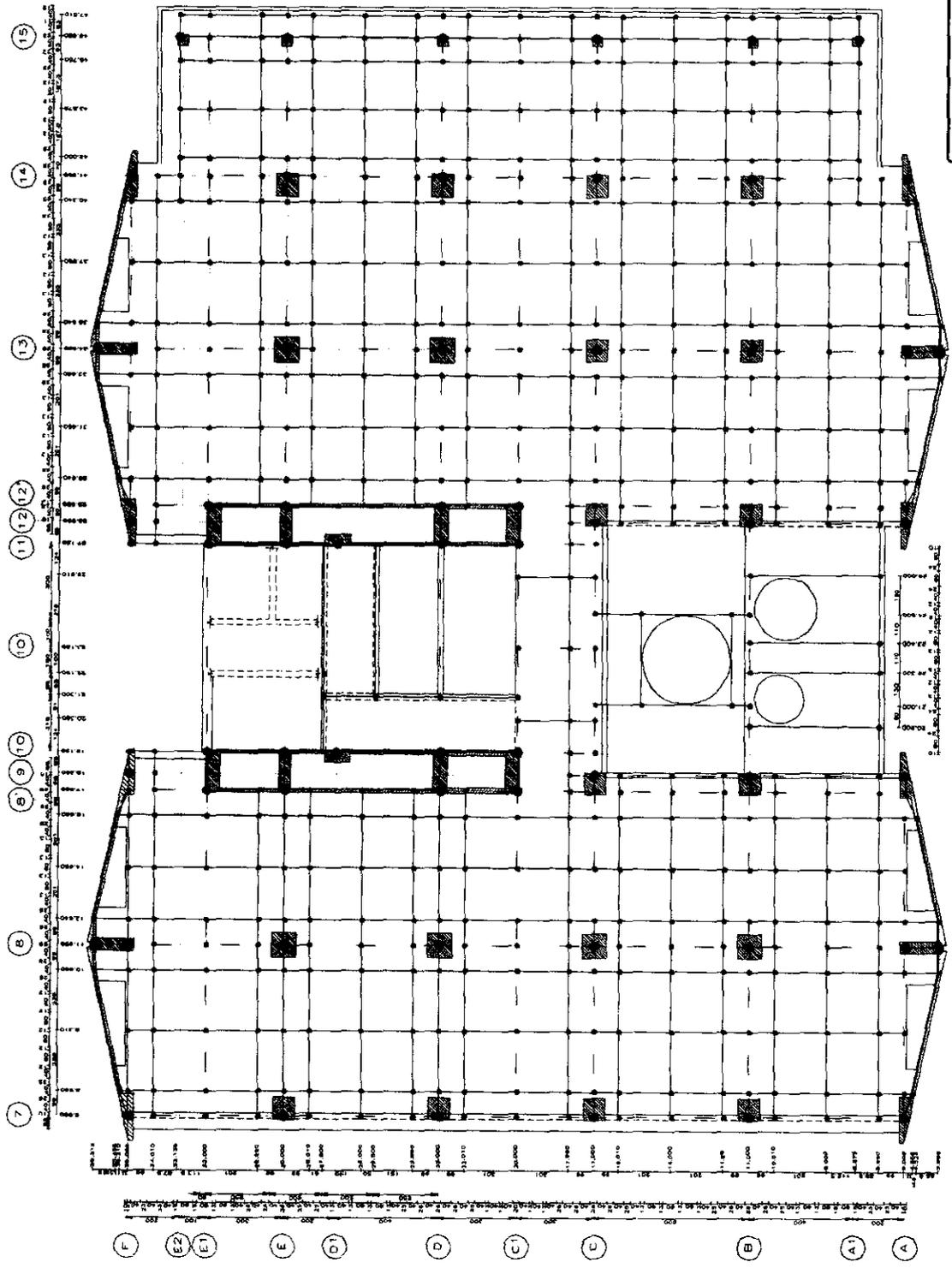
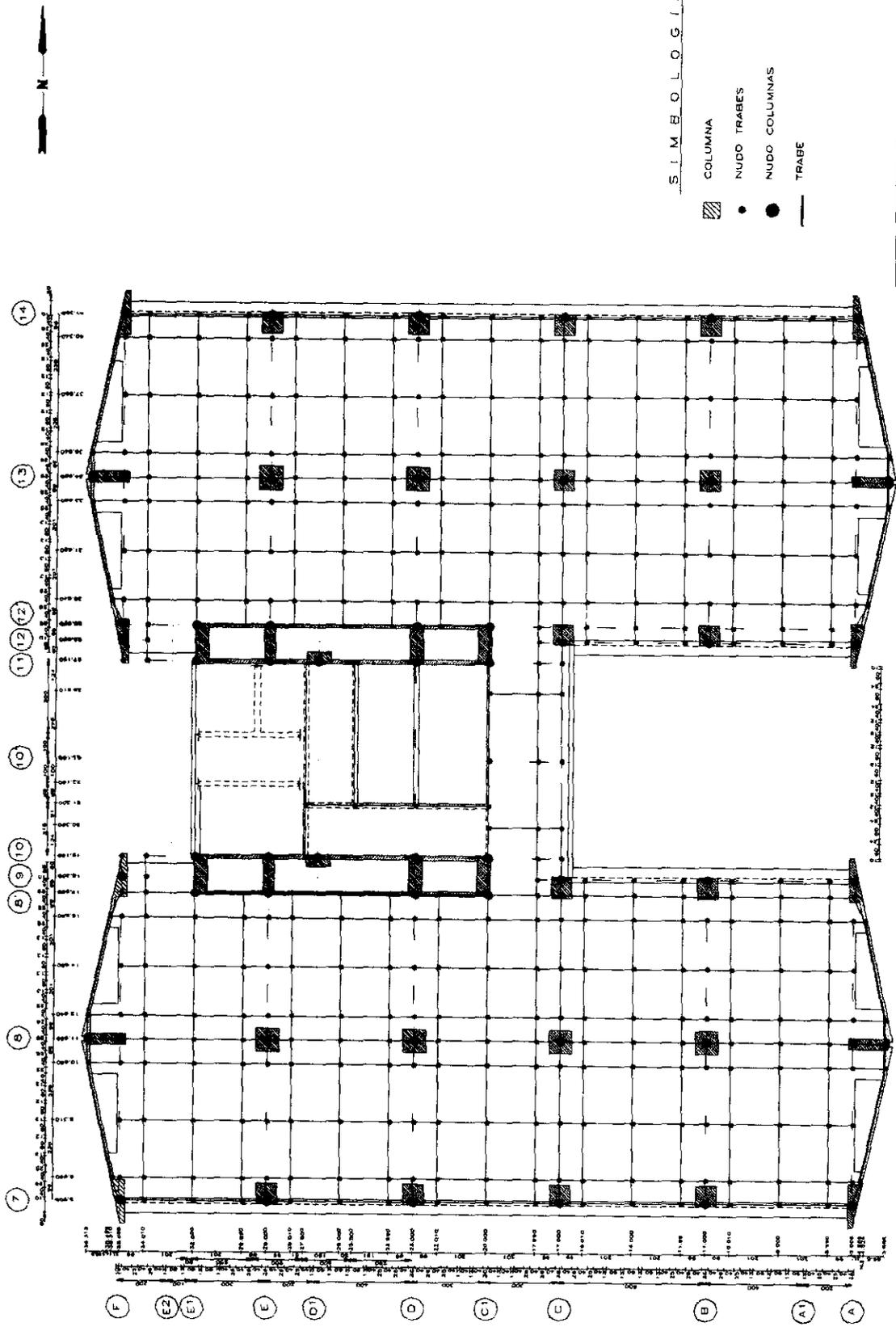


FIG. 2.15 LOSA NIVEL 3

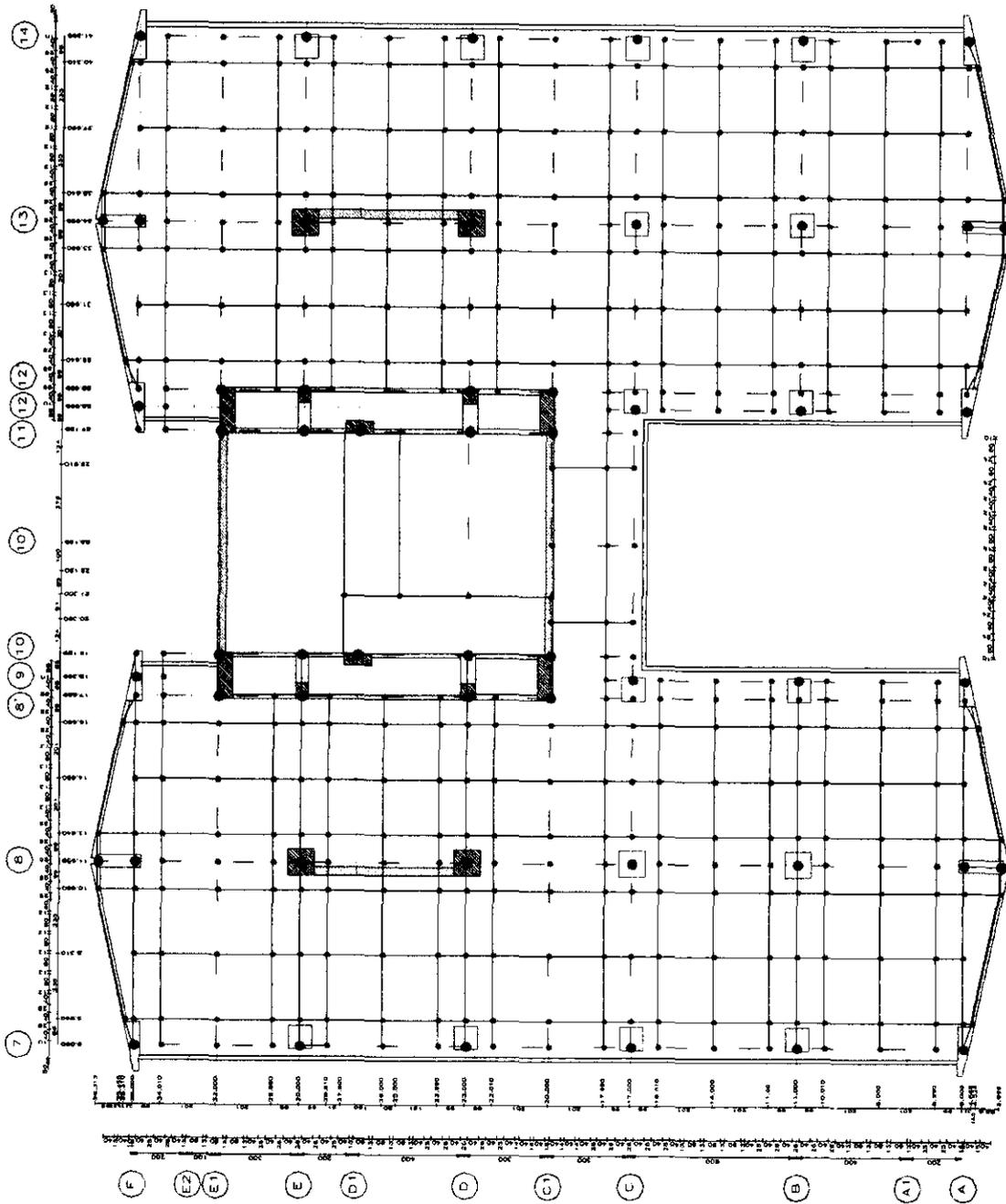
- S. I. M. B. O. L. O. G. I. A.**
-  COLUMNA
 -  NUDO TRABES
 -  NUDO COLUMNAS
 -  TRABE



	SERVICIO DE DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLAZADO EN LA ZONA INDUSTRIAL DE LA CIUDAD DE MEXICO	
	PROYECTADO POR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ	PROYECTADO POR: DR. LUIS TRIGOS SUAREZ
PROYECTO N.º: 04 Y 15		FECHA: 11/2004
SERVICIO DE DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL JULY/CPH		PROYECTO N.º: 04 Y 15
INSTITUCION: LOS MASES SA DE CV		PROYECTO N.º: 04 Y 15

FIG. 2.16 LOSA NIVELES 04 Y 15

- N. O. T. A. S.**
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.



LABORATORIO

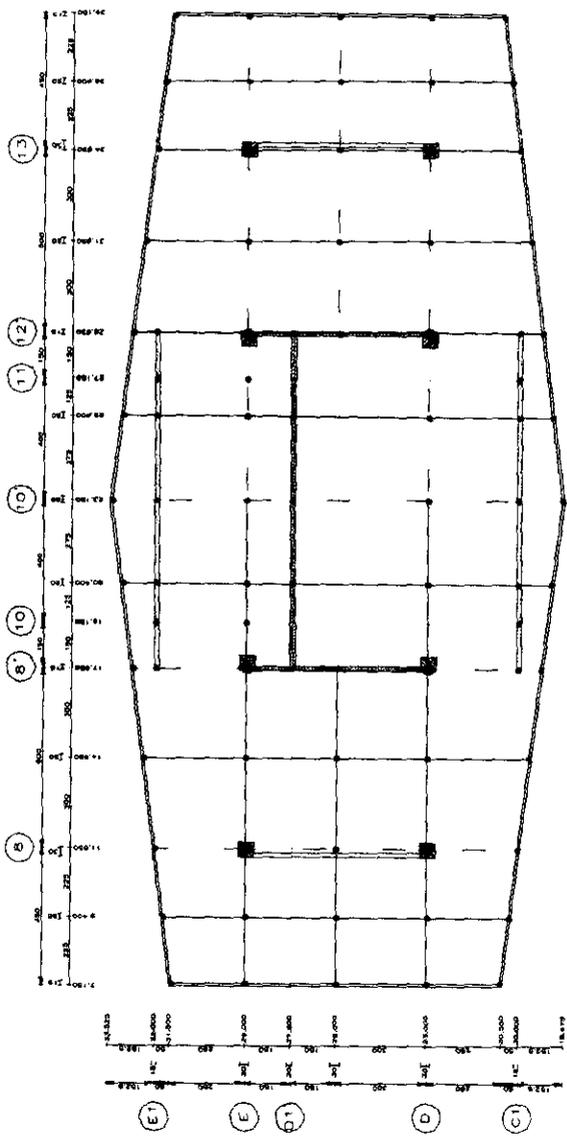
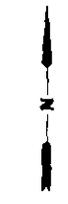
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

PROYECTO:	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
PROYECTISTA:	ING. JOSÉ LUIS BRIGOS SUÁREZ
COORDINADOR:	ING. JOSÉ LUIS BRIGOS SUÁREZ
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL:	ING. CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
MOYERACION:	ING. CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
ESCALA:	2:17

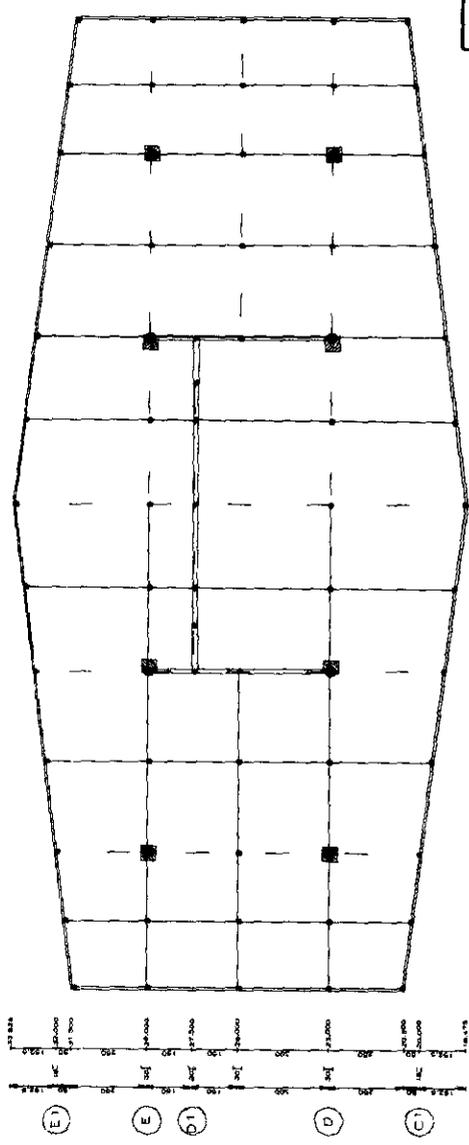
FIG. 2.17 LOSA NIVEL 16

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
2. NIVELES EN METROS.



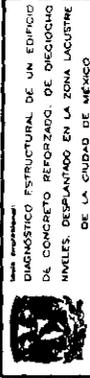
LOSA NIVEL 17



LOSA NIVEL 18

S I M B O L O G Í A

 COLUMNA
 NUDO TRABES
 NUDO COLUMNAS
 TRABE



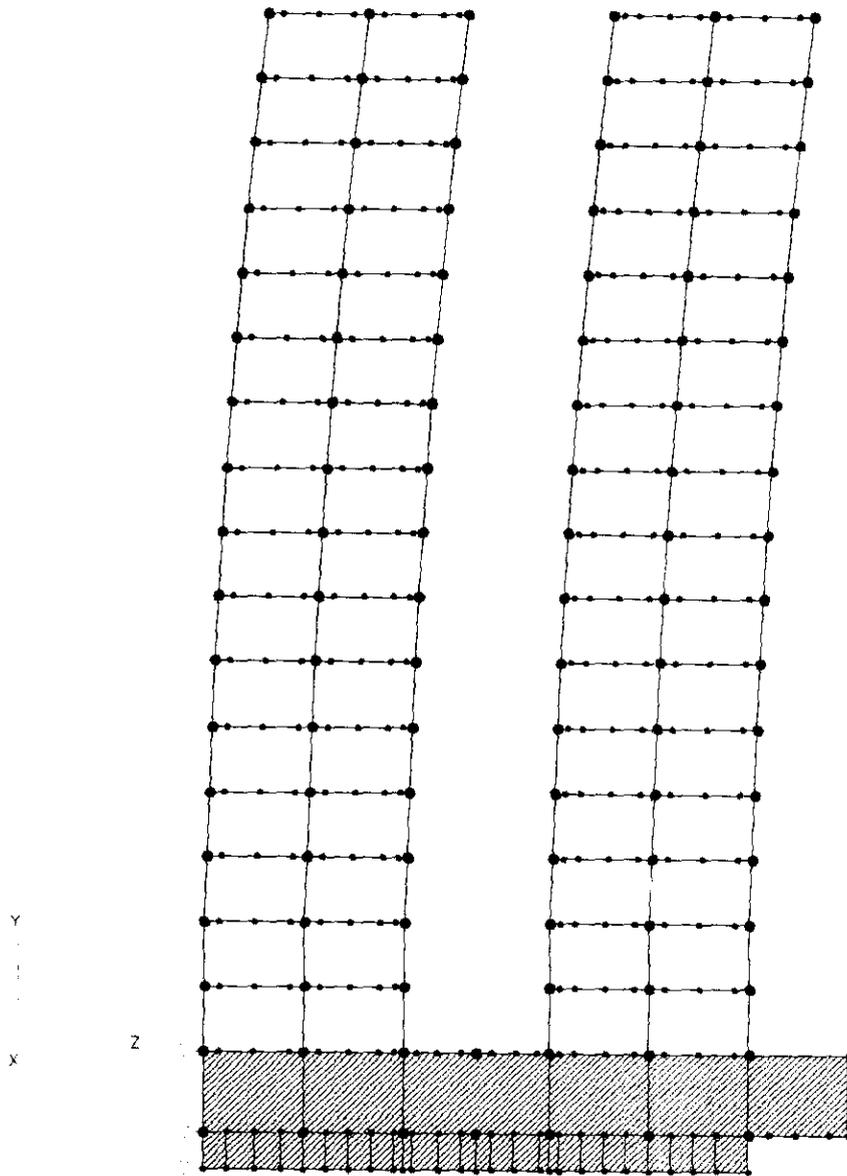
 Ingeniería
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
 DE CONCRETO REFORZADO DE DIEGOCHO
 NIVELES DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE
 DE LA CIUDAD DE MÉXICO

PROYECTISTA	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
PROYECTISTA	M. EN I. JOSÉ LUIS TRINCO SUÁREZ
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	317/CHFH (ESM/78)
FECHA	11/23/80
PROYECTO	RECONSTRUCCIÓN LOSAS NIVELES 17 Y 18
HOJA	2/18

FIG. 2.18 LOSAS NIVELES 17 Y 18

N. O. T. A. S.

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.



- SIMBOLOGIA**
- PUNTO TABICADO
 - PUNTO COLUMNAS
 - PUNTO O COLUMNAS
 - ▨ MURO DE CONCRETO
 - MURO DE MAMPUESTA

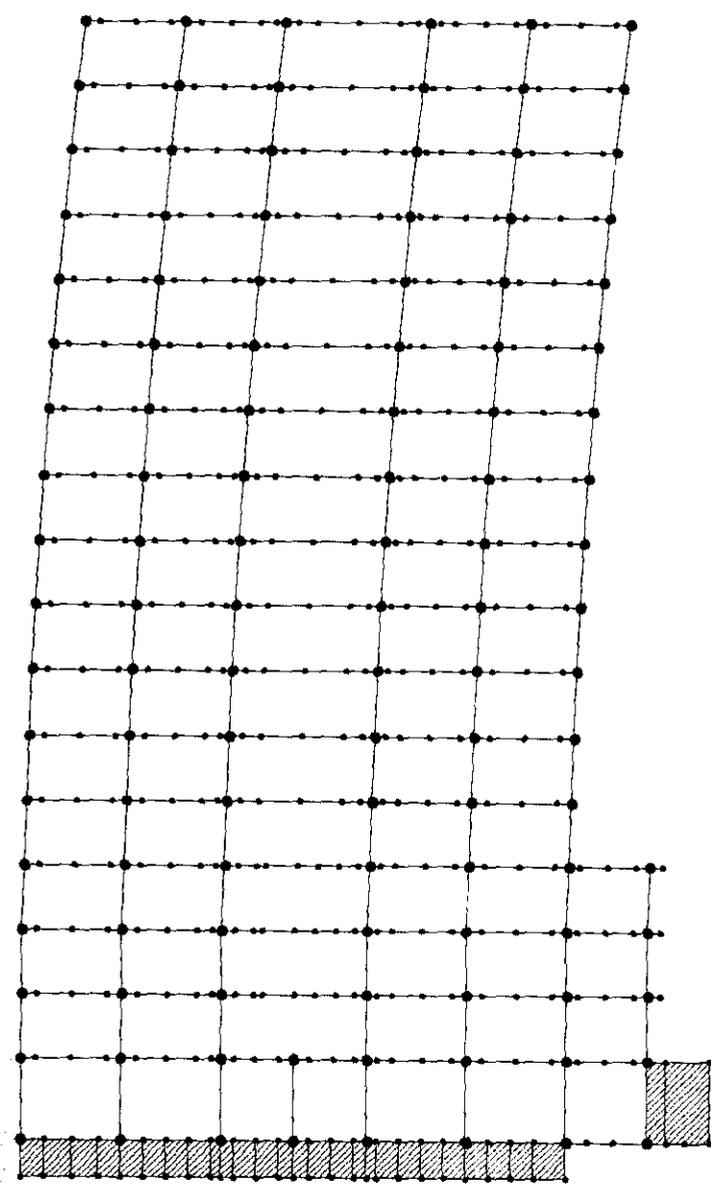
DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.19 MODELO ANALITICO EJE A

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
COORDINADOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
DIRIGENTE DEL TRABAJO: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
ESPECIALIDAD: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		GRUPO: J17/CHU	
INSTITUCIÓN: UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO		SEMESTRE: 2008	
TÍTULO: MODELACIÓN MARPO EJE A		FIGURA: 2.19	

Y
 X
 Z



SIMBOLOGIA

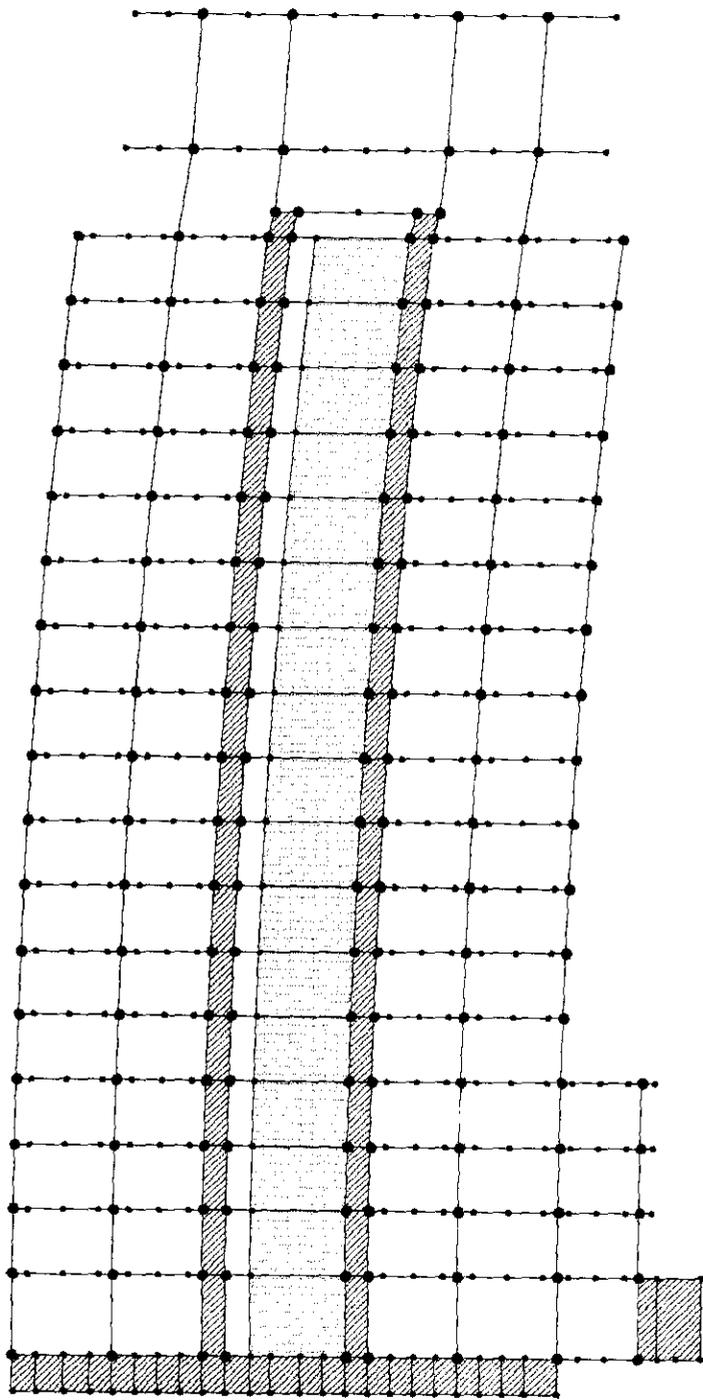
- MUÑO TRABES
- MUÑO COLUMNAS
- PARED O COLUMNAS
- ▨ MUÑO DE CONCRETO
- MUÑO DE MANIPORTEO

DATOS ESTRUCTURA
 MODELO: R 19 A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.20 MODELO ANALITICO EJE C

<small>(obra patrocinada)</small> DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
<small>PROYECTO</small> <small>NO. LEGIS.</small> <small>NO. SER.</small>	<small>PROYECTO</small> <small>PROYECTO</small>	<small>PROYECTO</small> <small>PROYECTO</small>	<small>PROYECTO</small> <small>PROYECTO</small>
<small>CONSEJO</small> <small>DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL</small>	<small>PROYECTO</small> <small>JLT/CHFH</small>	<small>PROYECTO</small> <small>TESMCECT</small>	<small>PROYECTO</small> <small>SIN</small>
<small>ESTUDIO</small> <small>MODELACIÓN: MARCO EJE C</small>	<small>PROYECTO</small> <small>CDORR</small>	<small>PROYECTO</small> <small>CDORR</small>	<small>PROYECTO</small> <small>2.20</small>

Y
Z
X



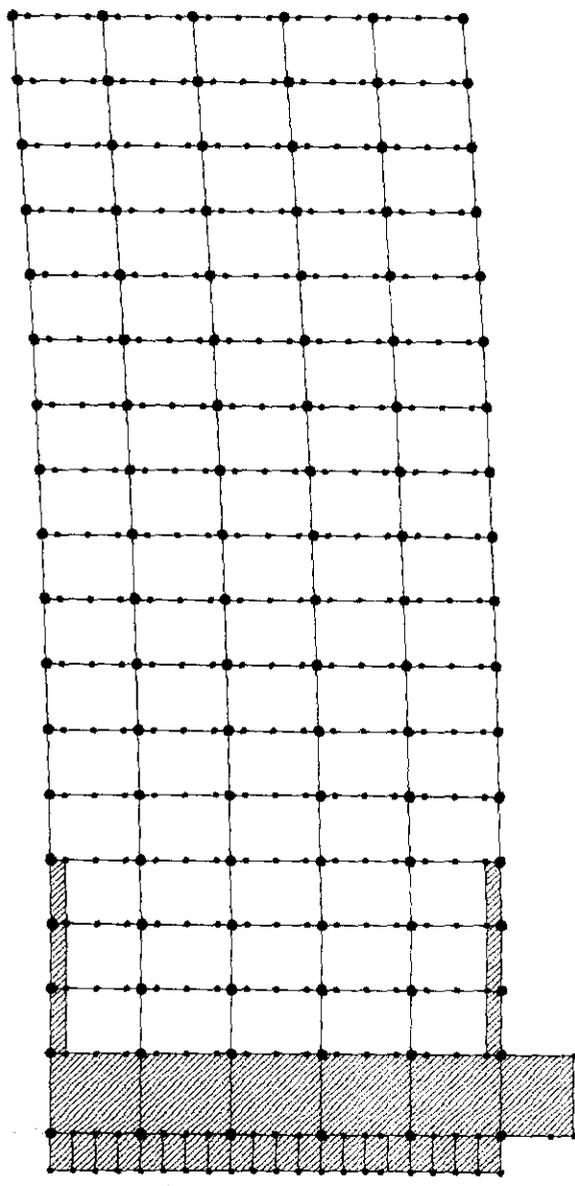
- LEYENDA**
- MUÑO TRABES
 - MUÑO COLUMNAS
 - MUÑO O ELLIPSOIDAL
 - ▨ MUÑO DE CONCRETO
 - ▨ MUÑO DE MANGUETERA

DATOS ESTRUCTURA
 MODELO: R 20 A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.21 MODELO ANALITICO EJE D

			
TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
GUÍA: M. EN I. JOSÉ LUIS TRINIDAD SUÁREZ			
ESPECIALIDAD: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		INSTITUCIÓN: IIT/CMFH	
ESTADÍSTICA: MODELO EJE D		FECHA: 2008	
MODELO: R 20 A		NÚMERO: 2.21	

Y
 X Z



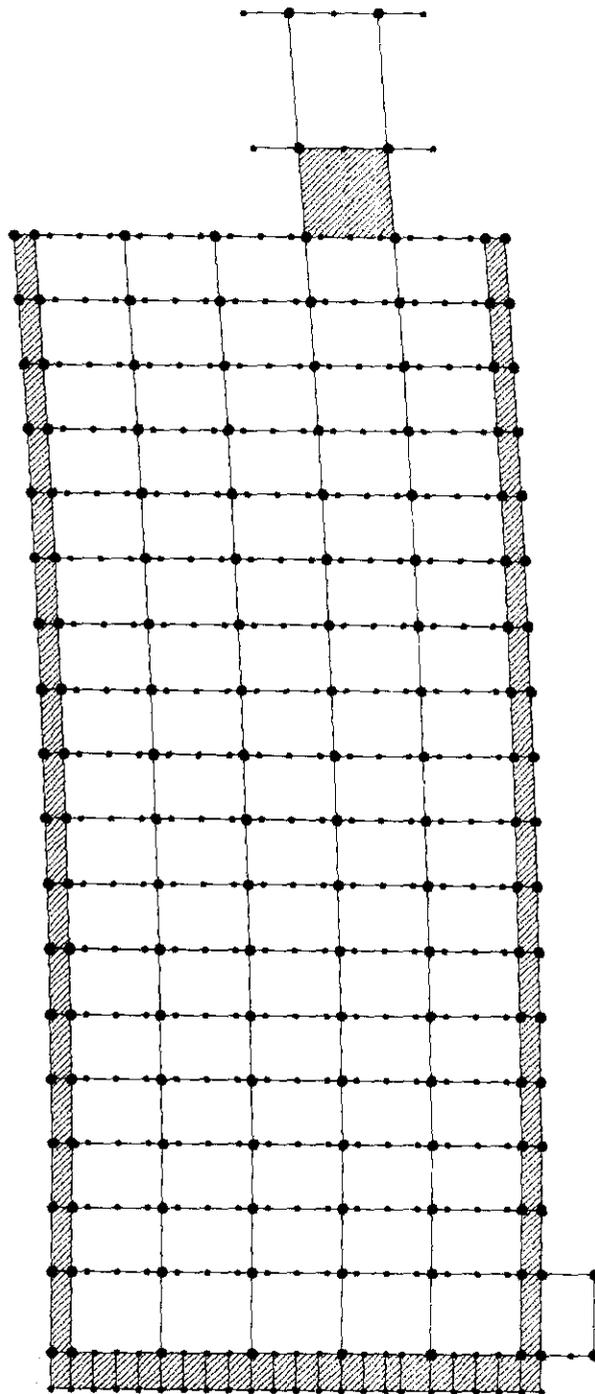
SIMBOLOGIA

- NUDO TRAMER
- TABRE O COLUMNAS
- ▨ NUDO DE CONCRETO
- NUDO DE MAQUETERIA

DATOS ESTRUCTURA
 MODELO: R 19 A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.22 MODELO ANALITICO EJE 7

TITULO PROFESIONAL: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
PRESENTE: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
OPORTEO DE TRABAJO: M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
ESPECIALIDAD: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	NOMBRE: JAT/CHFH	GRUPO: ESMCE71	ESTADO: SIN
SERIE: MODELACION: MARCO EJE 7	FECHA: 02/08/88	HOJA: 2/22	



Y
X Z

SIMBOLOGIA

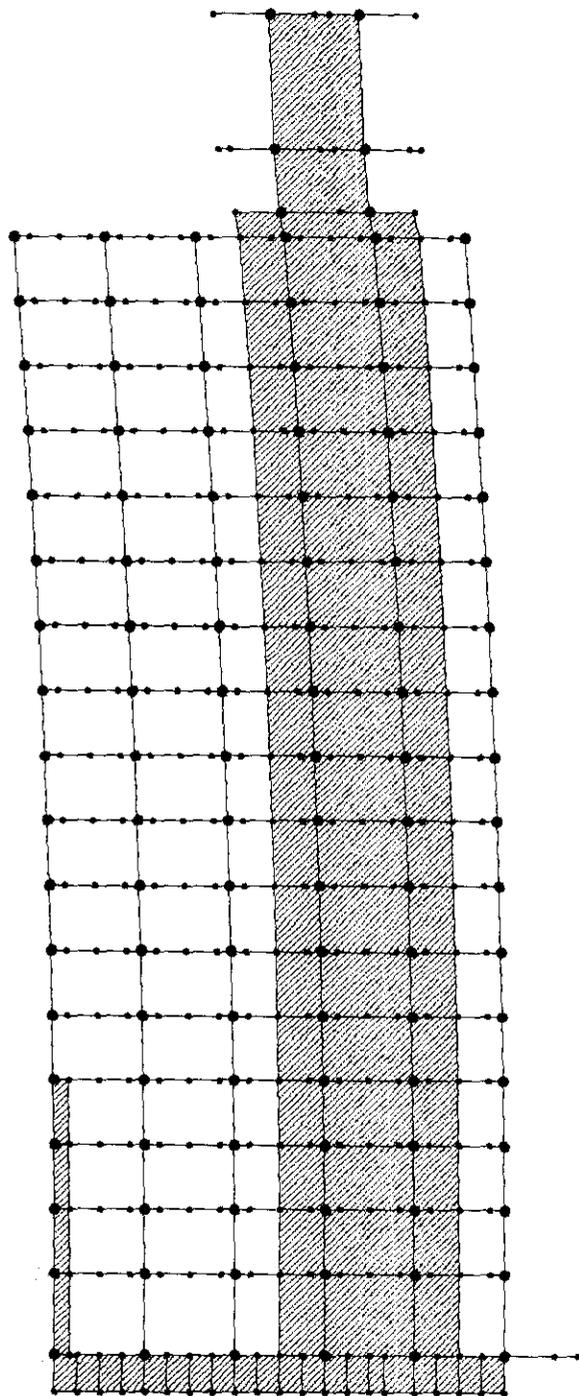
- MUÑO TRABES
- MUÑO COLUMNAS
- TRABE O COLUMNAS
- ▨ MUÑO DE CONCRETO
- ▨ MUÑO DE MAJESTERA

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 A
 NN = 9.473
 NM = 17.675
 NE = 1.408

FIG. 2.23 MODELO ANALITICO EJE 8

SERVICIO PROFESIONAL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presente CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
Director de Trabajo: M. en C. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Fecha: JUL/CHM	Estado: TESMCEB1	Hoja: SIN
Proyecto: MODELACION MARCO EJE 8	Autor: 020908	Revisor: 2.23	



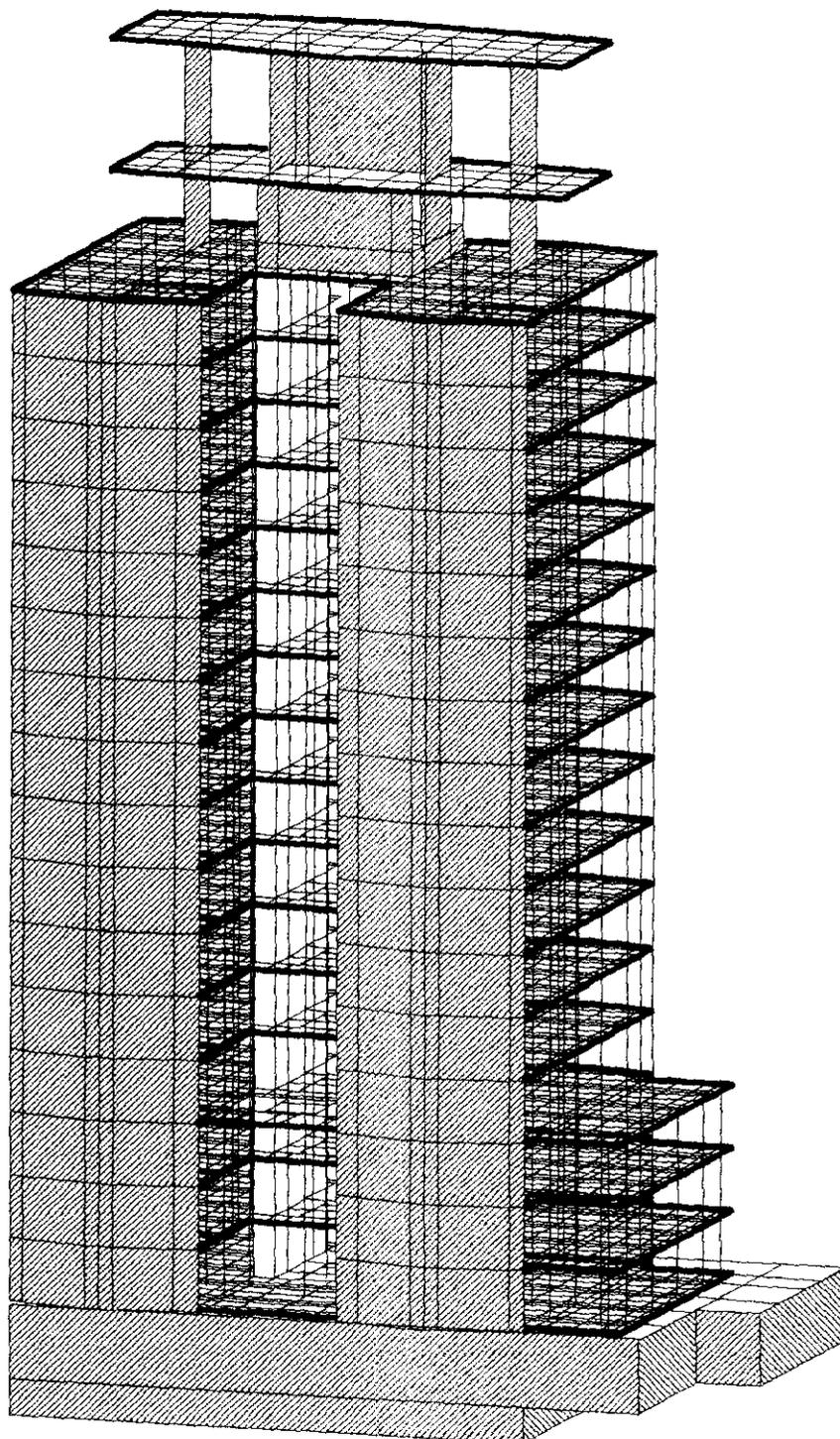
- SIMBOLOGIA**
- NUDO TRAMES
 - NUDO COLUMNAS
 - TRAMES O COLUMNAS
 - ▨ MURO DE CONCRETO
 - MURO DE MAESTRERA

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 2D A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.24 MODELO ANALITICO EJE 9

		SERIE PROFESIONAL: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO	
ALUMNO: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ		TÍTULO: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	
ASIGNATURA: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (ULT/CHFH)		GRUPO: RESMCEBT	
FECHA: MODELO: MARCO EJE 9		PÁGINA: 2 24	

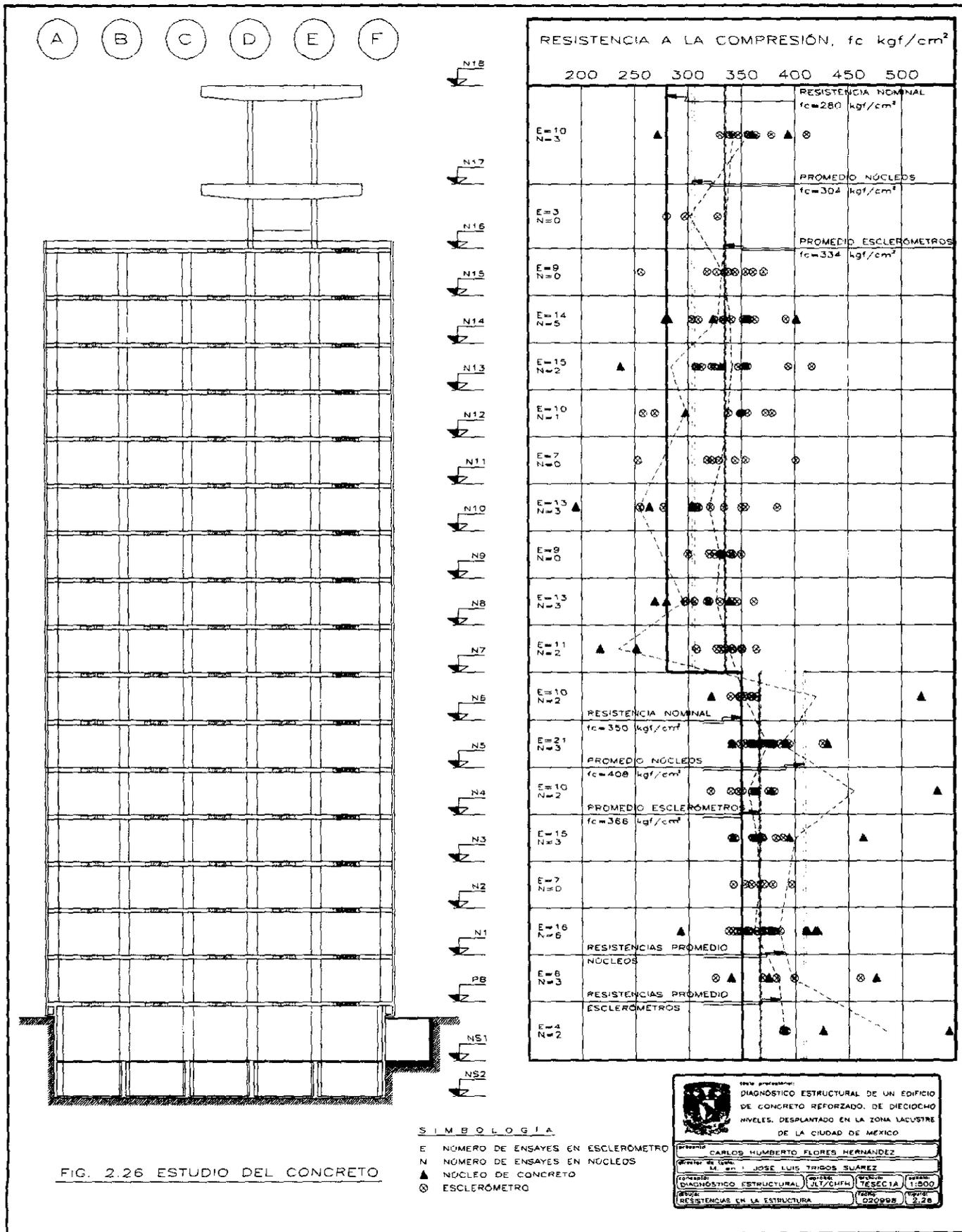


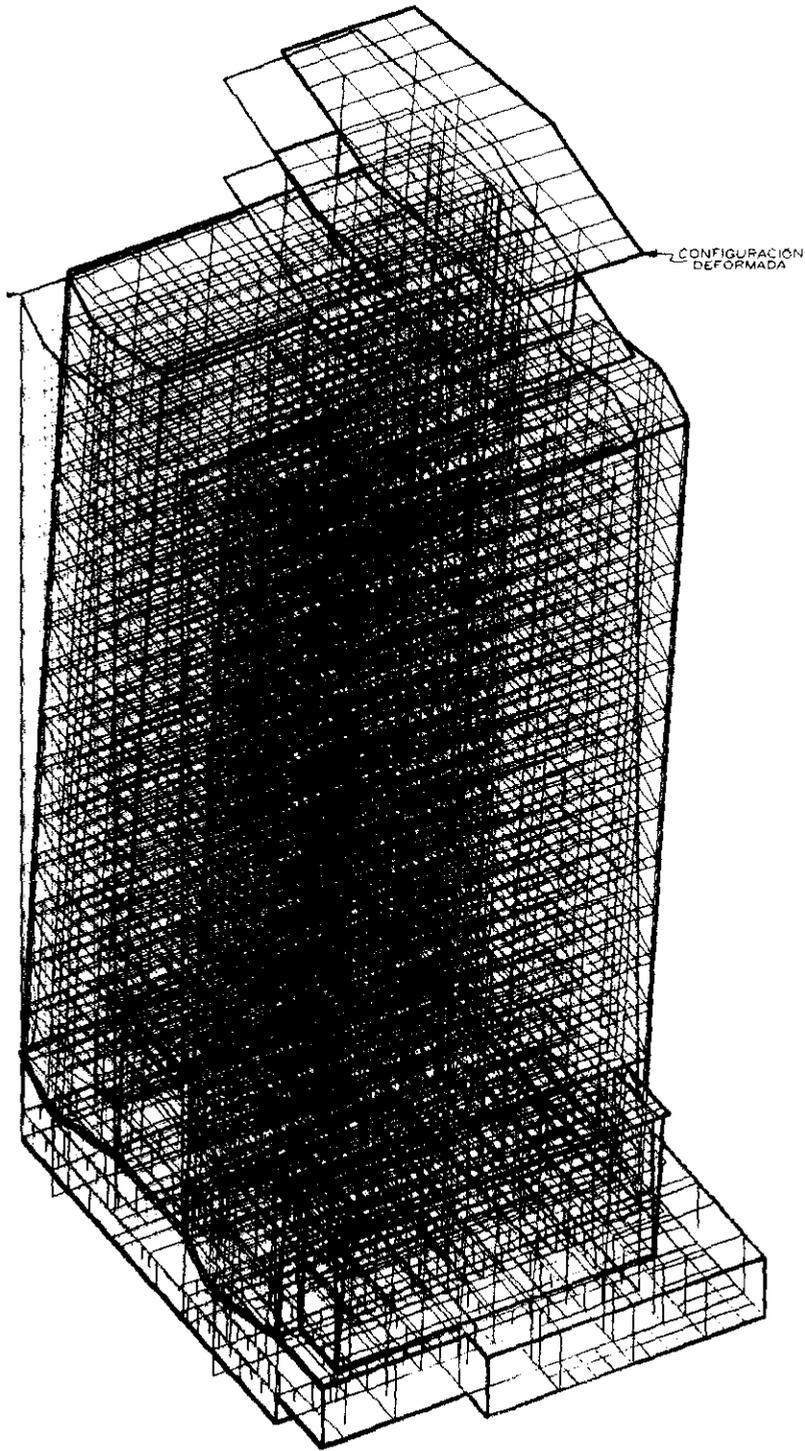
DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 A
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.25 MODELO ANALÍTICO ISOMÉTRICO

TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO				
Presente: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ				
Director de Área: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ				
Elaborado por: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		Controlado por: JLT/CHFM	Revisado por: TESMG/AT	Aprobado por: SIN
Tipo de Modelo: ISOMÉTRICO ESTRUCTURA		Fecha: 02/09/98	Hoja: 2.25	





DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 M 9
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

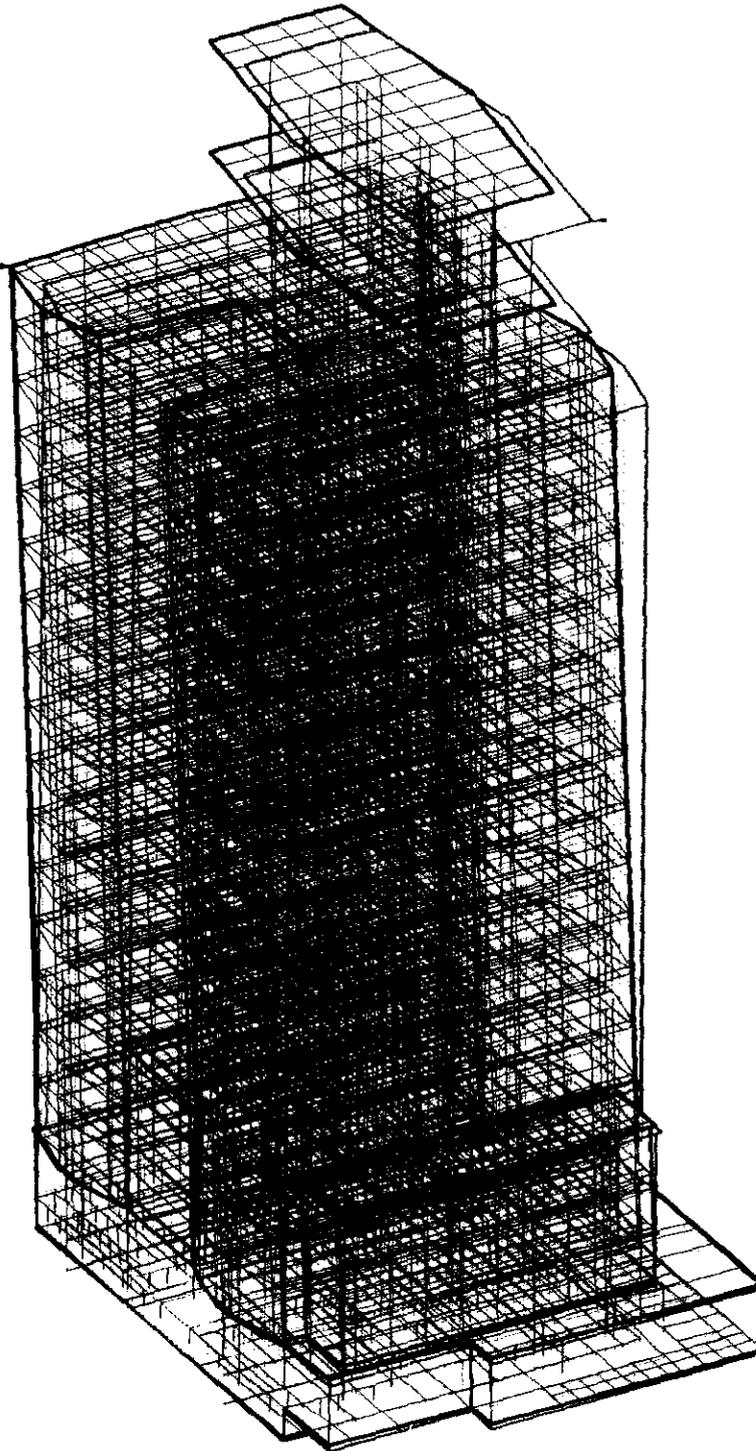
FIG. 2.27 MODOS DE VIBRAR

$T \times 1 = 2.76 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 1

			
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
Proyecto: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ			
Director de obra: M. en C. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ			
Categoría:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	(JLT/CMFH)	TES19M03
Estatus:			SIN
Hoja:	DINAMICA ESTRUCTURAL MODO DE VIBRAR 1	020885	2.27

CONFIGURACIÓN DEFORMADA



Y
X
Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 M 9
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

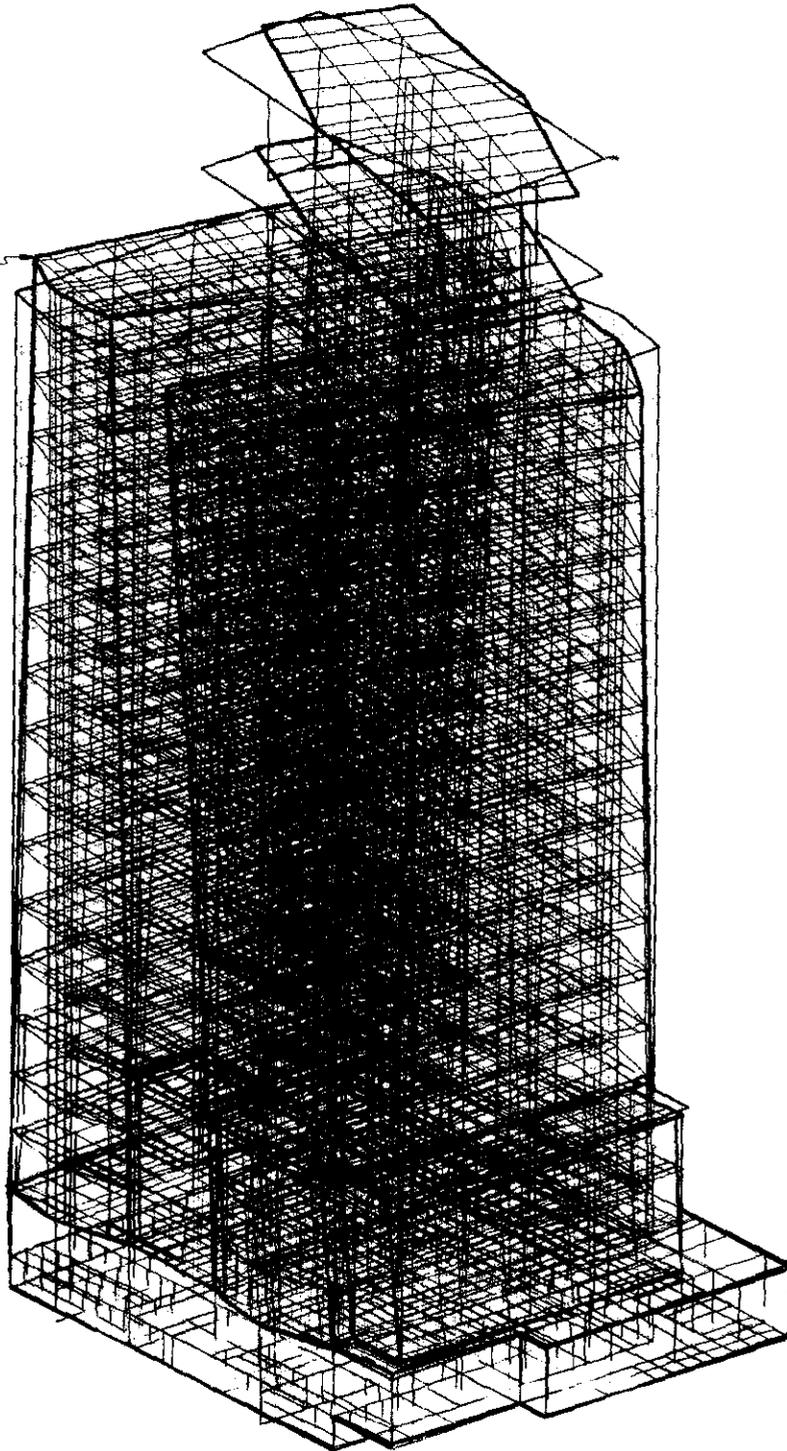
FIG. 2.28 MODOS DE VIBRAR

T z 1 = 2.48 seg

ISOMÉTRICO MODO 2

<small>(1966 profesional)</small> DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
INGENIERO CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
<small>PROYECTO</small> DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	<small>INSTRUMENTACIÓN</small> JULY/CHFH	<small>FECHA</small> 15/12/99	<small>ESCALA</small> SIN
<small>TÍTULO</small> DINÁMICA ESTRUCTURAL, MODO DE VIBRAR 2		<small>PROYECTO</small> 020998	<small>FECHA</small> 2.28

CONFIGURACIÓN DEFORMADA



DATOS ESTRUCTURA

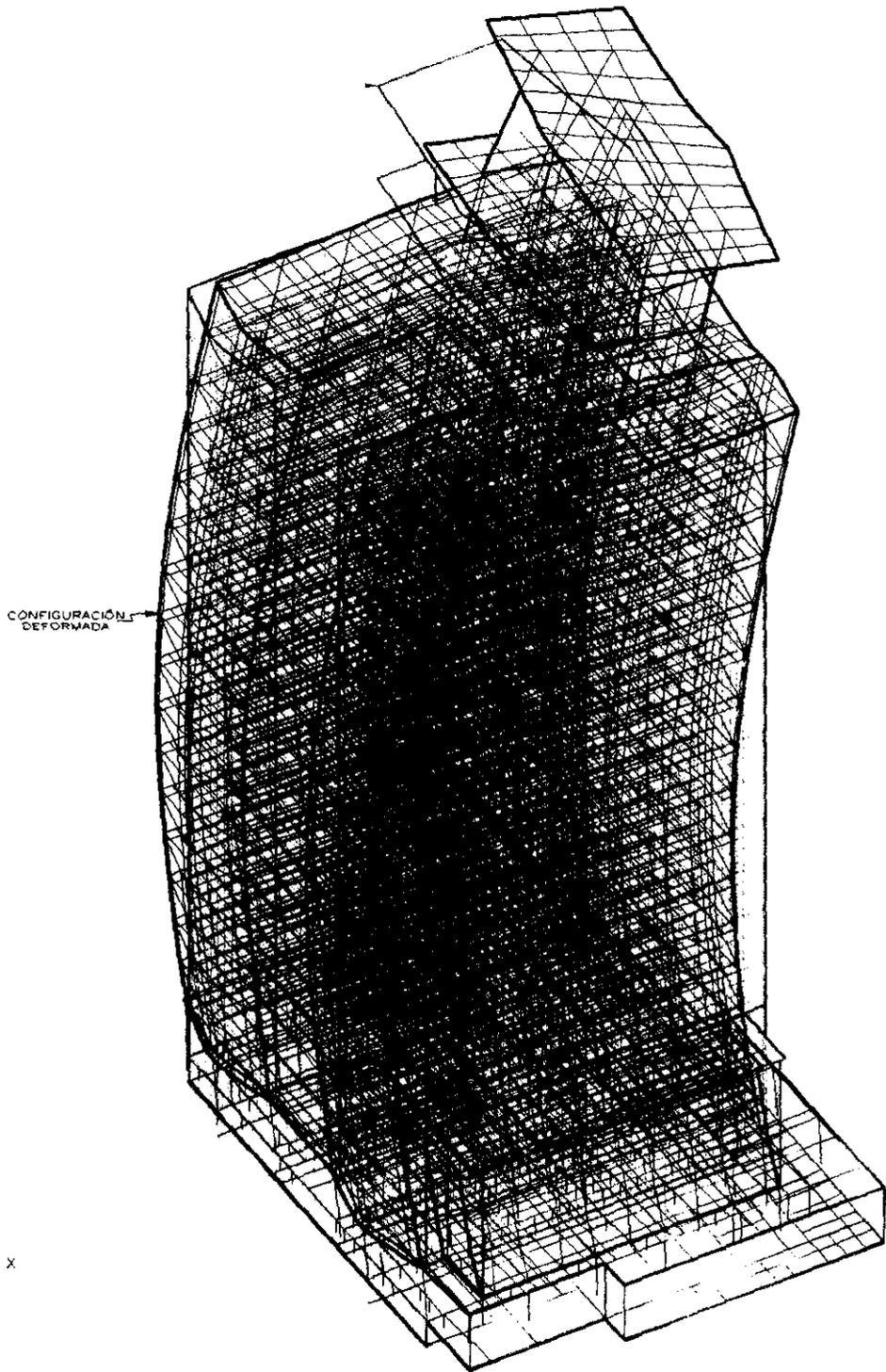
MODELO: R 19 M 9
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.29 MODOS DE VIBRAR

$T_{e1} = 1.75 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 3

TÍTULO PROYECTO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
PROYECTISTA: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ		REVISOR: JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	
DIRECTOR DE TRABAJO: JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ		APROBADO: JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	
TIPO DE TRABAJO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		FECHA: 02/09/88	
ESCALA: DINÁMICA ESTRUCTURAL: MODO DE VIBRAR 3		FIGURA: 2.29	



CONFIGURACIÓN DEFORMADA

Y
X
Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 M 9
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.30 MODOS DE VIBRAR

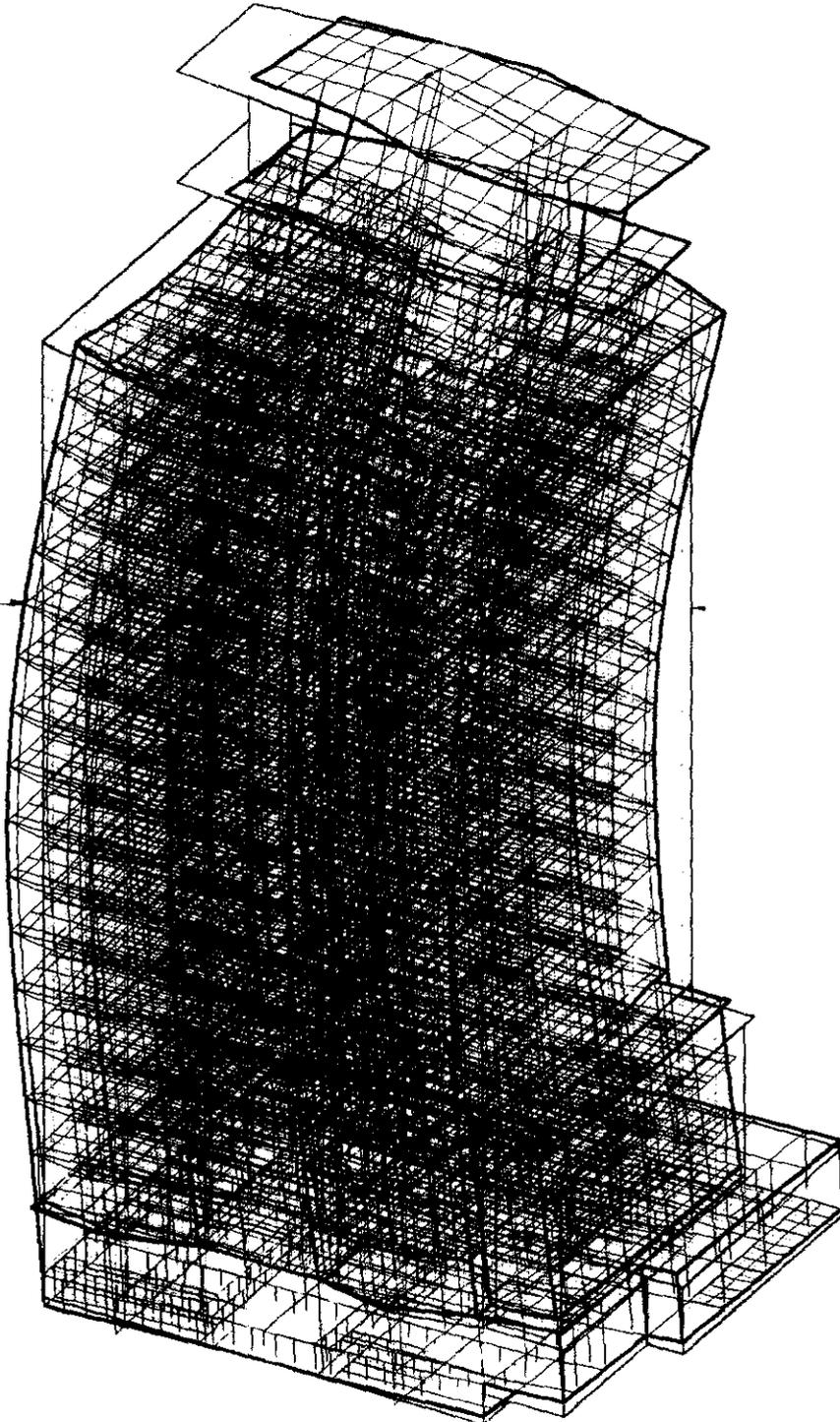
$T \times 2 = 0.73 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 4

			
TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
DIRECTOR DE TESIS: DR. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
COORDINADOR: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	INGENIERO: JLT/CHFH	CANTIDAD: VES19M9A	ESTADO: SIN
OBJETO: DINÁMICA ESTRUCTURAL, MODO DE VIBRAR 4		FECHA: 02/09/08	FIGURA: 2.30

CONFIGURACION DEFORMADA

Y
X
Z



DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 10 M 9
 NN = 9.473
 NM = 17.675
 NE = 1.408

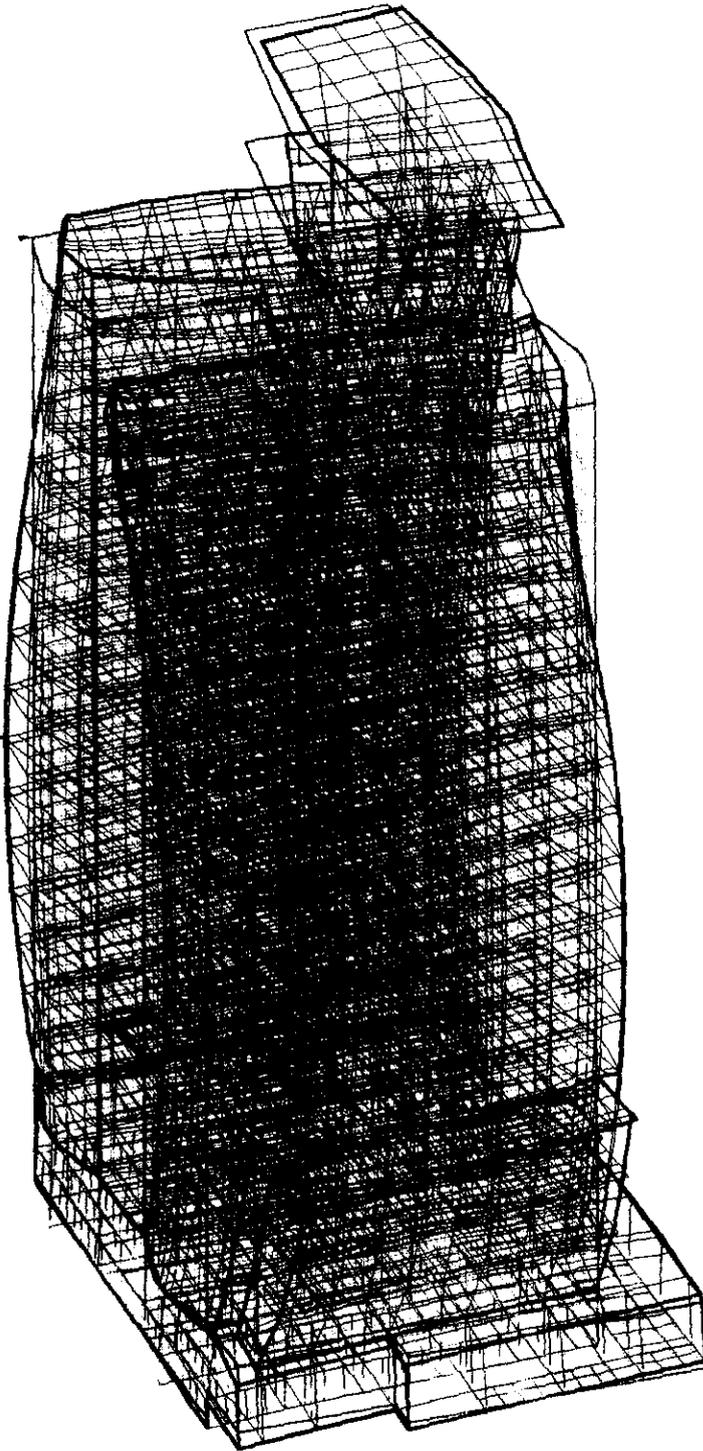
FIG. 2.31 MODOS DE VIBRAR

T z z = 0.62 seg
ISOMÉTRICO MODO 5

			
Tesis Profesional DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
Profesor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
Director de Tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Elaborado por: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		Supervisado por: UTL/CHFU	Grupo de Trabajo: CES 12405
Fecha: DINÁMICA ESTRUCTURAL: MODO DE VIBRAR 5		Folio: 020998	Total de Folios: 234

CONFIGURACION DEFORMADA

Y
X
Z



DATOS ESTRUCTURA

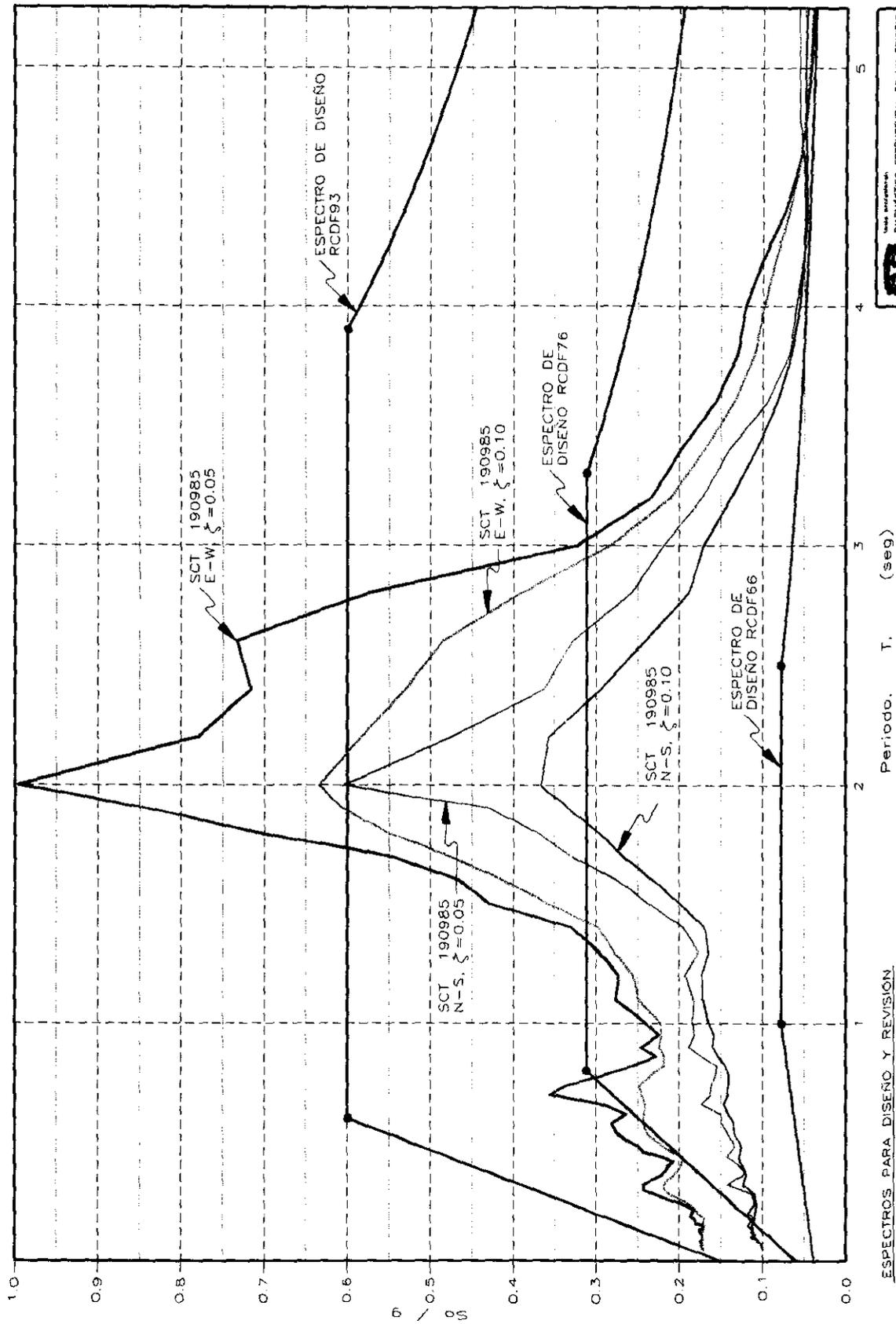
MODELO: R 19 M 9
 NN = 9,473
 NM = 17,675
 NE = 1,408

FIG. 2.32 MODOS DE VIBRAR

$T_{02} = 0.54 \text{ seg}$

ISOMÉTRICO MODO 6

			
título profesional: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
autor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
director de obra: M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
concepto:	modo:	orden:	estado:
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	02/01/01	ORDEN: TESTIMONIO	SIN
obra:	fecha:	valor:	valor:
DINÁMICA ESTRUCTURAL: MODO DE VIBRAR 6	02/09/88	220000	2.32



- ESPECTROS PARA DISEÑO Y REVISIÓN
- SCT 190985 N-S, $\zeta = 0.05$
 - - - SCT 190985 N-S, $\zeta = 0.10$
 - SCT 190985 E-W, $\zeta = 0.05$
 - - - SCT 190985 E-W, $\zeta = 0.10$
 - RCDF66 GRUPO A ZONA DE ALTA COMPRESIBILIDAD
 - RCDF76 GRUPO A ZONA III, TERRENO COMPRESIBLE
 - RCDF87-93 GRUPO A ZONA III, LACUSTRE

FIG. 2.33 ESPECTROS PARA DISEÑO Y REVISIÓN
RCDF66, RCDF76, RCDF87, RCDF93 Y SCT 190985

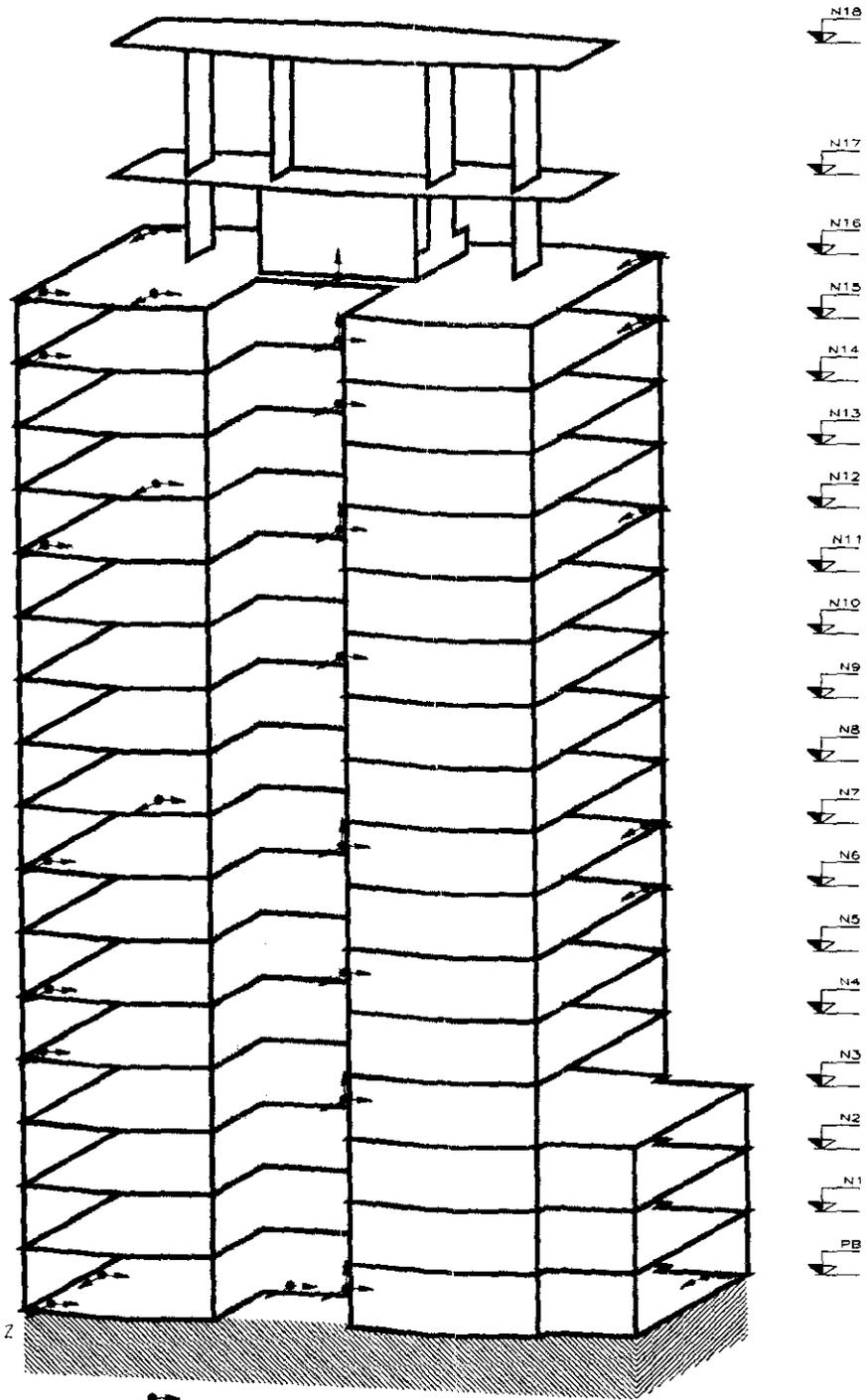
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO
DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO
NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE
DE LA CIUDAD DE MEXICO

CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ

INGENIERO EN TIEMPO: JOSÉ LUIS TRIGOS SUAREZ

DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL JULY/2011 (REVISIÓN) SIN

QUÍMICA ESTRUCTURAL ESPECTROS D Y R (200988) 2011



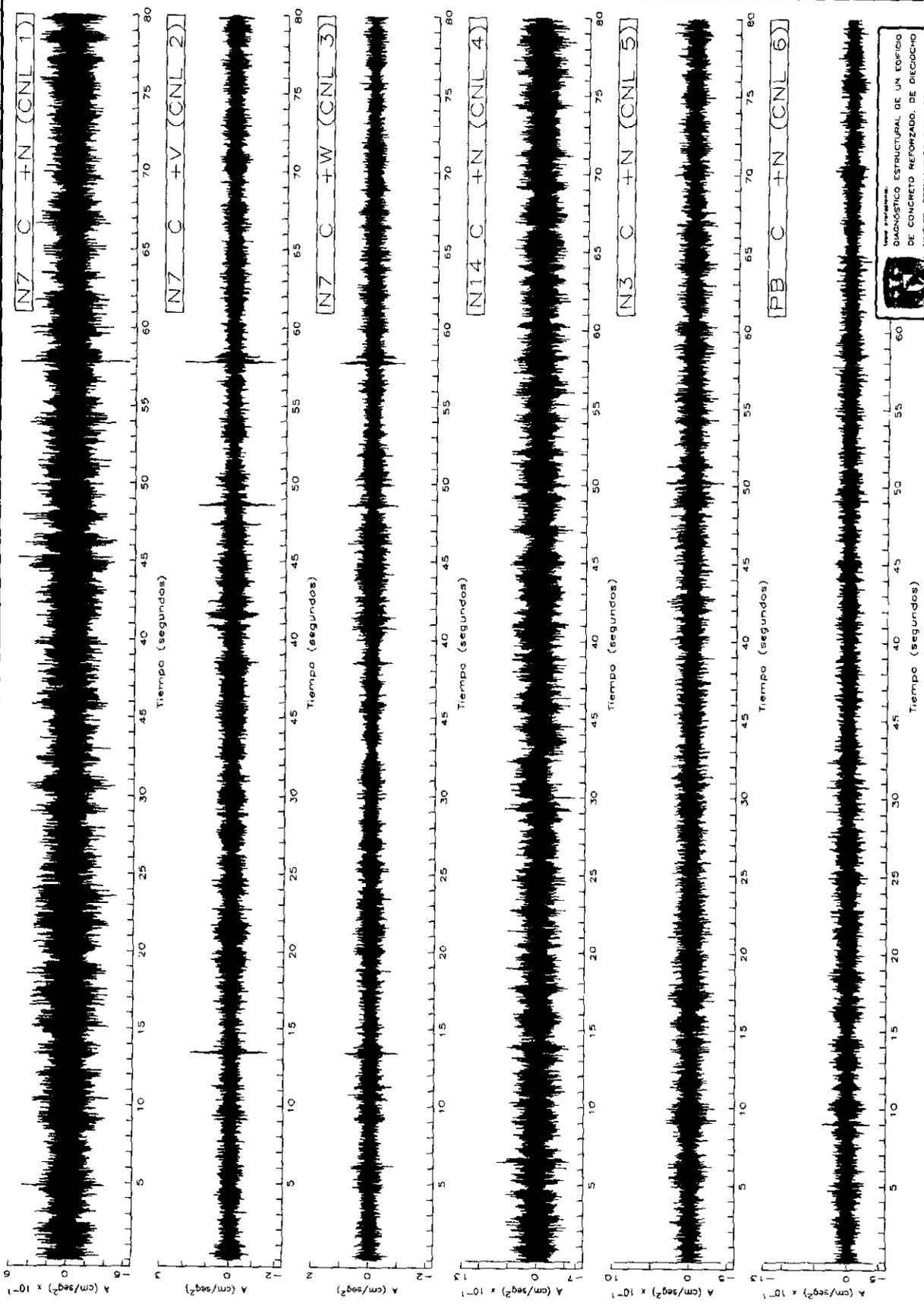
SIMBOLOGIA

- ↑ SENSOR UNIAxIAL, + V
- SENSOR UNIAxIAL, + N
- ↗ SENSOR UNIAxIAL, + W

FIG. 2.34 PUNTOS DE MEDICIÓN

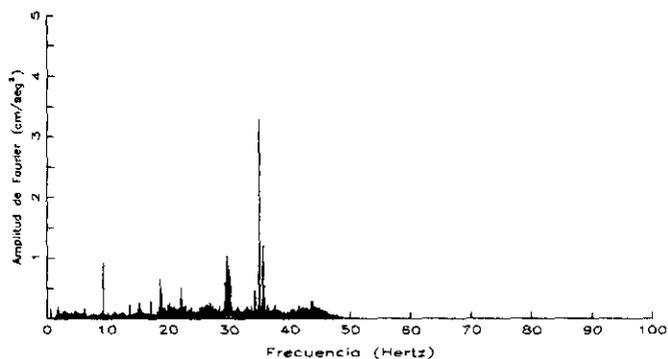
VIBRACION AMBIENTAL SENSORES

			
Tesis profesional: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
Presentado por: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ			
Director de Tesis: M. en C. JOSE LUIS TRINIDAD SUAREZ			
Asesor: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Grupo: JLT/CHFH	Profesor: TESVENIR	Estado: SIN
Área: DINAMICA EXPERIMENTAL: PUNTOS MEDICION		Fecha: 02/08/08	Figura: 2.34

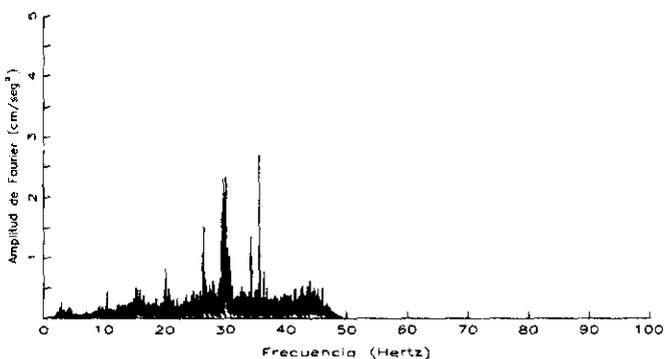


	INSTITUTO DE INGENIERÍA Y DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO AV. CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ S/N 1000 M. P. JOSÉ LUIS TRINCO SILLANZ DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333
	INSTITUTO DE INGENIERÍA Y DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO AV. CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ S/N 1000 M. P. JOSÉ LUIS TRINCO SILLANZ DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333 (MEXICANA) TEST 333

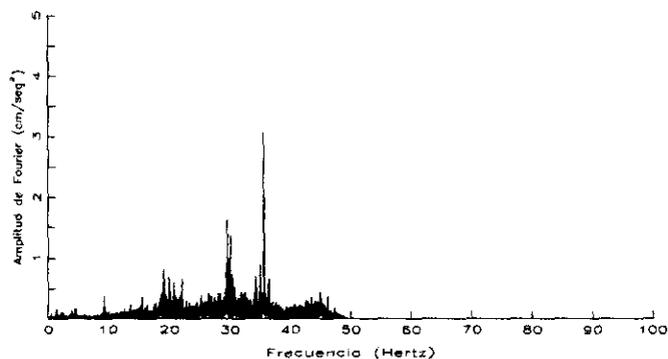
FIG. 2.35 ENSAYE V 2.3 VERTICAL
 VIBRACIÓN ESTRUCTURAL
 POR EXCITACIÓN AMBIENTAL



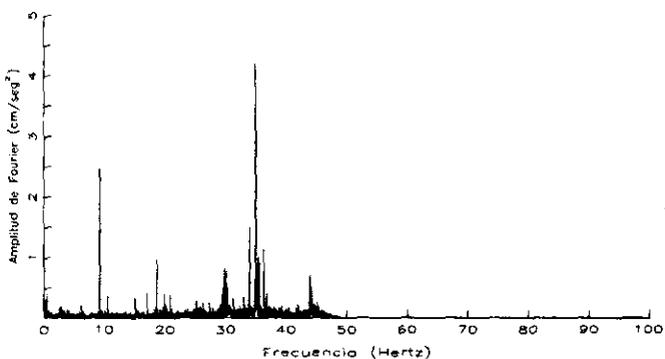
N7 C +N (CNL 1)



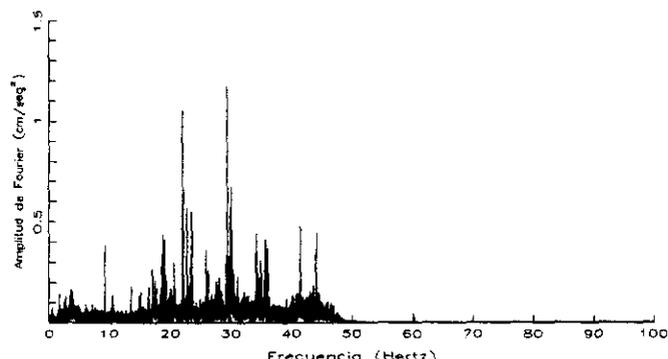
N7 C +V (CNL 2)



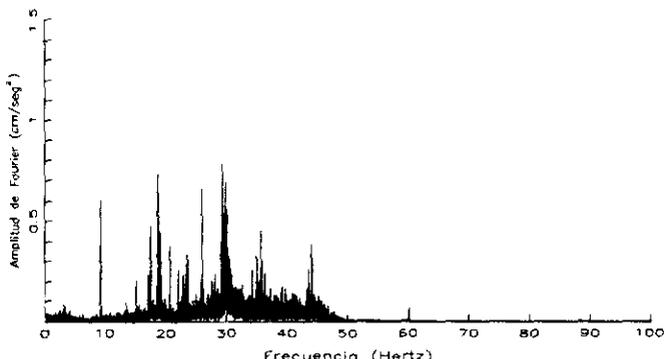
N7 C +W (CNL 3)



N14 C +N (CNL 4)



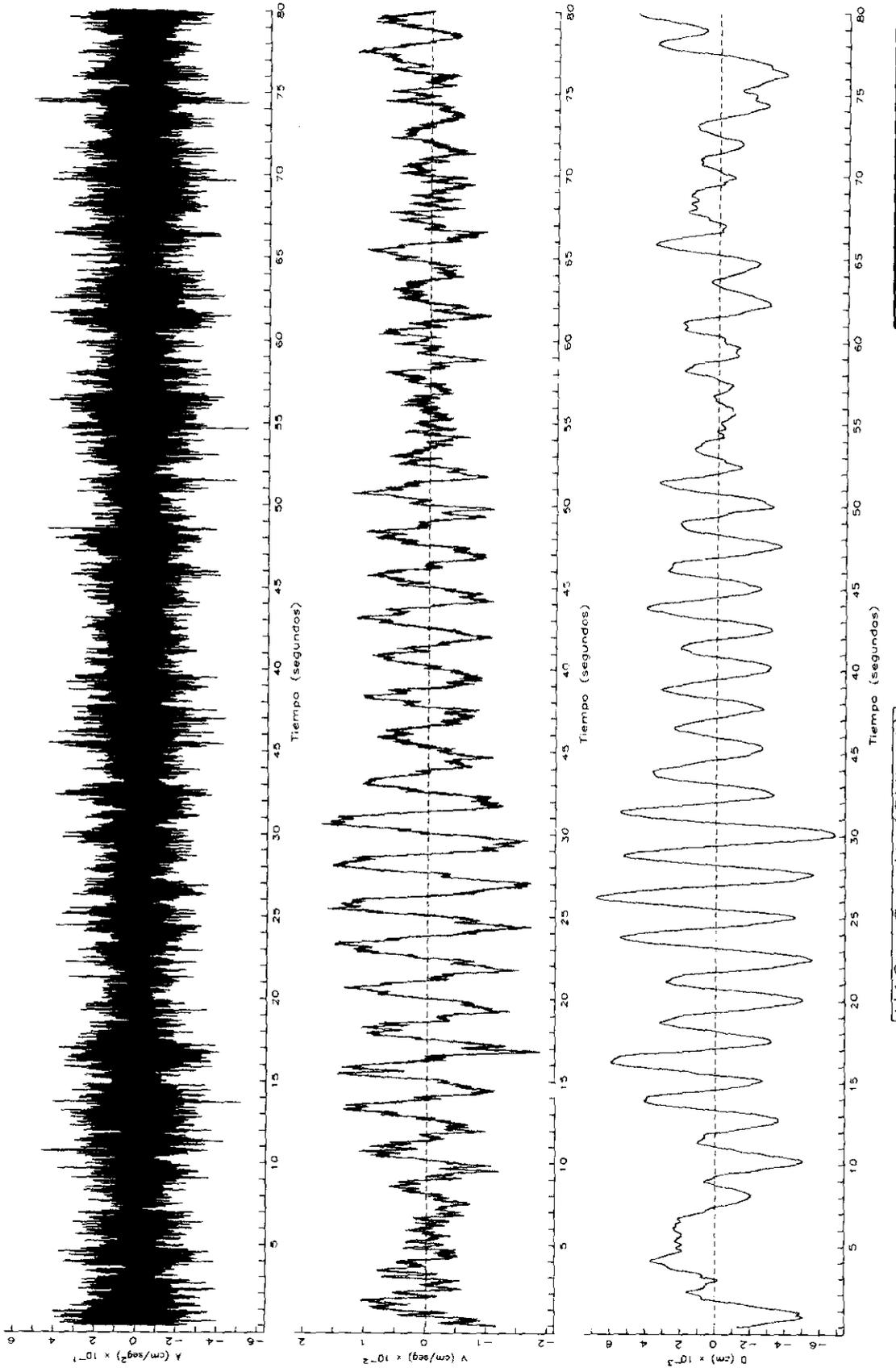
N3 C +N (CNL 5)



PB C +N (CNL 6)

FIG. 2.36 ENSAYE V 2 3 VERTICAL
VIBRACIÓN ESTRUCTURAL
POR EXCITACIÓN AMBIENTAL

Diagnóstico Estructural de un Edificio de Concreto Reforzado, de Dieciocho Niveles, Desplantado en la Zona Lacustre de la Ciudad de México			
Presentado por: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	Director de Tesis: M. en C. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ		
Tema: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Asesor: JLT/CHFH	Grupo: TESVF23	Estado: SIN
Área: DINÁMICA EXPERIMENTAL: FUN. DE FOURIER		Fecha: 02/09/88	Hoja: 2 de 38



		INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA DE LA CIUDAD DE MÉXICO
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE CICLO-LARGO PERÍODO, DESPLAZADO EN LA ZONA LACUSTRE		
DE LA CIUDAD DE MÉXICO		
AUTOR: CARLOS HUMBERTO JIMÉNEZ PÉREZ	COORDINADOR: JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA
TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	CATEGORÍA:	NÚMERO:
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA	DEPARTAMENTO:	FECHA:
INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA	INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA	INSTITUTO TECNOLÓGICO DE AERONÁUTICA

N16 C + N (CNL 1)
 FIG. 2.37 ENSAYE V O 2 N I V E L 1 6
 HISTORIAS DE RESPUESTAS ACELERACIÓN
 VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO VS TIEMPO
 VIBRACIONES ESTRUCTURALES POR EXCITACIÓN AMBIENTAL

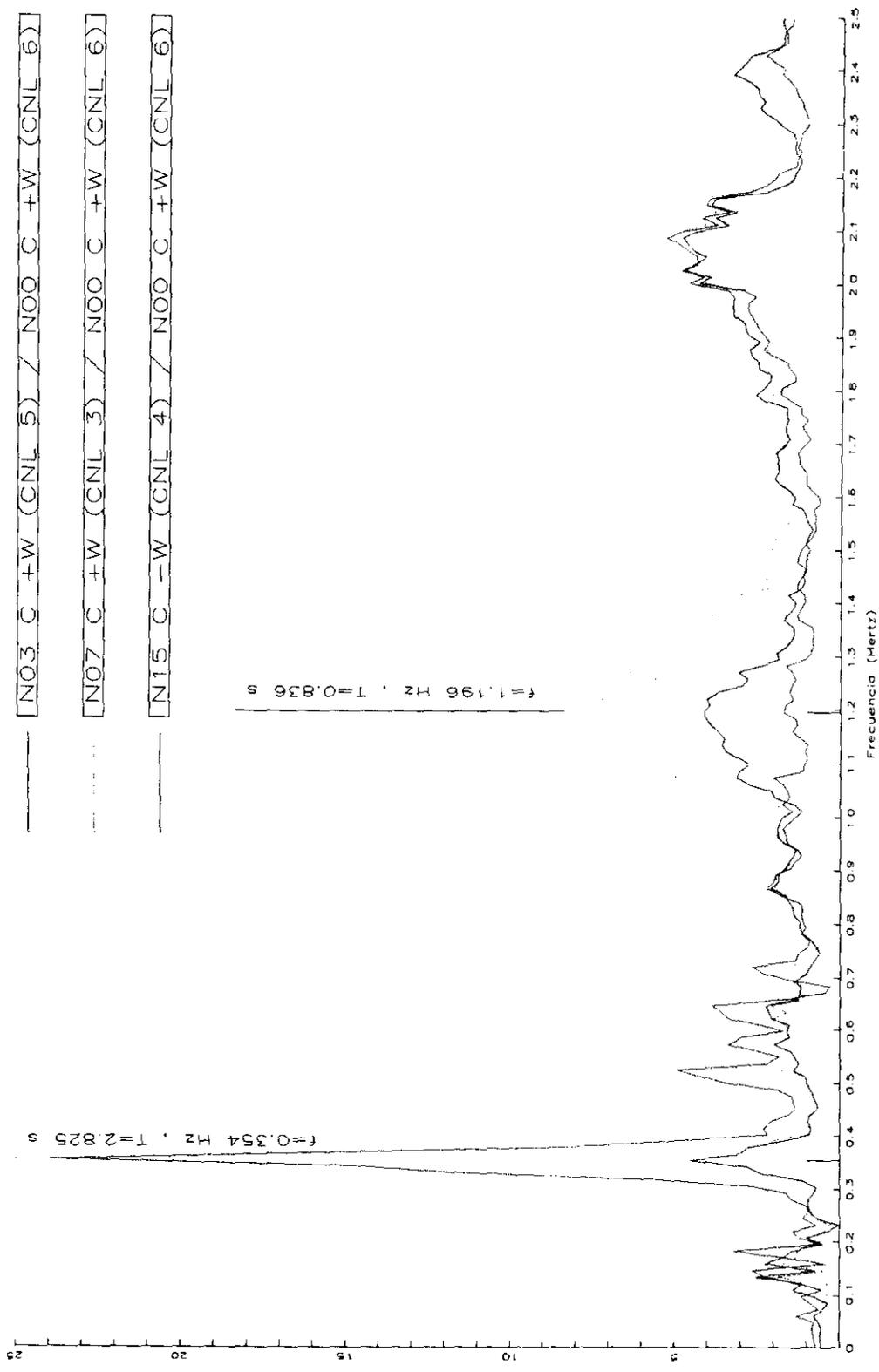


FIG. 2.38 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRACIÓN: Dx, (E-W)
 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA ENTRE ESPECTROS DE FOURIER
 VIBRACIÓN ESTRUCTURAL POR EXCITACIÓN AMBIENTAL

INSTITUTO DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍA DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
AUTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	TÍTULO:
ASISTENTE: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ	INSTITUTO:
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (SIT/CAP) (E-201402)	NÚMERO:
DISEÑO EXPERIMENTAL P. INGENIERÍA (020998)	FECHA:
	PÁGINA: 2.39

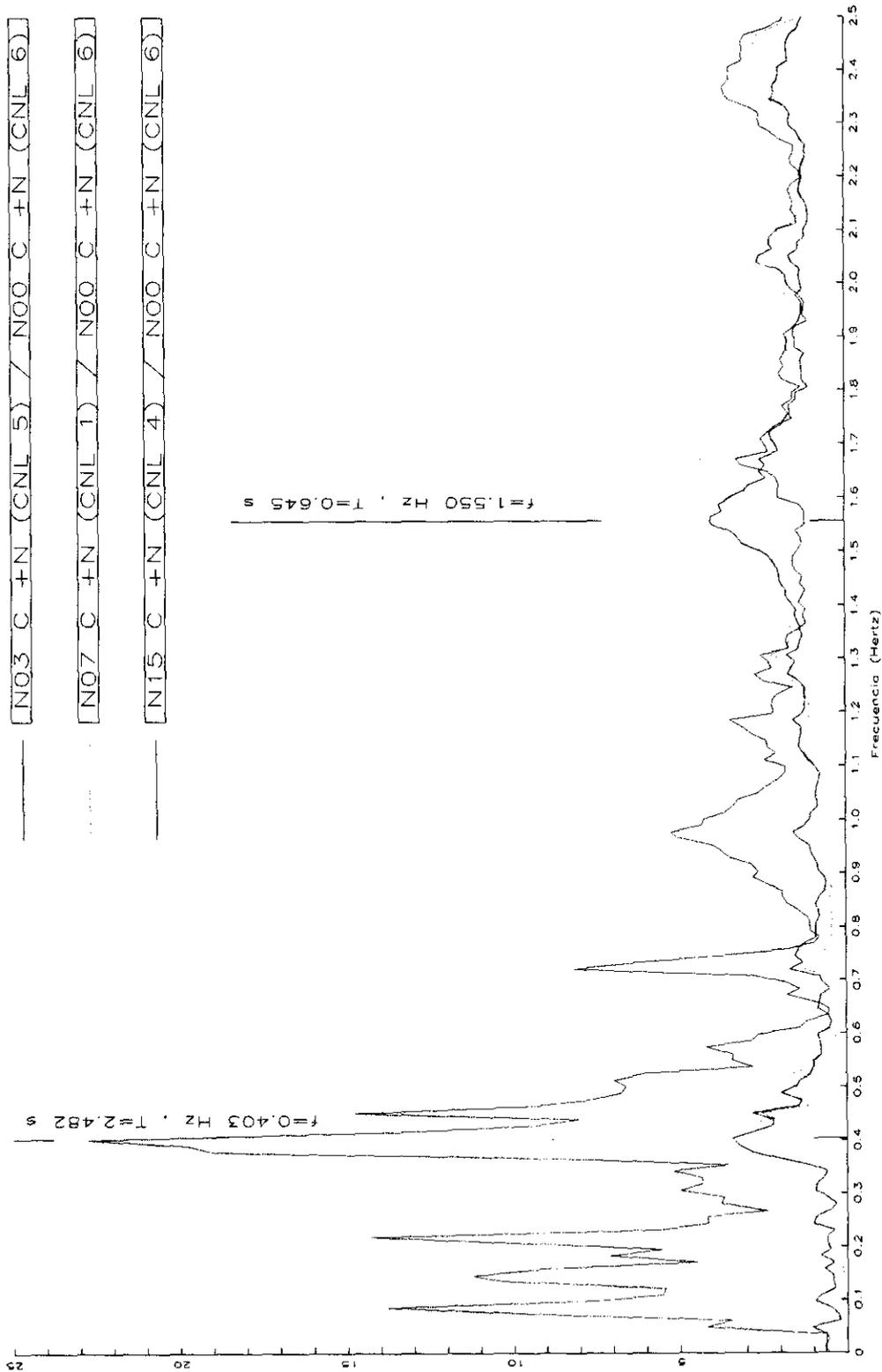


FIG. 2.59 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRACIÓN: Dz, (S-N)
 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA ENTRE ESPECTROS DE FOURIER
 VIBRACIÓN ESTRUCTURAL POR EXCITACIÓN AMBIENTAL

	
INSTITUTO DE INVESTIGACIONES PARADIGMÁTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE BLOQUE NIVELES DESPLAZADO EN LA ZONA LAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
Autor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	Director: M. en I. JOSÉ LUIS TRICO SUÁREZ
Tema: PARADIGMÁTICO ESTRUCTURAL	Fecha: 11/04/11
Lugar: QUIMILCA EXPERIMENTAL, F. TRANSFERENCIA	Volumen: 020000 2.39

[N15 F +N (CNL 4) / N15 C +N (CNL 1)]
 [N15 D +N (CNL 5) / N15 C +N (CNL 1)]
 [N15 G +N (CNL 6) / N15 C +N (CNL 1)]

f = 0.513 Hz , T = 1.950 s

f = 1.990 Hz , T = 0.503 s

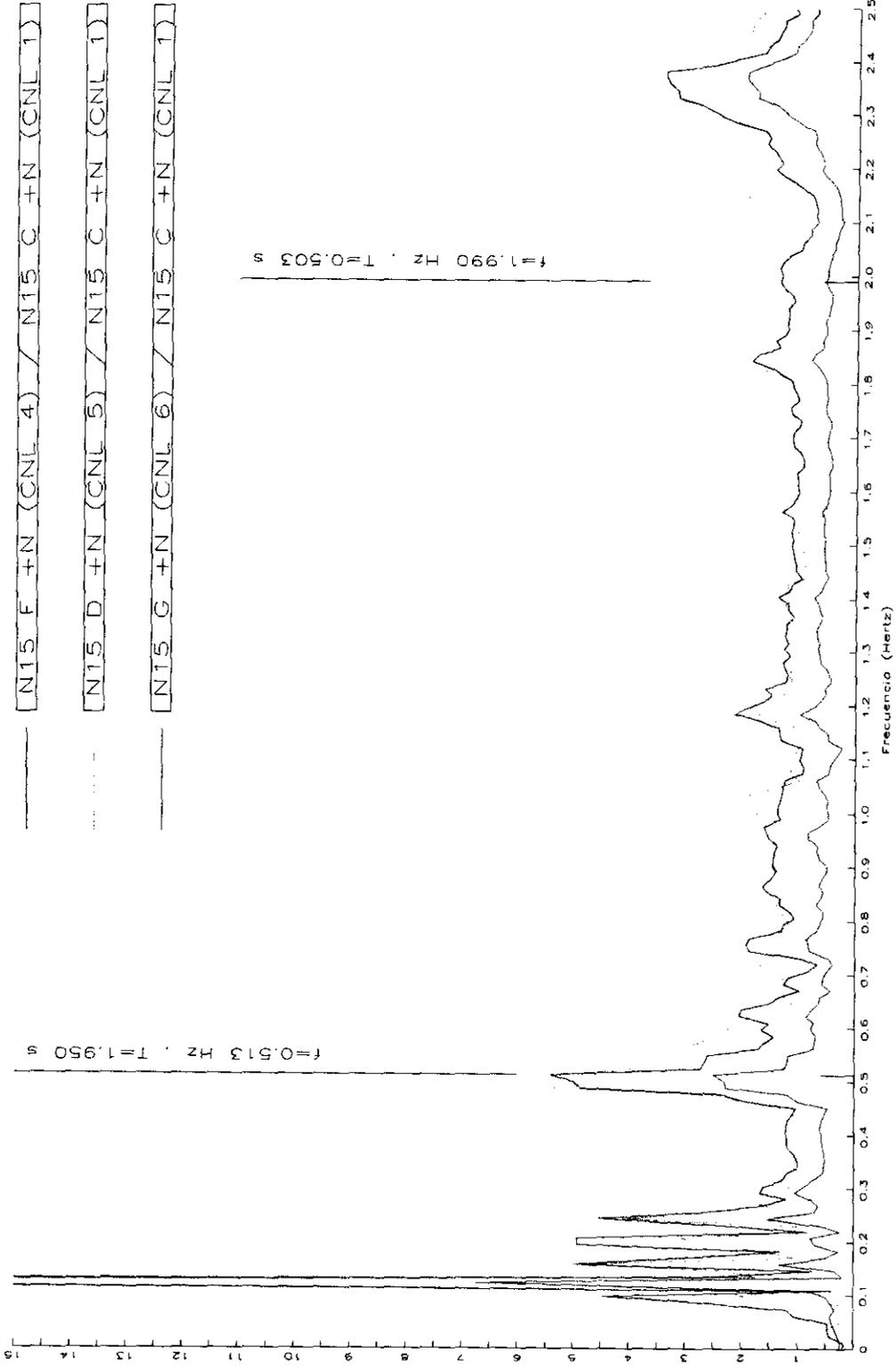


FIG 2.40 FRECUENCIAS NATURALES DE VIBRACIÓN: D.B. (ROTN)
 FUNCIONES DE TRANSFERENCIA ENTRE ESPECTROS DE FOURIER
 VIBRACIÓN ESTRUCTURAL POR EXCITACIÓN AMBIENTAL

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE GUATEMALA
 DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
 LABORATORIO DE DINÁMICA ESTRUCTURAL

PROYECTO: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
 TÍTULO: M. Sc. I. JOSÉ LUIS FRIGOS SUÁREZ
 ASIGNATURA: DINÁMICA ESTRUCTURAL
 FECHA: 17/04/2018
 ESCUELA: INGENIERÍA CIVIL
 GRUPO: 2.40

H m	γ Tonf/m ³	ϕ %	Q_u kgf/cm ²	μ kgf/cm ²	ν	$u_s \cdot 10^3$ cm ² /kgf	E kgf/cm ²	ϵ kgf/cm ²	σ	σ'	IDENTIFICACION
	1.40	42	0.22	45	0.40	7.937	126	---	---	---	⊙ z=3.6
	1.35	112	0.54	50	0.40	7.143	140	---	---	---	⊙ z=4.5
5	1.35	150	0.40	80	0.40	4.464	224	0.18	19	32	⊙ z=6.8
	1.20	371	0.34	21.8	0.49	15.393	65	0.20	0	26	⊙ z=10.0
10	1.20	420	0.32	21.8	0.49	15.393	65	0.20	0	26	⊙ z=13.8
	1.20	209	0.56	33.6	0.48	10.055	33.6	0.28	0	26	⊙ z=20.8
20											
	1.25	169	0.94	25	0.48	13.514	25	0.45	0	26	⊙ z=26.0
25	1.60	125	0.88	100	0.40	3.571	280	0.41	14.5	30	⊙ z=26.5
	1.20	212	1.38	96.6	0.48	3.497	286	0.63	14.6	28	⊙ z=30.0
30	1.60	32	1.20	100	0.40	3.571	280	1.0	32	---	⊙ z=32.0
	1.60	31	1.96	500	0.40	0.714	1401	1.22	36	---	⊙ z=35.0
35	1.20	181	1.14	166	0.48	2.035	491	0.67	15	---	⊙ z=38.0
	1.90	22	---	565	0.40	0.632	1582	8.4	31.5	---	⊙ z=45.0
40											
45											

FIG. 2.41 PERFIL ESTRATIGRAFICO DE DISEÑO

NOTA:

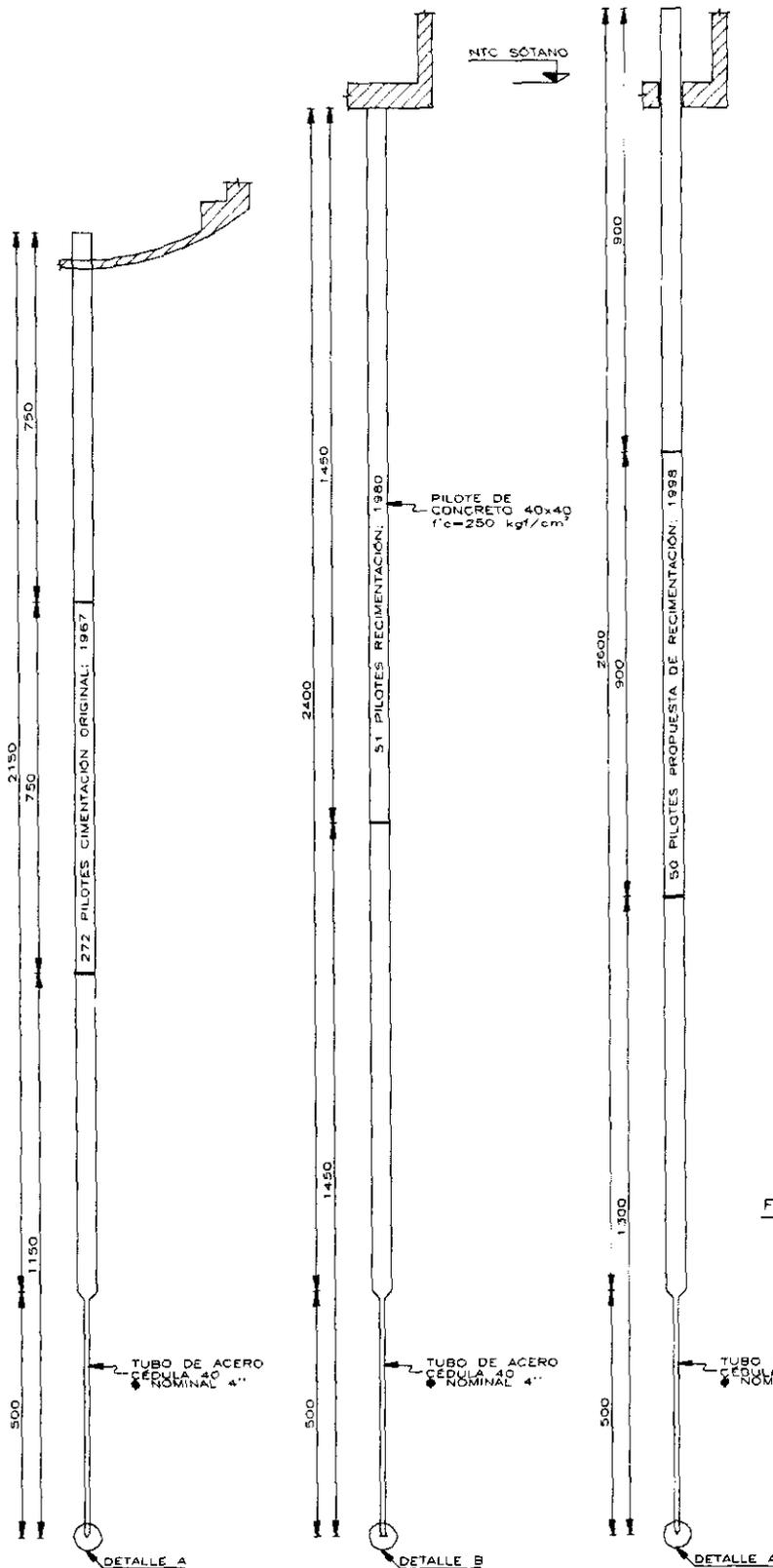
EL PERFIL ES RESULTADO DE PONDERAR LOS SONDEOS MIXTOS SM-1 Y SM-2 BUFETE INDUSTRIAL, 1986, Y SM-3 FACULTAD DE INGENIERIA, UNAM, 1998.

		Tesis Profesional: DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO	
		Autor: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ	
Director de Tesis: M. en I. JOSE LUIS TRIGOS SUAREZ		Fecha: JULY/CHFH	
Tipo de Proyecto: DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL		Escala: TES_PE 1:200	
Nombre del Proyecto: PERFIL ESTRATIGRAFICO		Fecha de Emisión: 020898 2.4.1	

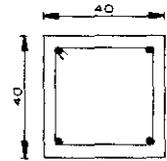
CIMENTACIÓN
1967

RECIMENTACIÓN
1980

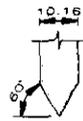
RECIMENTACIÓN
1998



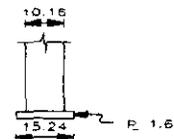
CIMENTACIÓN	PROPIEDADES MECÁNICAS		
	f_c, f_y kgf/cm ²	E_c, E_d kgf/cm ²	γ kgf/m ³
CONCRETO			
1967	280	133,855	2,200
1980	200	126,490	2,200
1998	200	126,490	2,200
ACERO			
TODAS	2,530	2'000,000	7,850



SECCIÓN PILETE DE CONCRETO



DETALLE A



DETALLE B

FIG. 2.42 PILETES, CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS Y MECÁNICAS

NOTA:
DIMENSIONES EN CM.

Tesis profesional DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
DIRECTOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
DIRECTOR DE TESIS: M. en C. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
ESPECIALIDAD: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	FECHA: JUL/2014	CALIFICACIÓN: TRESSEPI	PUNTAJE: 1150
GRUPO: GEOMETRIA PILETES	SEMESTRE: 020008	AÑO: 2012	

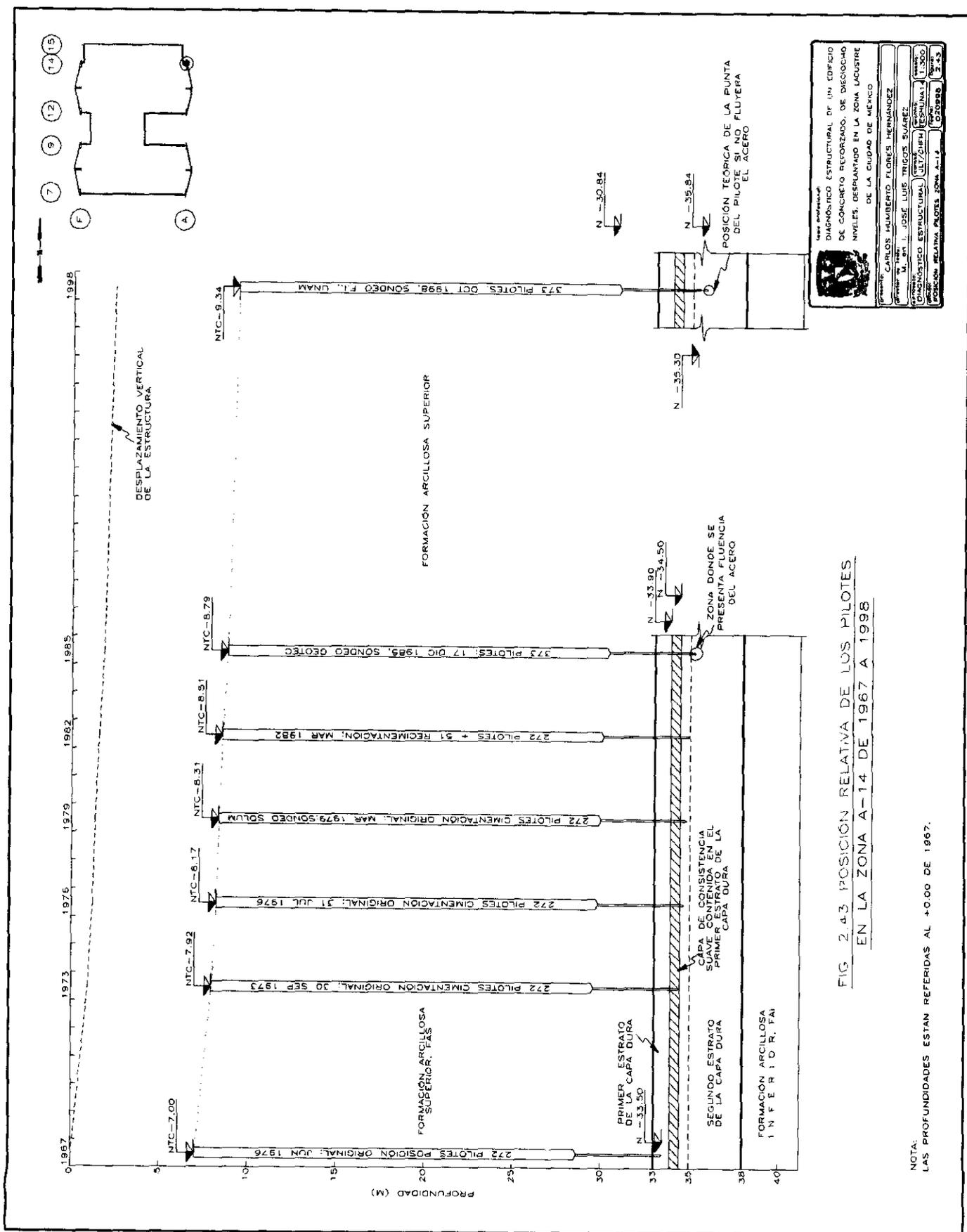
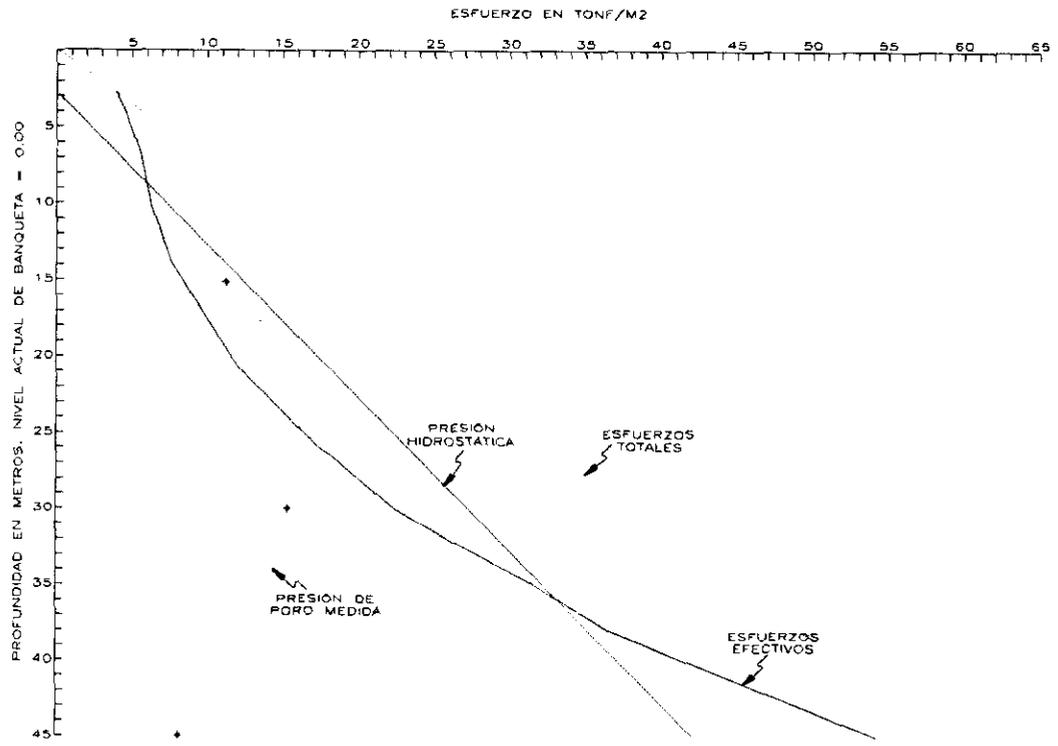


FIG. 2.4.3 POSICION RELATIVA DE LOS PILOTES EN LA ZONA A-14 DE 1967 A 1998

NOTA: LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS AL +0.00 DE 1967.



ESFUERZOS VERTICALES EN AGUA Y SUELO

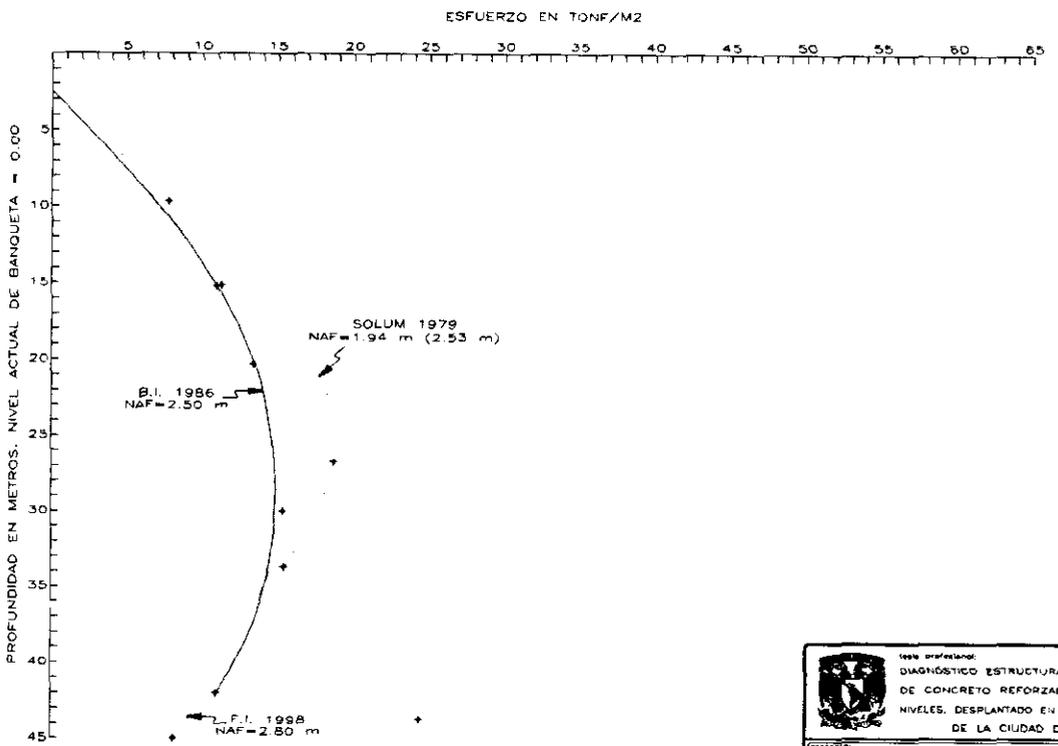


FIG. 2.44 PRESIÓN DE PORO MEDIDA

	título profesional:			
	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
proyecto: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ				
director de obra: M. en C. JOSÉ LUIS TRIDOS SUÁREZ				
concepto:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	servicio:	TES. ESP.	precio:
valor:	ESFUERZOS Y PRESIONES VAR. / PROC.	fecha:	02/09/88	hoja:
				2.44

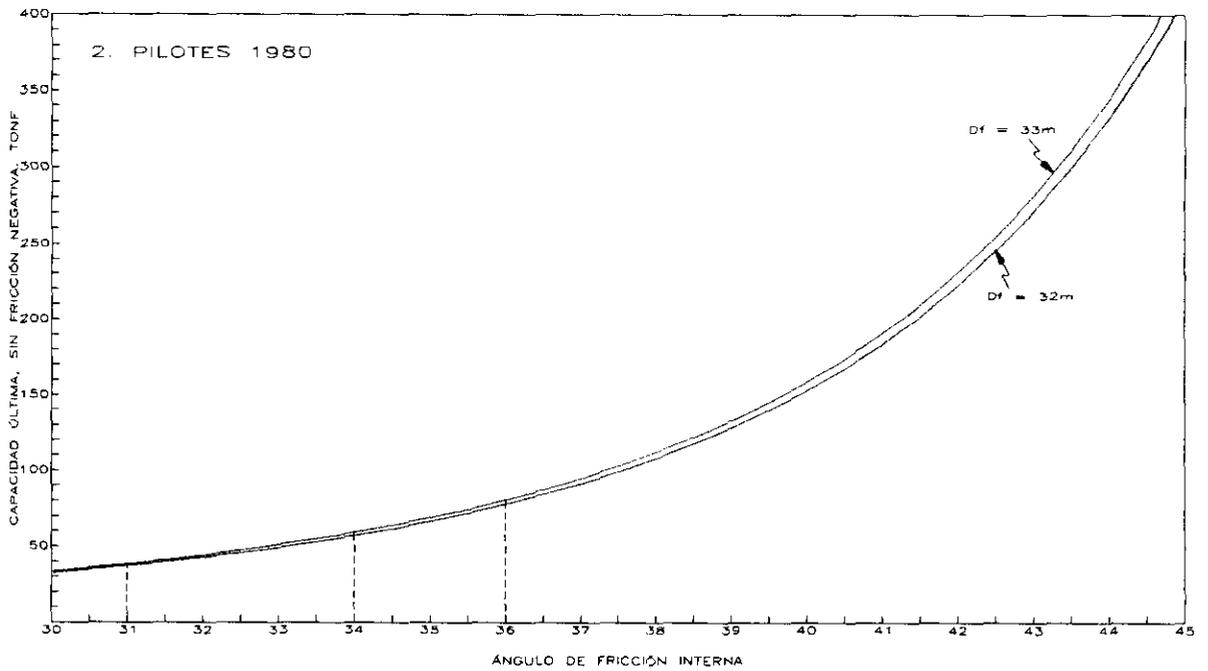
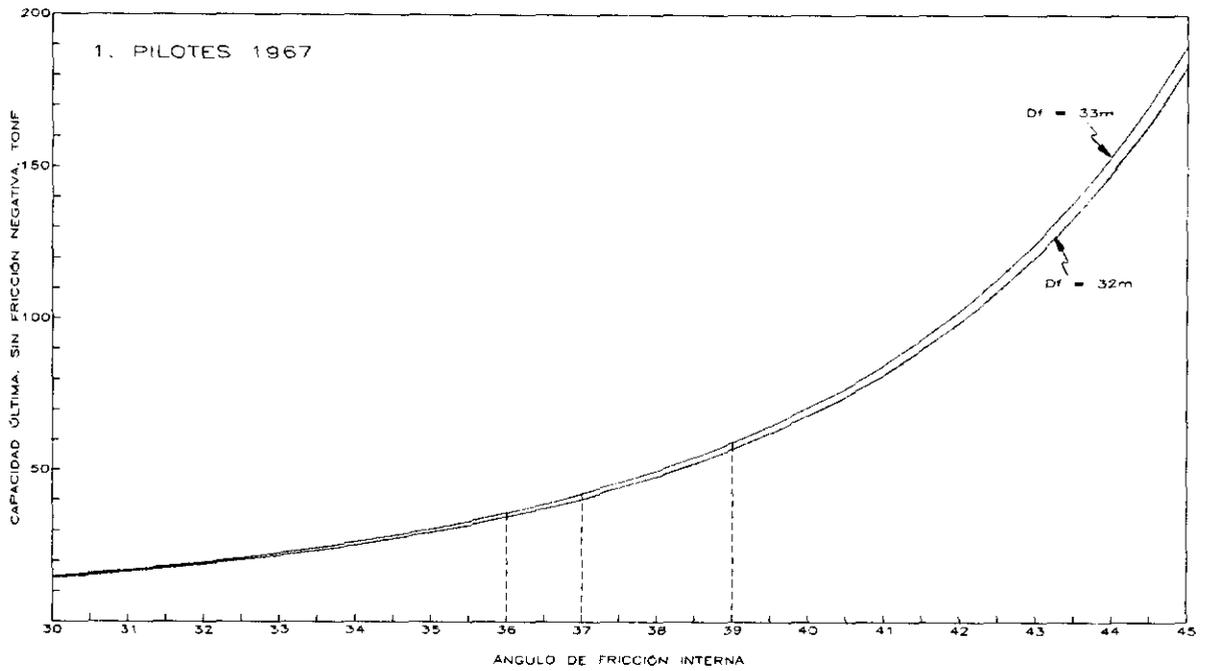


FIG. 2.45 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA SIN EFECTOS DE FRICIÓN NEGATIVA PILOTES 1967 Y 1980

			
tesis profesional: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
presentado por: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
director de tesis: M. en I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
materia: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	asesor: JLT/CHF	escuela: TESOPIL	estado: SIN
título: CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES		fecha: 02/00/80	número: 2-45

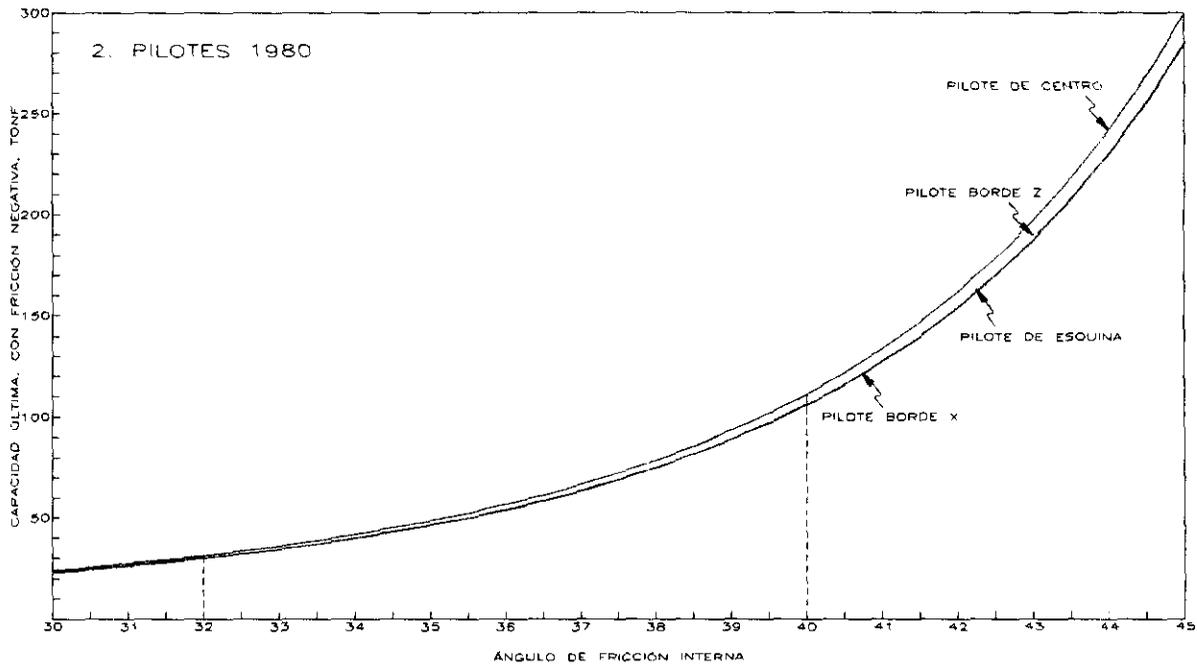
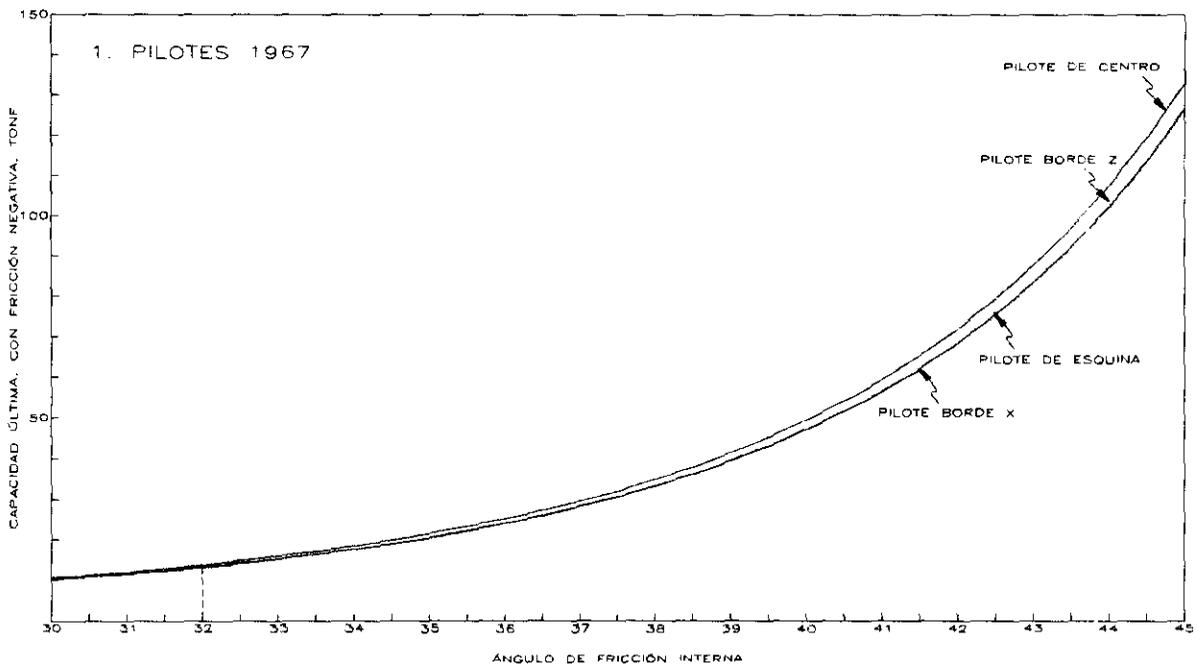


FIG. 2.46 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA CON EFECTOS DE FRICCIÓN NEGATIVA
 PILOTES 1967 Y 1980

Diagnóstico Estructural de un Edificio de Concreto Reforzado, de Dieciocho Niveles, Desplazado en la Zona Lacustre de la Ciudad de México			
Presentado por: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
Director de Tesis: M. EN C. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Asesor: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Guía: JLT/CHFH	Comité: TESOPILZ	Copia: SIN
Título: CAPACIDADES DE CARGA ÚLTIMA DE PILOTES		Fecha: DICIEMBRE	Número: 2-46

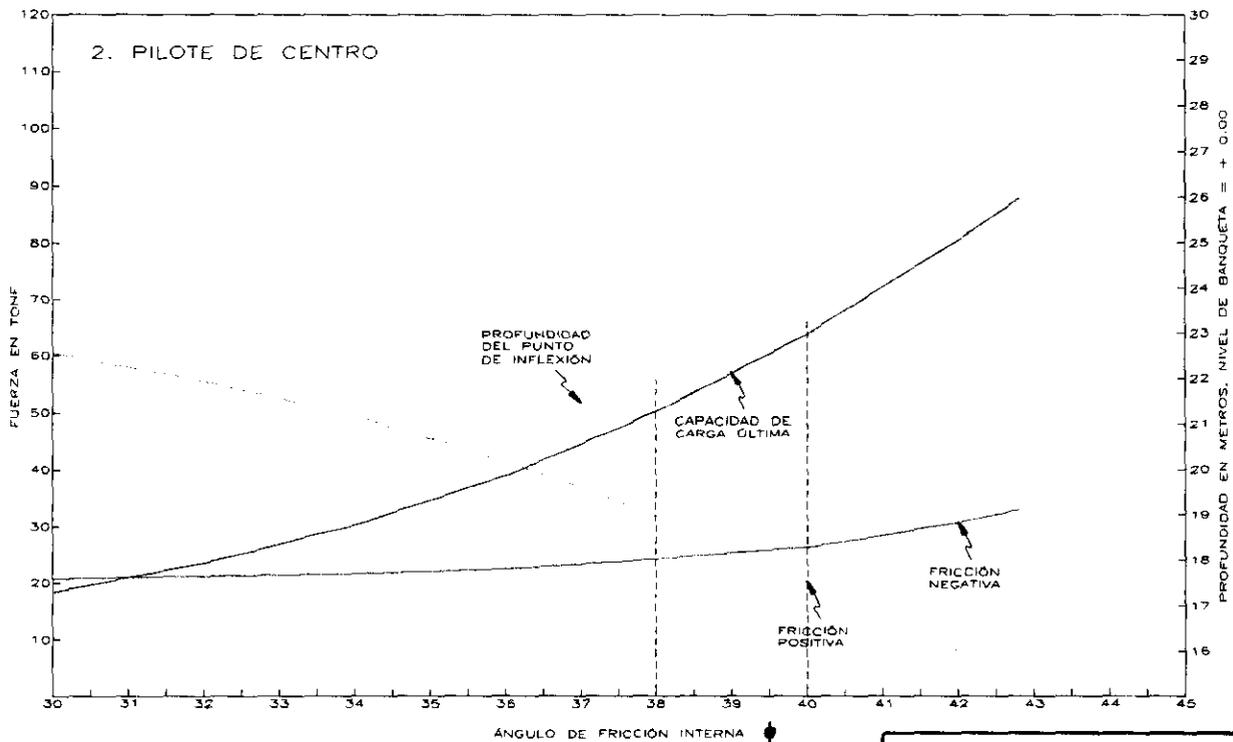
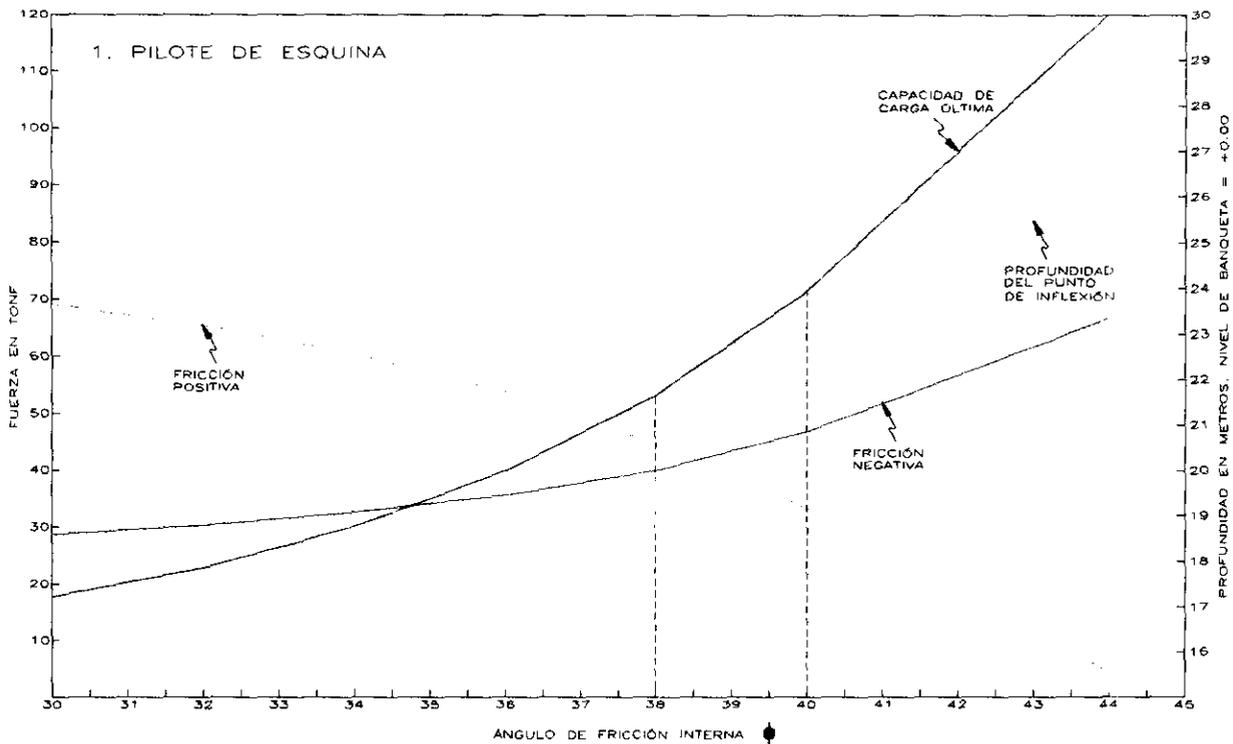


FIG. 2.47 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA CONSIDERANDO EFECTOS DE FRICCIÓN NEGATIVA Y POSITIVA EN FUNCIÓN DE ϕ DEL ESTRATO RESISTENTE PILOTES 1967

Logo:

Titulo profesional: **DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO**

Elaborado: **CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ**

Director de obra: **DR. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ**

Revisado: **DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL** (JLT/CHFH) (TESNFP/?)

Fecha: **22 DE AGOSTO**

Figura: **2.47**

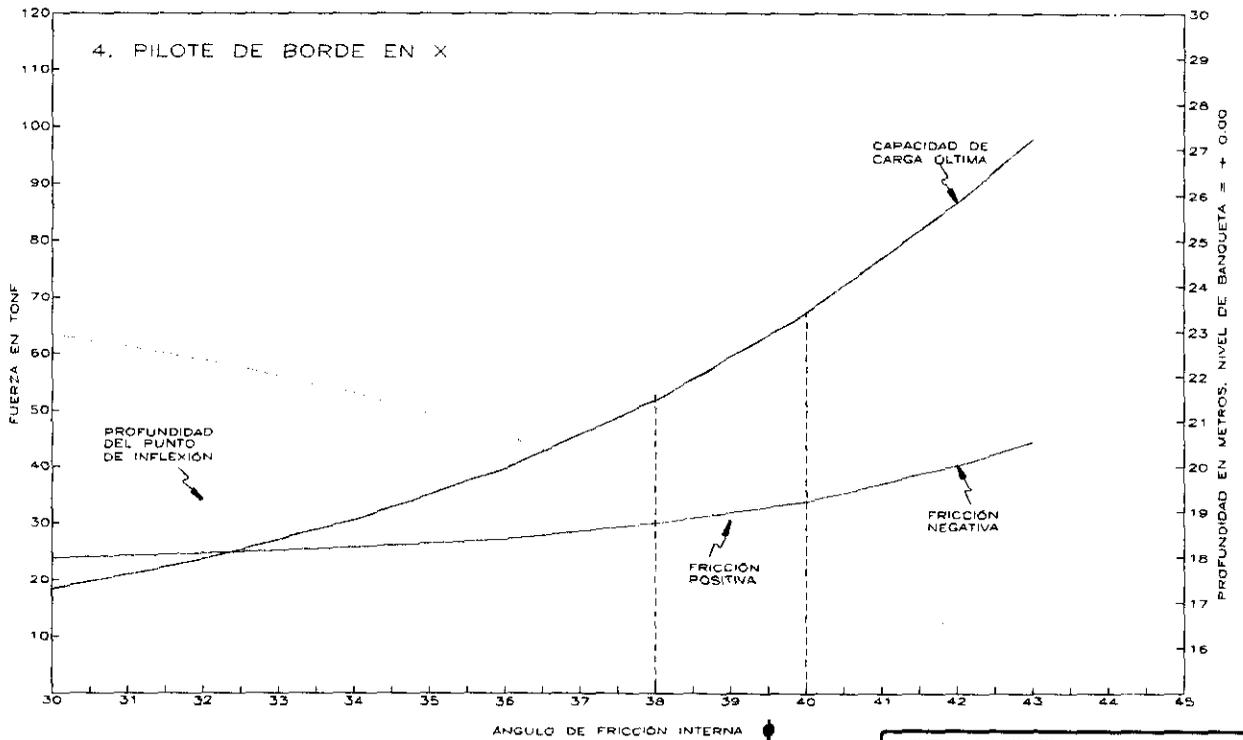
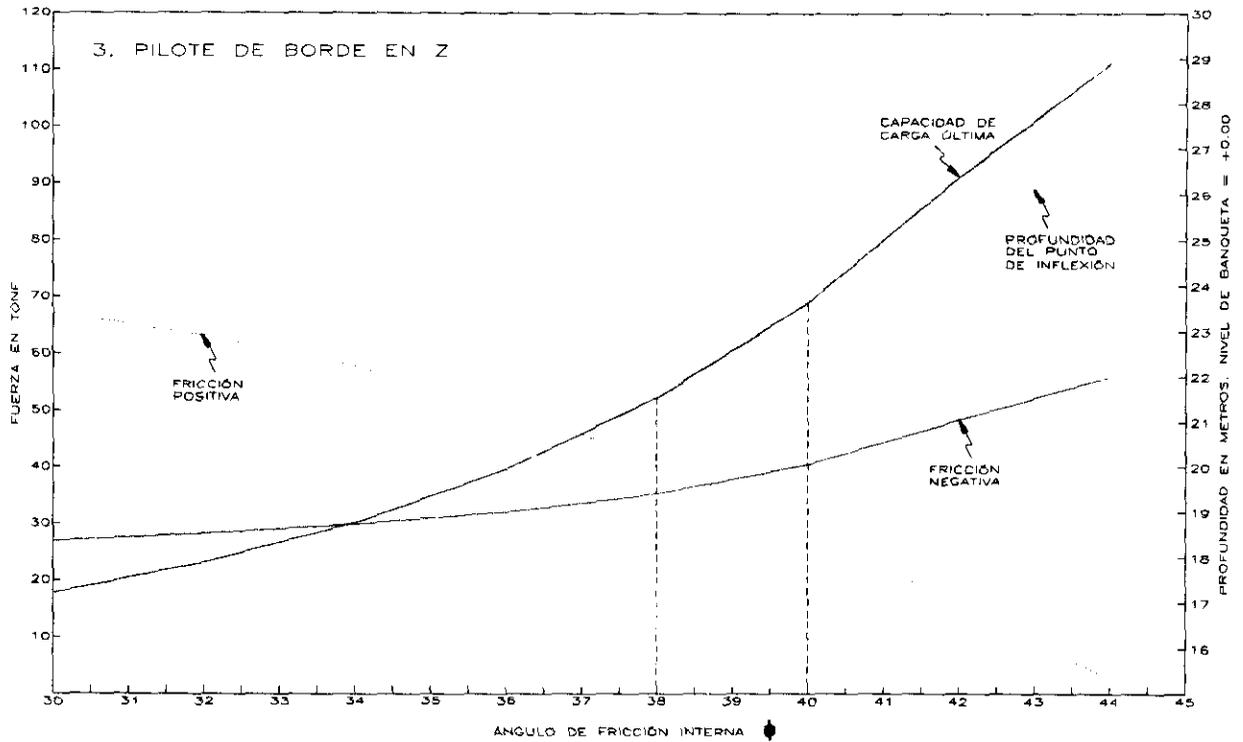


FIG. 2.48 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA CONSIDERANDO EFECTOS DE FRICCIÓN NEGATIVA Y POSITIVA EN FUNCIÓN DE ϕ DEL ESTRATO RESISTENTE PILOTES 1967

	TÍTULO PROFESIONAL		
	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO		
PROFESIONAL			
CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
DIRECTOR DE OBRAS			
M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
PROFESIONAL		PROFESIONAL	
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL		TESNFPFZ	
GRUPO		020998	
CAP. DE CARGA CONSIDERANDO NF Y PF		2.48	

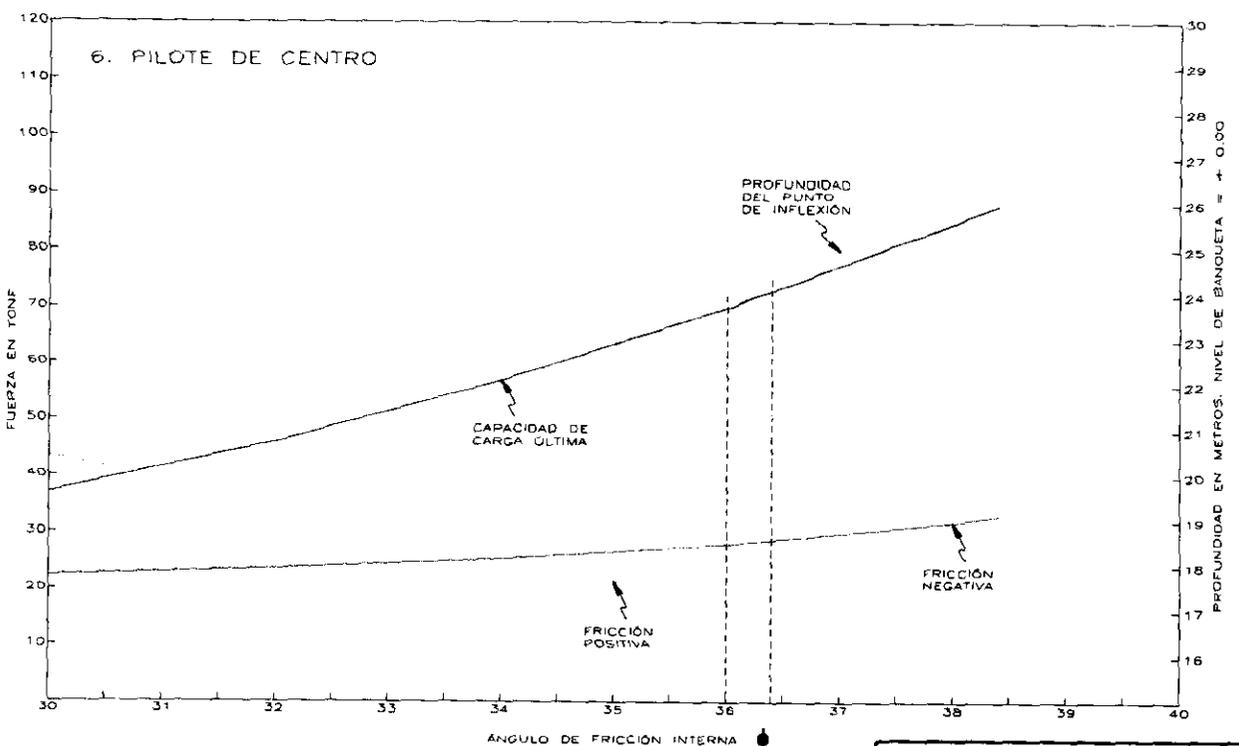
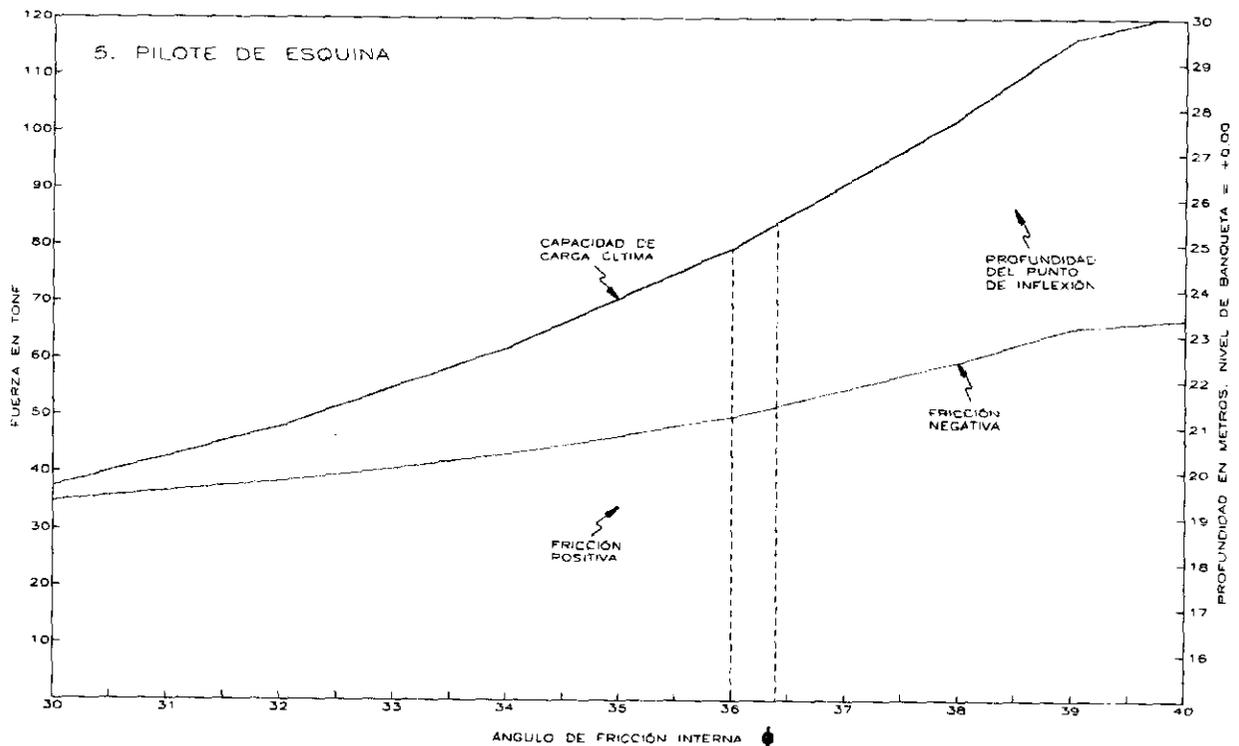


FIG. 2.49 CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA CONSIDERANDO EFECTOS DE FRICCIÓN NEGATIVA Y POSITIVA EN FUNCIÓN DE ϕ DEL ESTRATO RESISTENTE PILOTES 1980


 Inge. profesional
 DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

Presentado por:	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ		
Director de Obra:	M. EN C. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ		
Elaborado por:	DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	INSTRUMENTACIÓN	ANÁLISIS
	ULT/CHFH	TES/FPFS	SIN
Fecha:	CAP DE CARGA CONSIDERANDO NF Y PF	020888	2.49

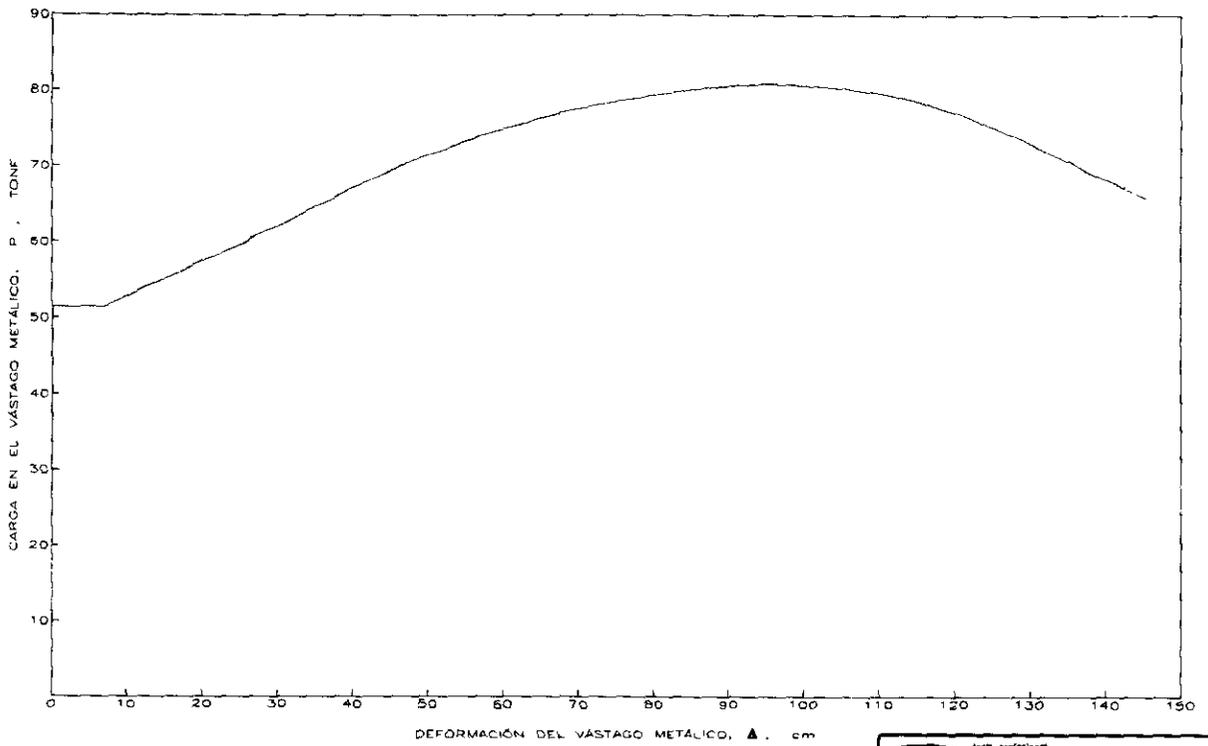
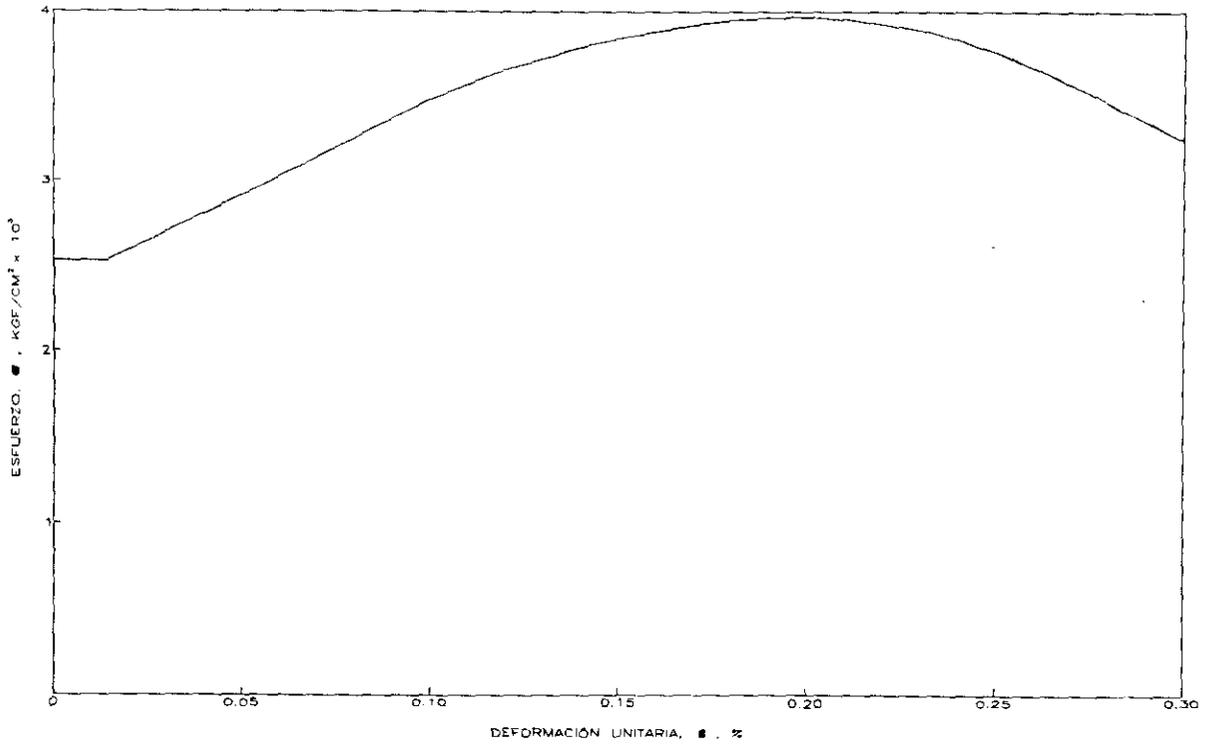


FIG. 2.51 CURVAS ESFUERZO - DEFORMACIÓN UNITARIA Y DEFORMACIÓN - CARGA EN EL VÁSTAGO METÁLICO

TÍTULO: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
PRESENTA: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
ASISTENTE: M. EN JOSÉ LUIS TRIQUÉS SUÁREZ			
ASISTENTE: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	SERVICIO: JLT/CHFH	FECHA: TES_50	ESCALA: SIN
OBJETIVO: CURVAS E - Y P - EN VÁSTAGO TUBULAR	CÓDIGO: 0209DB	HOJA: 2.51	

III. REVISIÓN DE RESULTADOS.

III. REVISIÓN DE RESULTADOS.

Cómo última etapa del Diagnóstico estructural, debe verificarse que la estructura logre un comportamiento satisfactorio en condiciones normales de operación y también ante ciertas acciones accidentales que es de esperarse ocurran diversas veces durante la vida esperada de la construcción. Expresado en la terminología de estados límite, equivale a tener una probabilidad pequeña de que la respuesta estructural rebase ciertos estados límite de servicio y de falla, de acuerdo al art. 172; el cual estipula que deben seguirse los requisitos marcados en el Título Sexto Seguridad Estructural de las Construcciones; del RCDF93.

Tras el análisis estructural de la construcción donde se consideró la hipótesis de comportamiento elástico-lineal, y para evaluar los *efectos por sismo* se aplicaron los métodos del Análisis Sísmico Estático Equivalente, **ASEE**, y del Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, **ASDME**. A continuación se resumen los resultados de la revisión estructural conforme el RCDF93, revisando todos los elementos de la estructura para todas las combinaciones de carga.

3.1 Estados Límite de Servicio.

Se consideran como estados límite de servicio aquellas modalidades del comportamiento de una estructura que implican el funcionamiento inapropiado de la construcción, la incomodidad de sus ocupantes, el daño a elementos no estructurales o daños en construcciones vecinas o en las instalaciones de servicio público.

Los requisitos de servicio pretenden además, con frecuencia, proteger contra la posibilidad de que ocurran deformaciones de la estructura que ocasionen efectos significativos de segundo orden; éstos consisten en las fuerzas internas adicionales que se producen por efectos de las cargas externas actuando sobre las deformaciones de la estructura. La obediencia de los requisitos de servicio significará en la casi totalidad de los casos proporcionar a la estructura global y a sus elementos locales, rigidez suficiente para que las deformaciones ante las cargas de diseño se mantengan dentro de límites tolerables.

De las mediciones del **desplome** de esquinas, se observa que la esquina NW ha evolucionado de un desplome hacia el Oeste (+), de +27.9 cm, +52.2 cm, +26.6, +15.6 cm, y - 31.8 cm, respectivamente en las fechas 161172, 150379, 300485, 230985 y 300898; mientras que los correspondientes componentes hacia el Norte (+), son +19.2 cm, +57.5 cm, +54.8 cm, +55.2 cm y +51.4 cm. El **límite máximo**, $\delta_{\text{máx}}$, de la inclinación media, o desplome, estipulado en las NTC de Cimentaciones es:

$$\delta_{\text{máx}} = [100 / (100 + 3 \times 70.40 \text{ m})] \times 70.40 \text{ m} = 0.321 \times 70.40 \text{ m}; \quad \delta_{\text{máx}} = 22.6 \text{ cm}$$

De donde se infiere que los desplomes medidos resultan mayores que $\delta_{\text{máx}} = 22.6 \text{ cm}$, con excepción del registrado el 161172, fuera de los límites máximos estipulados en las Normas de Cimentaciones,

Si el estado límite de servicio debido a la ocurrencia de desplazamientos se verificara de acuerdo a los

Arts. 184 y 209, realizando un análisis considerando las propiedades de los materiales y las cargas correspondientes conforme al Art. 189. Los estados límite de **desplazamientos horizontales** de todos los nudos de la estructura para los dos métodos de análisis sísmico en las dos direcciones de análisis, incluidas las combinaciones de carga 10 y 15 para las que se presentan los desplazamientos máximos, se obtiene que los desplazamientos de la estructura deformada, en el piso de la azotea principal, N16, para las combinaciones de carga más críticas son de **117.18 cm** y **112.71 cm**, en las direcciones X, (transversal, Este-Oeste), y Z (longitudinal, Norte-Sur), para el **ASEE**, respectivamente; y los correspondientes para el **ASDME** son de **84.61 cm** y **69.98 cm**.

La comparación de los desplazamientos calculados con el aceptable en el Art. 209 del RCDF93, $D_{máx} = 0.012 \times 70.4 \text{ m} = 84.48 \text{ cm}$, indica que para el **ASEE** resultan rebasados ya que el cociente $D_{máx} / D_{lím}$ resulta de **1.387**; mientras que para el **ASDME** el cociente $D_{máx} / D_{lím}$ es de **1.002**, por lo que se cumple razonablemente, para la dirección en la que los desplazamientos son mayores. En las Figs. 3.1 a 3.4 se presentan los resultados de desplazamientos de la estructura para las combinaciones 10 y 15.

3.2 Estados Límite de Falla.

Los límites de falla van estrechamente asociados con los de servicio; el cambio en la resistencia, las secciones y formas estructurales, implica un cambio sustancial en la rigidez que influye en sus desplazamientos y en los elementos mecánicos que deba resistir la estructura.

De acuerdo al Arts. 182 y 183 se verificaron los estados límite de falla ante las combinaciones más desfavorables que puedan presentarse. El límite de falla Arts. 190, 191 y 208 de cada uno de los elementos fue revisado para todas las combinaciones, y los elementos mecánicos generados por las combinaciones de cargas críticas comparados con la resistencia de los elementos de concreto de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para este material. La revisión de los elementos de concreto reforzado de la estructura, se hizo por el "Método de Cargas y Resistencias Factorizadas".

a. Columnas.

Se efectuaron análisis estructurales de segundo orden con objeto de considerar el equilibrio en la condición deformada, revisando todas las columnas se obtuvieron resultados que se clasificaron distinguiendo cuatro grupos: El Grupo A, de columnas que no tienen problemas y son satisfactorias, es aquél en que para cada una de ellas el área de acero requerida para la combinación más crítica, $A_{s_{req}}$ es menor que el área de acero nominal, $A_{s_{nom}}$, suministrada en planos y en construcción, ésto es: $A_{s_{req}} \leq A_{s_{nom}}$; otro conjunto de columnas, Grupo B, donde se tiene la condición aceptable $A_{s_{nom}} < A_{s_{req}} \leq 1.20 A_{s_{nom}}$; el Grupo C donde se cumple la condición $A_{s_{req}} > 1.20 A_{s_{nom}}$ y $A_{s_{req}} < 0.08 A_{c_{nom}}$, siendo $A_{c_{nom}}$ el área nominal de la sección de concreto en la columna; y finalmente el Grupo D en las que $A_{s_{req}} > 0.08 A_{c_{nom}}$.

Designando con un criterio conservador, un *factor de comportamiento sísmico* con valor $\Omega = 2$, y con el método del **ASEE**, se tienen 86, 17, 143, y 282, respectivamente para columnas de los Grupos A, B, C y D, con un subtotal de 425 en los Grupos C y D; mientras que las

correspondientes para el método del **ASDME**, son 105, 21, 151 y 251, con un subtotal de 402 en los Grupos C y D.

Con un criterio más realista, para un *factor de comportamiento sísmico* con valor $\mathbf{Q} = 3$, y con el método del **ASEE**, se tienen 187, 17, 204 y 120, respectivamente para columnas de los Grupos A, B, C y D, con un subtotal de 324 en los Grupos C y D; mientras que las correspondientes para el método del **ASDME**, son 178, 20, 218 y 112, con un subtotal de 330 en los Grupos C y D, ejemplificando estos últimos resultados se presentan las Tablas 3.1 a 3.4

De los resultados de la revisión de columnas se deduce que un porcentaje importante requeriría, conforme el RCDF93, de cantidades de acero mayores que las suministradas en el proyecto original.

b. Sistemas de Piso: Trabes y Nervaduras.

Se revisaron todas las trabes y nervaduras del modelo para todas las combinaciones de carga, los resultados de la revisión de trabes y nervaduras se clasificaron distinguiendo tres grupos: El Grupo A, de elementos que no tienen problemas y son satisfactorios, es aquél en que el área de acero requerida para la combinación más crítica en cada una de ellos es menor que el área de acero nominal suministrada en planos y en construcción, ésto es: $As_{req} \leq As_{nom}$; otro conjunto de trabes, Grupo B, donde se tiene la condición aceptable $As_{nom} < As_{req} \leq 1.20 As_{nom}$; y finalmente el Grupo C donde se cumple la condición $As_{req} > 1.20 As_{nom}$.

Derivado del mismo análisis de la revisión de las columnas, con criterio conservador, para un *factor de comportamiento sísmico* con valor $\mathbf{Q} = 2$, y con el método del **ASEE**, se tiene como representativo el resultado de un subconjunto de trabes y nervaduras principales, que corresponden a los ejes B, C, D, E, 8 y 13, de los niveles N01 al N16, del total de 1,947 trabes se tienen 1,353, 133 y 461, respectivamente para los Grupos A, B, y C; mientras que los correspondientes para el **ASDME** son 1,499, 148, y 300.

Y con un criterio más realista, para un *factor de comportamiento sísmico* $\mathbf{Q} = 3$, los resultados para el mismo subconjunto de trabes y nervaduras principales, para el método **ASEE**, se tienen 1,736, 119 y 92, respectivamente para los Grupos A, B, y C; mientras que los correspondientes para el **ASDME** son 1,876, 71, y 0.

De los resultados de la revisión de trabes y nervaduras se deduce que un porcentaje importante, del orden del 96 por ciento, con las secciones actuales se encuentran en condiciones satisfactorias donde no se rebasan los índices de seguridad estipulados en el RCDF93 + NTC's; y el acero de refuerzo se encuentra dentro de índices razonables; un 4 por ciento requeriría de cantidades de acero mayores que las suministradas en el proyecto original.

c. Cimentación: Cajón y Pilotes.

Conforme a los Arts. 223 y 224 se revisaron lo estados límite de falla y de servicio de la cimentación de la estructura. Los análisis efectuados indican que ante combinaciones de cargas estáticas los

pilotes se encuentran en condiciones de equilibrio límite, presentándose fricción negativa, NF, en el tramo superior, y fricción positiva, PF, en su tramo inferior; la contribución por punta es significativa por el incremento de esfuerzos debidos a PF. La profundidad del eje neutro es variable en función de las descargas que recibe cada pilote y de su posición en planta. El análisis se hizo conforme la teoría de Zeevaert.

La capacidad de carga máxima de un pilote, para condiciones dinámicas, se obtiene por una redistribución de esfuerzos de fricción en todo el fuste del pilote y puede calcularse con:

$$(PF)_{ult} = \bar{\omega} \left[K \phi_r \int_{z'}^0 \sigma_z dz + 0.3 \int_d^{z'} (q_u)_z dz \right]_{min} + Q_{pu}$$

Para las condiciones existentes en 1967 se estimó la capacidad de carga en $(PF)_{ult} = 113.4$ tonf. Este valor concuerda razonablemente con el de las pruebas de carga realizadas en pilotes, que de acuerdo con la bitácora de la obra, se llevaron a 120 tonf para deformaciones del orden de 2 cm, y se estima que fue la carga de falla de los pilotes, dados los niveles de deformación. Para las condiciones actuales se tiene una disminución, debido a la consolidación de la FAS y a la deformación del vástago metálico, de: $(PF)_{ult} = 109.3$ tonf.

Durante un sismo intenso puede ocurrir una falla por capacidad de carga. La condición crítica para una falla súbita se presenta cuando la onda de superficie reduce en forma importante el confinamiento lateral del suelo. Cuando la onda de superficie de compresión-dilatación se acerca al plano vertical de la orilla de la cimentación, momentáneamente se obtiene un alivio de esfuerzos horizontales dados por la expresión:

$$\Delta \sigma_{xt} = \left[\frac{2 \rho}{1-\nu} C_s a V_s e^{-r z} - \Delta \omega_t \right]$$

Se puede estimar la capacidad de carga del suelo bajo condiciones sísmicas cuando el valor de $\Delta \sigma_{xt}$ corresponde a la máxima dilatación de la onda. En ese instante el confinamiento horizontal del suelo en la orilla de la cimentación se reduce con la profundidad a $\sigma_{xt} = \sigma_h - \Delta \sigma_{xt}$. En estas condiciones se puede calcular la capacidad de carga del suelo con:

$$q_d = c \bar{N}_c - \bar{\sigma}_z \bar{N}_\gamma$$

Los coeficientes N_c y N_γ son función del ángulo de fricción interna ante sismo:

$$\text{sen } \phi_{sis} = \left(1 - \frac{\Delta \omega_{sis}}{\sigma_c} \right) \text{sen } \phi_d$$

Para los pilotes bajo movimiento sísmico fuerte, las condiciones críticas para la capacidad de carga se presentan cuando la onda sísmica produce un alivio en el esfuerzo horizontal $\Delta \sigma_h$ sobre el vástago, ésto es, un decremento del esfuerzo estático horizontal del orden de $\sigma_{hz} = - (\Delta p_{xt} - \Delta \omega_t)$. Por tanto, la capacidad sísmica de fricción del pilote durante el alivio del esfuerzo sísmico horizontal puede escribirse como sigue:

$$(PF)_{ult} = \bar{\omega} \left[\int_{z'}^0 (\sigma_{hz} - \Delta \sigma_{hz}) \tan \phi_r dz + 0.3 \int_d^{z'} (q_v)_z dz \right]_{min} + Q_{pulsis}$$

La pérdida de confinamiento lateral afecta también la capacidad por punta, que debe calcularse con ϕ_{sis} en lugar de ϕ_d .

Para la edificación se tiene la siguiente información:

Periodo de la onda sísmica,
Espesor del depósito suave,
Relación de Poisson,

$$T_s = 2.5 \text{ seg}$$

$$H = 30 \text{ m.}$$

$$\nu = 0.35$$

$$a_1 = 0.894$$

$$a_h = 150 \text{ cm/s}^2$$

Aceleración espectral en la superficie,

La descarga total promedio del edificio es del orden de 21.25 tonf/m². Se tienen distintos niveles de desplante, estableciendo un promedio pesado, el desplante, D_p , se encuentra a 5.70 m de profundidad y el nivel de aguas freáticas alrededor de los 3 m.; en ésta profundidad el esfuerzo efectivo es de 4.95 tonf/m².

Para una aceleración de 150 cm/s² se tiene un momento del volteo del orden de 218,700 tonf x m, y un giro de 0.0031 rad. En la orilla de la cimentación la reacción del suelo es de 27.52 tonf/m², que fue calculada con el peso del edificio de 21.25 tonf/m²; sumando 6.27 tonf/m² por el momento de volteo sísmico calculado mediante el estudio de la interacción suelo-estructura. La fricción positiva sísmica última tiene un valor de 46.31 tonf y la capacidad por punta de 12.31 tonf para una capacidad sísmica total del orden de 60 tonf. El área tributaria promedio de los pilotes es de 4.95 m², por tanto, la carga que toman los pilotes es $60 \text{ tonf} / 4.95 \text{ m}^2 = 12.12 \text{ tonf/m}^2$. La carga por sismo es

$$q_{sismo} = 21.25 + 6.27 - (5.7 - 3.0) - 12.12 - 4.95 = 7.75 \text{ tonf/m}^2$$

En la arcilla limosa homogénea, casi saturada, bajo condiciones rápidas de carga se puede suponer del lado de la seguridad $\phi = 0^\circ$, por lo que la capacidad de carga es:

$$q_d = [10.2 \times 5.7 + (4.95 - 1.28) \times 1.0] (0.2 + 0.1) = 18.54 \text{ tonf/m}^2$$

El factor de seguridad global, para el momento de volteo sísmico es:

$$FS = 18.54 / 7.75 = 2.39, > 1.00 \quad \text{ACEPTABLE !!}$$

La cimentación del edificio bajo estas condiciones tendrá un comportamiento satisfactorio. Sin embargo, la acción de las ondas de superficie introducirá esfuerzos sísmicos en el suelo de soporte que pueden sobrepasar la capacidad de carga del suelo al desplante de la cimentación. Durante la acción de la onda de superficie, la compresión y la tracción se desarrollan a cada semi-longitud de onda. Por consiguiente, la cimentación del edificio puede inclinarse cuando el esfuerzo horizontal de confinamiento se reduce en el suelo en el plano vertical del borde de la cimentación. Esta acción se

considera la más crítica para la estabilidad sísmica de la cimentación. Por tanto, en ésta situación se requiere establecer el factor de seguridad ,en el borde.

La presión de poro correspondiente a la onda de compresión y tracción implica que a una profundidad de 12.50 m, el esfuerzo efectivo estático horizontal se cancela con un esfuerzo de 5.2 tonf/m², creado por la tracción de la onda. La capacidad de carga local de la cimentación bajo las condiciones de tracción de la onda sísmica es del orden de:

$$q_d = 2.57 \times 1.25 \times 4 / 2 - 0.64 \times 1.36 = 5.55 \text{ tonf/m}^2$$

El factor de seguridad local, en el borde de la cimentación es:

$$FS = 5.55 / 7.75 = 0.72, < 1.00 \quad \text{INACEPTABLE !!}$$

Este valor es menor que la unidad, inaceptable, por consiguiente se debe esperar una inclinación de la cimentación del edificio durante un movimiento sísmico fuerte del suelo, debido a las deformaciones plásticas que pueden ocurrir en la orilla de la cimentación durante la excitación. Sin embargo, un volteo total de la cimentación del edificio no se verificará conforme la capacidad de carga última del suelo antes estimada.

Se analizó la cimentación para una aceleración de 150 cm/s², por ser ésta la que señalan las NTCS del RCDF, para T=0 seg. Durante el sismo de 1985 la aceleración máxima registrada fué de 168 gals, procediendo de manera similar, se tiene para esta aceleración del suelo un momento de volteo del orden de 240,600 tonfxm y un giro de 0.0034 rad. La carga por sismo es:

$$q_{\text{sismo}} = 21.25 + 6.87 - (5.7 - 3.0) - 12.12 - 4.95 = 8.35 \text{ tonf/m}^2$$

La capacidad de carga es:

$$q_d = [10.2 \times 5.7 + (4.95 - 1.39) \times 1.0] (0.2 + 0.1) = 18.51 \text{ tonf/m}^2$$

El factor de seguridad global, para el momento de volteo sísmico resulta:

$$FS = 18.51 / 8.35 = 2.22, > 1.00 \quad \text{ACEPTABLE !!}$$

La cimentación del edificio bajo estas condiciones tendrá un comportamiento satisfactorio.

A la profundidad de 13 m el esfuerzo efectivo estático horizontal se cancela con un esfuerzo de 5.5 tonf/m², creado por la tracción de la onda. La capacidad de carga local de la cimentación bajo las condiciones de tracción de la onda sísmica es del orden de:

$$q_d = 2.57 \times 1.25 \times 4 / 2 - 0.64 \times 1.46 = 5.49 \text{ tonf/m}^2$$

El factor de seguridad local, en el borde de la cimentación es:

$$FS = 5.49 / 8.35 = 0.66, < 1.00 \quad \text{INACEPTABLE !!}$$

Tabla 3.1 Revisión de Acero de Refuerzo en Columnas (Continuación).

NIVEL		Nota 1	D 7	D 8	D 13	D 14	Nota 2	D1 10	D1 11	E 7			
NSOT	Ac nom	1600	7225	9025	9025	7225	1600	4500	4500	7225			
	As nom	31.68	136.80	182.40	182.40	136.80	31.68	95.04	95.04	136.80	8	1	0
	As req	18.24	72.25	90.25	90.25	132.94	36.16	45.00	45.00	72.25			
NPB	Ac nom	1600	7225	9025	9025	7225	1600	4500	4500	7225			
	As nom	31.68	136.80	182.40	182.40	136.80	31.68	95.04	95.04	136.80	4	1	4
	As req	120.16	325.12	90.25	90.25	163.28	> 8%	45.00	45.00	370.64			
N1	Ac nom	1225	6400	8100	8100	6400	1225	4000	4000	6400			
	As nom	20.28	136.80	168.48	168.48	136.80	20.28	83.64	83.64	136.80	5	0	4
	As req	65.42	167.04	81.00	81.00	77.44	67.99	40.00	40.00	207.36			
N2	Ac nom	1225	6400	8100	8100	6400	1225	4000	4000	6400			
	As nom	20.28	136.80	168.48	168.48	136.80	20.28	83.64	83.64	136.80	5	1	3
	As req	86.00	162.56	81.00	81.00	64.00	88.57	40.00	40.00	202.88			
N3	Ac nom		5625	7225	7225	5625		3500	3500	5625			
	As nom		122.88	136.80	136.80	122.88		63.36	63.36	122.88	4	0	3
	As req		201.94	72.25	72.25	221.62		35.00	35.00	217.69			
N4	Ac nom		5625	7225	7225	5625		3500	3500	5625			
	As nom		122.88	136.80	136.80	122.88		63.36	63.36	122.88	4	0	3
	As req		213.75	72.25	72.25	300.37		37.45	35.00	209.81			
N5	Ac nom		4900	6400	6400	4900		3000	3000	4900			
	As nom		108.96	122.88	122.88	108.96		51.96	51.96	108.96	4	0	3
	As req		203.35	64.00	64.00	292.53		36.30	30.00	196.49			
N6	Ac nom		4900	6400	6400	4900		3000	3000	4900			
	As nom		108.96	122.88	122.88	108.96		51.96	51.96	108.96	4	0	3
	As req		217.07	64.00	64.00	313.11		48.90	30.00	199.92			
N7	Ac nom		4225	6400	6400	4225		3000	3000	4225			
	As nom		95.04	122.88	122.88	95.04		51.96	51.96	95.04	3	1	3
	As req		184.21	64.00	64.00	261.10		53.10	30.00	166.46			
N8	Ac nom		4225	6400	6400	4225		3000	3000	4225			
	As nom		95.04	122.88	122.88	95.04		51.96	51.96	95.04	3	0	4
	As req		193.08	64.00	64.00	269.98		63.60	34.20	172.38			
N9	Ac nom		3600	5625	5625	3600		2500	2500	3600			
	As nom		95.04	91.20	91.20	95.04		51.96	51.96	95.04	3	1	3
	As req		167.04	56.25	60.19	232.56		54.75	39.00	146.88			
N10	Ac nom		3600	5625	5625	3600		2500	2500	3600			
	As nom		95.04	91.20	91.20	95.04		51.96	51.96	95.04	4	0	3
	As req		172.08	56.25	79.88	235.08		51.25	46.00	149.40			
N11	Ac nom		3025	4225	4225	3025		2000	2000	3025			
	As nom		63.36	91.20	91.20	63.36		31.68	31.68	63.36	2	1	4
	As req		142.48	54.08	77.74	197.53		34.00	45.20	123.42			
N12	Ac nom		3025	4225	4225	3025		2000	2000	3025			
	As nom		63.36	91.20	91.20	63.36		31.68	31.68	63.36	1	2	4
	As req		148.83	71.83	104.36	203.88		32.60	50.80	125.54			
N13	Ac nom		2025	3600	3600	2025		1500	1500	2025			
	As nom		43.08	65.88	65.88	43.08		7.92	7.92	43.08	1	0	6
	As req		92.54	61.20	83.88	126.56		15.00	15.00	74.12			
N14	Ac nom		2025	3600	3600	2025		1500	1500	2025			
	As nom		43.08	65.88	65.88	43.08		7.92	7.92	43.08	0	1	6
	As req		98.21	71.28	96.48	126.56		15.00	15.00	76.95			
N15	Ac nom		2025	3600	3600	2025		1500	1500	2025			
	As nom		43.08	65.88	65.88	43.08		7.92	7.92	43.08	0	1	6
	As req		92.54	73.80	86.40	115.22		15.00	15.00	68.45			
N16	Ac nom			2500	2500			2500	2500				
	As nom			45.60	45.60			45.60	45.60		4	0	0
	As req			40.75	25.00			15.00	15.00				
N16 ½	Ac nom	2500					2500						
	As nom	45.60					45.60				2	0	0
	As req	25.00					25.00						
N17	Ac nom	2500		2500	2500		2500						
	As nom	45.60		45.60	45.60		45.60				4	0	0
	As req	25.00		44.25	37.25		25.00						

Nota 1: C-15 PARA NSOT A N2; D-8' PARA N16 ½ YE-8' PARA N17

Nota 2: D-15 PARA NSOT A N2; D-12' PARA N16 ½ YE-12' PARA N17

Tabla 3.1 Revisión de Acero de Refuerzo en Columnas (Continuación).

NIVEL		E 8	E 13	E 14	Nota 1	Nota 2	F 7	F 9	F 12	F 14			
NSOT	<i>Ac nom</i>	9025	9025	7225	1600	1225	7056	7056	7056	7056			
	<i>As nom</i>	182.40	182.40	136.80	31.68	20.28	182.40	182.40	182.40	182.40	7	0	2
	<i>As req</i>	90.25	90.25	173.40	44.00	15.68	60.76	118.01	169.81	136.52			
NPB	<i>Ac nom</i>	9025	9025	7225	1600	1225	7056	7056	7056	7056			
	<i>As nom</i>	182.40	182.40	136.80	31.68	20.28	182.40	182.40	182.40	182.40	2	0	7
	<i>As req</i>	90.25	90.25	218.92	> 8%	> 8%	> 8%	305.54	> 8%	232.52			
N1	<i>Ac nom</i>	8100	8100	6400	1225	900	5936	5936	5936	5936			
	<i>As nom</i>	168.48	168.48	136.80	20.28	11.40	144.56	144.56	144.56	144.56	3	0	6
	<i>As req</i>	81.00	81.00	90.88	74.85	66.33	193.22	282.98	> 8%	231.02			
N2	<i>Ac nom</i>	8100	8100	6400	1225	900	5936	5936	5936	5936			
	<i>As nom</i>	168.48	168.48	136.80	20.28	11.40	144.56	144.56	144.56	144.56	3	1	5
	<i>As req</i>	81.00	81.00	81.92	92.86	60.66	148.05	> 8%	> 8%	218.02			
N3	<i>Ac nom</i>	7225	7225	5625			5400	5400	5400	5400			
	<i>As nom</i>	136.80	136.80	122.88			126.72	126.72	126.72	126.72	2	0	5
	<i>As req</i>	72.25	72.25	257.06			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N4	<i>Ac nom</i>	7225	7225	5625			5400	5400	5400	5400			
	<i>As nom</i>	136.80	136.80	122.88			126.72	126.72	126.72	126.72	2	0	5
	<i>As req</i>	72.25	72.25	331.87			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N5	<i>Ac nom</i>	6400	6400	4900			4893	4893	4893	4893			
	<i>As nom</i>	122.88	122.88	108.96			115.32	115.32	115.32	115.32	2	0	5
	<i>As req</i>	64.00	64.00	316.54			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N6	<i>Ac nom</i>	6400	6400	4900			4893	4893	4893	4893			
	<i>As nom</i>	122.88	122.88	108.96			115.32	115.32	115.32	115.32	2	0	5
	<i>As req</i>	64.00	64.00	337.12			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N7	<i>Ac nom</i>	6400	6400	4225			4644	4644	4644	4644			
	<i>As nom</i>	122.88	122.88	95.04			95.04	95.04	95.04	95.04	2	0	5
	<i>As req</i>	64.00	64.00	275.89			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N8	<i>Ac nom</i>	6400	6400	4225			4644	4644	4644	4644			
	<i>As nom</i>	122.88	122.88	95.04			95.04	95.04	95.04	95.04	2	0	5
	<i>As req</i>	64.00	64.00	284.76			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N9	<i>Ac nom</i>	5625	5625	3600			4169	4169	4169	4169			
	<i>As nom</i>	91.20	91.20	95.04			83.64	83.64	83.64	83.64	2	0	5
	<i>As req</i>	56.25	56.25	245.16			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N10	<i>Ac nom</i>	5625	5625	3600			4169	4169	4169	4169			
	<i>As nom</i>	91.20	91.20	95.04			83.64	83.64	83.64	83.64	2	0	5
	<i>As req</i>	56.25	56.25	247.68			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N11	<i>Ac nom</i>	4225	4225	3025			3493	3493	3493	3493			
	<i>As nom</i>	91.20	91.20	63.36			63.36	63.36	63.36	63.36	2	0	5
	<i>As req</i>	51.12	54.08	203.88			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N12	<i>Ac nom</i>	4225	4225	3025			3493	3493	3493	3493			
	<i>As nom</i>	91.20	91.20	63.36			63.36	63.36	63.36	63.36	2	0	5
	<i>As req</i>	65.91	68.87	206.00			> 8%	> 8%	> 8%	> 8%			
N13	<i>Ac nom</i>	3600	3600	2025							2	0	1
	<i>As nom</i>	65.88	65.88	43.08									
	<i>As req</i>	56.16	56.16	125.14									
N14	<i>Ac nom</i>	3600	3600	2025							2	0	1
	<i>As nom</i>	65.88	65.88	43.08									
	<i>As req</i>	61.20	61.20	125.14									
N15	<i>Ac nom</i>	3600	3600	2025							2	0	1
	<i>As nom</i>	65.88	65.88	43.08									
	<i>As req</i>	58.68	61.20	109.55									
N16	<i>Ac nom</i>	2500	2500								2	0	0
	<i>As nom</i>	45.60	45.60										
	<i>As req</i>	33.75	26.75										
N16 ½	<i>Ac nom</i>				2500	2500					2	0	0
	<i>As nom</i>				45.60	45.60							
	<i>As req</i>				25.00	25.00							
N17	<i>Ac nom</i>	2500	2500		2500	2500					4	0	0
	<i>As nom</i>	45.60	45.60		45.60	45.60							
	<i>As req</i>	30.25	35.50		25.00	25.00							

Nota 1 : E-15 PARA NSOT A N2; E-8 PARA N16 ½ Y D-8 PARA N17

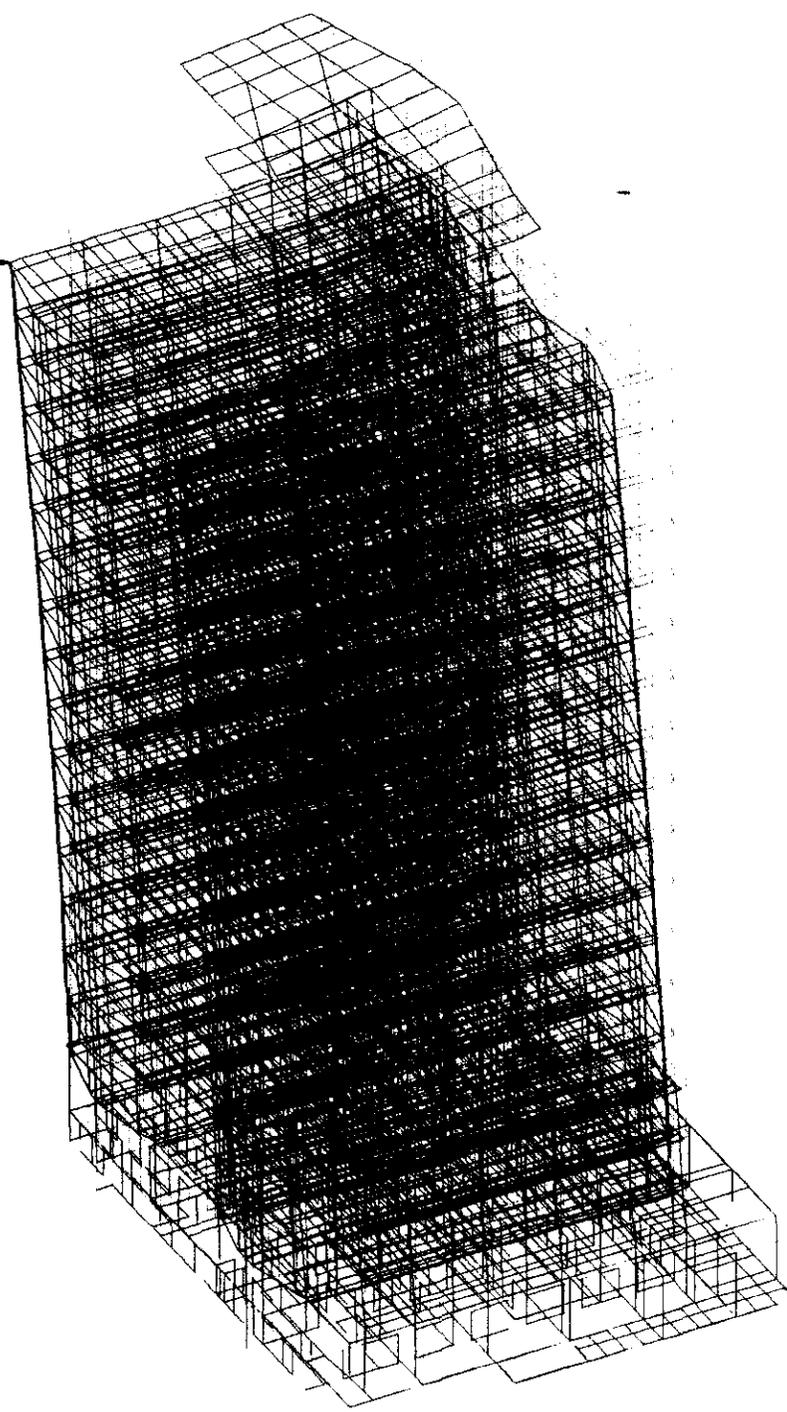
Nota 2 : E2-15 PARA NSOT A N2; E-12 PARA N16 ½ Y D-12 PARA N17

CONFIGURACIÓN
DEFORMADA

Y

X

Z



DATOS ESTRUCTURA

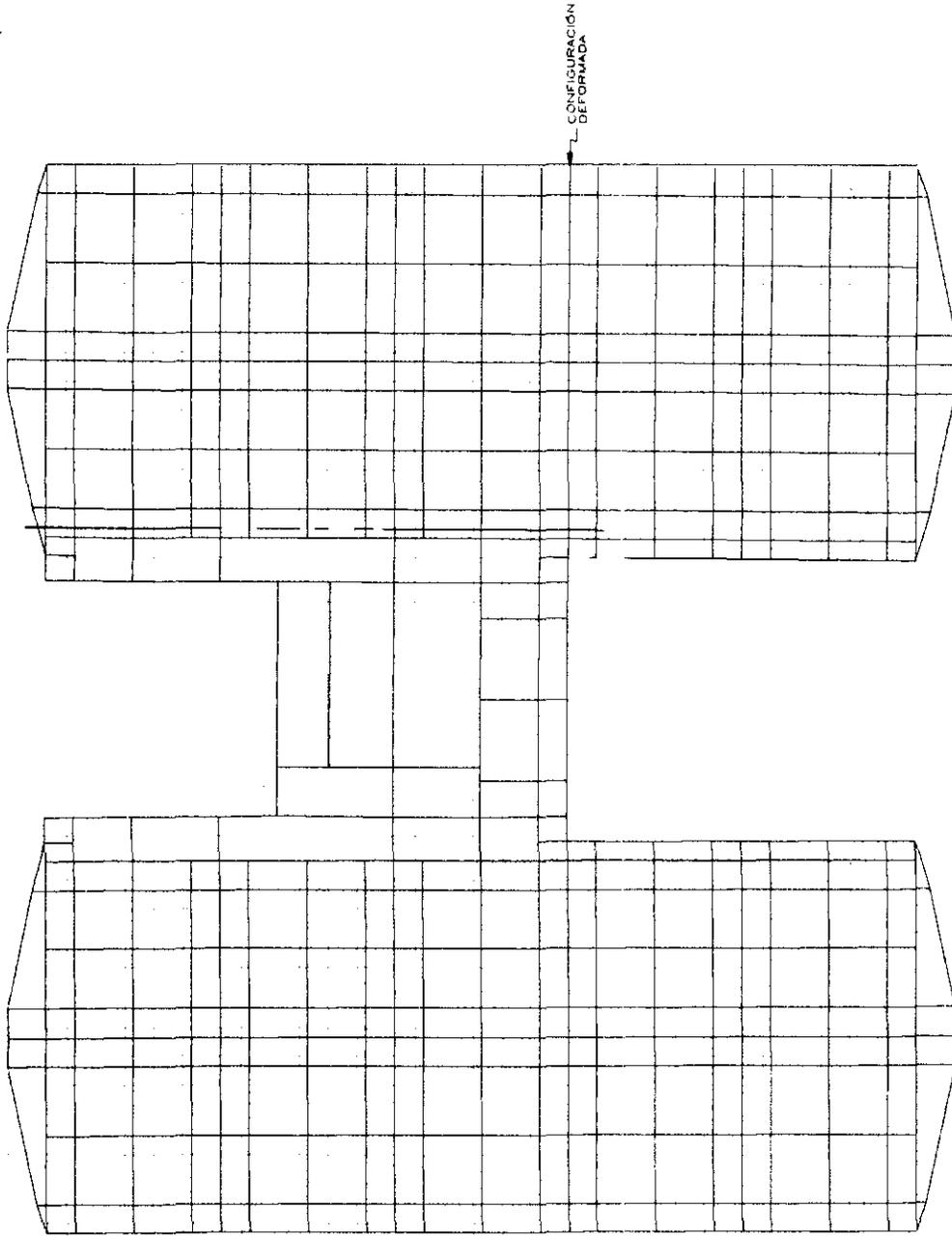
MODELO: R 19 A
NN = 9,473
NM = 17,675
NE = 1,408

FIG. 3.1 ISOMÉTRICO DESPLAZAMIENTOS

COMBINACIÓN DE CARGA No. 10

		Tiene profesión	
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO			
Profesional: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ			
Director de obra: M. EN I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
General:	Diagnóstico ESTRUCTURAL	Fecha:	02/07/2014
Oficio:	LIMITES SERVICIO ISOMÉTRICO D'A CC10	Estado:	TESMCI00 SIN
		Fecha:	02/09/14
		Hoja:	3.1

DFOR CC - 10
(X 2.0)



X

Z

DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 A

NN = 9,473

NM = 17,675

NE = 907

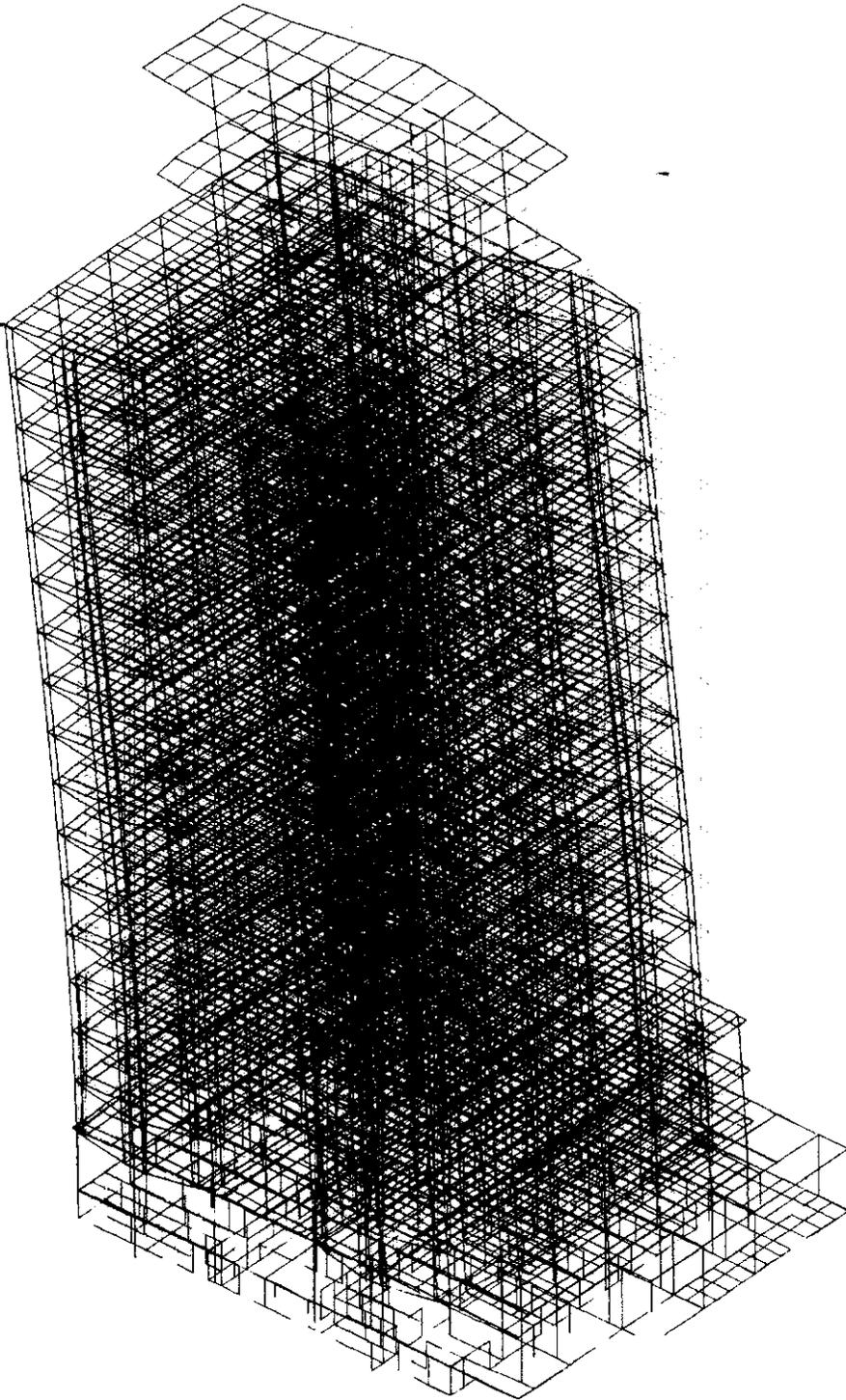
SERVICIO DE DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO	
PROYECTADO POR	CARLOS HUMBERTO FLORES HERNANDEZ
PROYECTADO EN	1. JOSE LUIS PINOS SANCHEZ
DIAGNOSTICO ESTRUCTURAL	JULIO/CHEN
ESTADO	ESTRUCIDIA SIN
PROYECTO	0252998
FECHA	15 DE AGOSTO DE 2014

FIG. 3.2 DESPLAZAMIENTOS AZOTEA
COMBINACION DE CARGA No. 10

DFDR CC = 15
(X 10.0)

CONFIGURACION
DEFORMADA

Y
X
Z



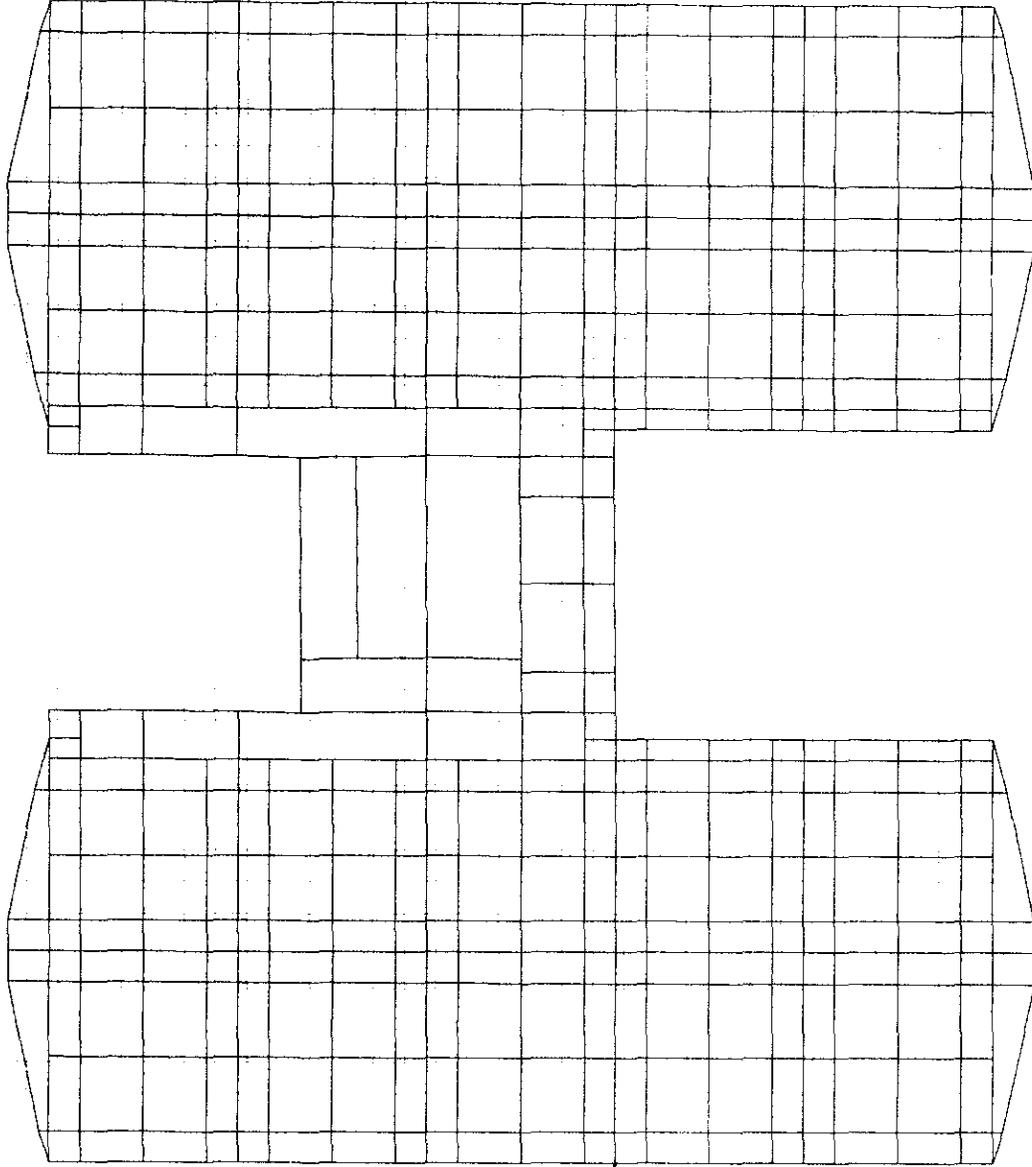
DATOS ESTRUCTURA

MODELO: R 19 A
NN = 9,473
NM = 17,675
NE = 1,408

FIG. 3.3 ISOMÉTRICO DESPLAZAMIENTOS

COMBINACIÓN DE CARGA No. 15

			
INGENIERO PROFESIONAL DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO, DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLANTADO EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Cliente: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ			
Director de Área: M. en S. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ			
Concepto: DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL	Autor: JLT/CHM	Empresa: ICTMCI15	Estado: SIN
Fecha: LIMITE SERVICIO: ISOMETRICO D's CC15		Folio: 020998	Hoja: 3.3



CONFIGURACIÓN REFORMADA

X

Z

C. 3.4 DESPLAZAMIENTOS AZOTEA
COMBINACIÓN DE CARGA No. 15.

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

DATOS ESTRUCTURA
MODELO: R 19 A
NN = 9,473
NM = 17,675
NE = 907

INSTITUTO TECNOLÓGICO DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE DIECIOCHO NIVELES, DESPLAZADOS EN LA ZONA UCLUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
PROFESOR: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ	ALUMNO: CARLOS HUMBERTO FLORES HERNÁNDEZ
ASIGNATURA: M. DE E. SOBRE LUIS TRINCO SUAREZ	GRUPO: SIN
DIAGNÓSTICO ESTRUCTURAL (M.T./CHP)	ESTADÍSTICA (M.T./CHP)
FECHA DE ENTREGA: ABRIL 19 DE 2013	GRUPO: 314

IV. CONCLUSIONES.

IV. CONCLUSIONES.

Tras observar los resultados de los análisis basados en los procedimientos y estudios descritos en el Capítulo II, compararlos con los estados límites de servicio y de falla, señalados en el Capítulo III, y contrastarlos con el comportamiento observado desde su construcción, la estructura y la cimentación del edificio de dieciocho niveles no cumple completamente las disposiciones de seguridad estructural descritas en el RCDF93 y sus NTC's. Como conclusión de lo que se ha mostrado, se determina que la cimentación es la principal causa del comportamiento del edificio, ya que fué necesario efectuar dos recimentaciones, y aún no logran condiciones completamente satisfactorias.

El orden de desplazamientos en la estructura es aceptable, al igual que el comportamiento de traveses y nervaduras del edificio; caso contrario al comportamiento de las columnas que como resultado del análisis se requeriría, en poco más de la mitad de ellas, una cantidad de acero de refuerzo mayor que la original estipulada en planos.

El estado del edificio debe calificarse considerando que al ser diseñado con un reglamento de hace 33 años, tiene que someterse a las disposiciones de nuevos reglamentos en los cuales se han incorporado resultados de investigaciones, conocimientos provenientes de desarrollos teóricos y experimentales, y más ampliamente, del estudio del comportamiento de edificios durante eventos sísmicos ocurridos aquí y en sitios diversos. Es así, que el principal factor por el cual el edificio no reúne completamente condiciones totalmente satisfactorias, aunque razonablemente aceptables, es por el cambio en la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño, que ha evolucionado como se muestra en la Tabla 4.1, donde se observa que el coeficiente básico se ha incrementado poco más de seis y media veces entre el reglamento del diseño original, RCDF66, y el vigente actualmente, RCDF93.

AÑO	COEFICIENTE SÍSMICO, C			FACTOR Q	C GRUPO A
	GRUPO	ZONA I	ZONA II		
1942	III A VI	---	0.025	---	I.- x 4.00 II.- x 2.00
1957	B	0.050	0.060	0.070	x 2.00
1966	B	0.040	---	0.060	x 1.30
1976	B	0.160	0.200	0.240	1 a 6 x 1.30
1985	B	0.160	0.270	0.400	1 a 4 x 1.50
1987	B	0.160	0.320	0.400	1 a 4 x 1.50
1993	B	0.160	0.320	0.400	1 a 4 x 1.50

También se establece que la principal causa de problemas, en edificios desplantados en este tipo de suelos en zonas sísmicas, es el efecto desfavorable de la interacción suelo-cimentación-estructura, ya que adquiere gran relevancia. La amplitud y el contenido de frecuencias de las ondas que produce un sismo en un sitio dado dependen de la magnitud del sismo, de la distancia del sitio a la zona donde se generó, de las propiedades mecánicas del medio que atraviesan para llegar al sitio, y de las características mecánicas del suelo. Puede haber amplificaciones de ondas de determinadas frecuencias cuando pasan por estratos

de suelos con ciertas propiedades, con lo que aumenta o disminuye la amplitud de los movimientos, y su frecuencia varía. Las características del suelo en el sitio son determinantes: de muchos son conocidas las enormes amplificaciones que se presentan en la zona de los antiguos lagos, en la que está construida buena parte de las edificaciones en la ciudad de México, sobre capas de arcillas con grandes contenidos de agua. La interpretación de la información en estos sitios puede reducirse en dos datos principales, en los que se basa el diseño estructural: el coeficiente sísmico y el espectro de diseño.

Aún con lo que implica el aumento en la determinación de fuerzas sísmicas, la estructura del edificio ha tenido un comportamiento razonablemente satisfactorio, con daños mínimos en elementos no estructurales durante diversos eventos sísmicos, que puede sustentarse en lo siguiente:

- La sobrerresistencia observada tanto en el concreto y el acero de refuerzo.
- La geometría en planta no produce grandes excentricidades, que reducen las deformaciones y los esfuerzos producidos por la torsión
- Las masas y rigideces en los niveles están distribuidas uniformemente con la altura, evitando producir deflexiones grandes en entrepisos.
- Existen diversas trayectorias continuas entre los elementos verticales y los sistemas de piso, que transmiten de forma uniforme las acciones sísmicas hasta la cimentación.

Aun con estas atenuantes, el resultado del diagnóstico no es del todo favorable para la condición actual de la construcción, pero es factible mantener en funcionamiento la edificación si se considera un proyecto de recimentación sin refuerzo estructural, atendiendo a los Arts 235 y 238 del RCDF93 y a las siguientes consideraciones para alcanzar los niveles de seguridad establecidas en el reglamento.

El proyecto de refuerzo no sería totalmente viable por la circunstancia de que al rigidizar la estructura o una porción de ella, se provoca que sus periodos naturales de vibración cambien, y más específicamente que disminuyan al aumentar la rigidez; consecuentemente se acercarían a los periodos dominantes del suelo, lo que implica mayores ordenadas del espectro sísmico, también mayores sollicitaciones y efectos en la estructura, como se infiere al observar los espectros del sismo de septiembre 19, 1985, en la Fig. 2.33, donde las ordenadas máximas corresponden a periodos estructurales de 2 seg.

La evolución a la fecha y las tendencias desfavorables de los desplomes, pueden generar condiciones de inestabilidad y sollicitaciones mayores en los elementos estructurales del edificio, aunado a las sollicitaciones sísmicas en la cimentación, mayores a las consideradas en el proyecto original y, dadas las características de los pilotes con su sistema de funcionamiento y las propias del subsuelo, que agregan incertidumbre en la capacidad de carga del sistema de cimentación, concentra la atención en realizar una recimentación para atender lo anterior, obteniendo mayor capacidad de carga con una ampliación del cajón de cimentación y aumentando el número de los pilotes, seguramente con pilotes semejantes a los actuales, buscando compatibilidad y no incluir mayores incertidumbres al comportamiento de los pilotes. Siendo por último, recomendable corregir y controlar los hundimientos diferenciales de la cimentación, mediante la colocación de dispositivos de control en la cabeza del mayor número de pilotes que sea posible.

BIBLIOGRAFÍA.

BIBLIOGRAFÍA

1. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial, Agosto 2, 1993.
2. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto ", Marzo 25, 1996.
3. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ", Febrero 27, 1995.
4. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones ", Febrero 27, 1995.
5. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería ", Febrero 27, 1995.
6. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento ", Febrero 27, 1995.
7. Anónimo, " Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas ", Febrero 27, 1995.
8. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Febrero 9, 1966.
9. Anónimo, " Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal ", Diario Oficial, Diciembre 14, 1976.
10. Fundación Ica, "Experiencias derivadas de los sismos de Septiembre 1985", 1988.
12. Mena, E. et al, " Acelerograma en el Centro S. C. O. P. de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Sismo del 19 de Septiembre de 1985 ", Informe IPS-108, Instituto de Ingeniería, UNAM, Septiembre 21, 1985.
13. Mena, E. et al, " Catálogo de Acelerogramas Procesados del Sismo del 19 de Septiembre de 1985, Parte I : Ciudad de México ", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publicación No. 497, Julio 1986.
14. Esteva, L. y Rosenblueth, E., " Folleto Complementario de Diseño Sísmico de Estructuras ", Ediciones Ingeniería 1962.
15. Zeevaert, L., " Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condition ", Van Nostrand, 1983.
16. Zeevaert, L., " Interacción Suelo-Estructura de Cimentación ", Limusa, 1980.
17. Zeevaert, L., " Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo " ("Seismo-Geodynamics of the Ground Surface"), Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1988.

LISTA DE TABLAS Y DE FIGURAS.

	Página
I. DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO.	
Bancos De Nivel. Bancos de Nivel.	T 1.1
Bancos De Nivel. Bancos de Nivel.	T 1.2
Verticalidad De Esquinas En Fachadas. Tabla de Desplomes 1972-1998.	T 1.3
Bancos De Nivel. Planta de Conjunto.	F 1.1
Nivelación De Losas. Planta Baja Diciembre 1985.	F 1.2
Nivelación De Losas. Planta Nivel 7 Mayo 1998.	F 1.3
Verticalidad De Esquinas En Fachadas. Desplomes 1972-1998.	F 1.4
Secciones Transversales. Rasante Secciones Ejes 7, 14 A-1 y E-2.	F 1.5
Historia De Desplazamientos Verticales De Puntos De Control.	F 1.6
II. ESTUDIOS ANALÍTICOS.	
Modelación Estructura. Alturas de Entrepisos y Desplomes.	T 2.1
Propiedades Del Modelo. Propiedades Geométricas de Elementos (Columnas).	T 2.2
Propiedades Del Modelo. Propiedades Geométricas de Elementos (Nervaduras).	T 2.3
Ensayes En Núcleos De Concreto. Características de los Núcleos.	T 2.4
Ensayes Esclerómetro. Resultados de Ensayes No Destructivos.	T 2.5
Análisis Estadístico. Resistencias en la Estructura, Inferidas de Esclerómetros.	T 2.6
Análisis Estadístico. Resistencias en la Estructura, Inferidas de Núcleos.	T 2.7
Índices De Sobrerresistencia. $f'c$ estructura = 1.12 $f'c$ nominal.	T 2.8
Análisis De Cargas. Análisis Sísmico Estático Equivalente. Fuerzas Sísmicas Estáticas.	T 2.9
Propiedades Dinámicas. Ensayes realizados en el edificio.	T 2.10
Propiedades Dinámicas. Localización de sensores y orientación.	T 2.11
Propiedades Dinámicas. Resultados del estudio de Propiedades Dinámicas medidas 'in situ'.	T 2.12
Propiedades Dinámicas. Comparación de Propiedades Dinámicas Analíticas y Medidas.	T 2.13
Geometría Y Estructuración. Elevación Corte Longitudinal Sur - Norte.	F 2.1
Geometría Y Estructuración. Elevación Corte Transversal Este - Oeste.	F 2.2
Geometría Y Estructuración. Planta Losa de Cimentación y Pilotes Originales.	F 2.3
Geometría Y Estructuración. Planta Losa Sótano y Pilotes Recimentación 1980.	F 2.4
Geometría Y Estructuración. Losa de Planta Baja, PB.	F 2.5
Geometría Y Estructuración. Planta Losas Niveles 1 y 2, N01 y N02.	F 2.6
Geometría Y Estructuración. Planta Losa Nivel 3, N03.	F 2.7
Geometría Y Estructuración. Planta Losa Nivel Tipo, N04 a N15.	F 2.8
Geometría Y Estructuración. Planta Losa Nivel 16, N16.	F 2.9
Geometría Y Estructuración. Planta Losa Nivel 17 y Planta Losa Azotea, N17 y N18.	F 2.10
Modelación Estructura. Losa de Cimentación y Pilotes Originales.	F 2.11
Modelación Estructura. Losa Sótano y Pilotes Recimentación 80.	F 2.12
Modelación Estructura. Losa de Planta Baja, PB.	F 2.13
Modelación Estructura. Planta Losas Niveles 1 y 2, N01 y N02.	F 2.14
Modelación Estructura. Planta Losa Nivel 3, N03.	F 2.15
Modelación Estructura. Planta Losa Nivel Tipo, N04 a N15.	F 2.16
Modelación Estructura. Planta Losa Nivel 16, N16.	F 2.17
Modelación Estructura. Planta Losa Nivel 17 y Losa Azotea, N17 y N18.	F 2.18
Modelación Estructura. Elevación Marco Eje A.	F 2.19
Modelación Estructura. Elevación Marco Eje C.	F 2.20
Modelación Estructura. Elevación Marco Eje D.	F 2.21
Modelación Estructura. Elevación Marco Eje 7.	F 2.22
Modelación Estructura. Elevación Marco Eje 8.	F 2.23

Modelación Estructura. Elevación Marco Eje 9.	F 2.24
Modelación Estructura. Isométrico.	F 2.25
Análisis Estadístico. Resistencias en la Estructura, Variación con la Altura.	F 2.26
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 1: $T_{x1} = 2.76$ seg.	F 2.27
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 2: $T_{z1} = 2.48$ seg.	F 2.28
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 3: $T_{\theta 1} = 1.75$ seg.	F 2.29
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 4: $T_{x2} = 0.73$ seg.	F 2.30
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 5: $T_{z2} = 0.62$ seg.	F 2.31
Análisis Dinámico Modal. Compn Props Dinámicas. Isométrico Modo 6: $T_{\theta 2} = 0.54$ seg.	F 2.32
Análisis Dinámico Modal. Análisis Sísmico Dinámico Modal. Espectros p/Diseño y Revn.	F 2.33
Propiedades Dinámicas Experimentales. Localización de sensores, Isométrico.	F 2.34
Propiedades Dinámicas Experimentales. Aceleraciones vs. tiempo , seis canales.	F 2.35
Propiedades Dinámicas Experimentales. Funciones de Fourier, seis canales.	F 2.36
Propiedades Dinámicas Experimentales. Aceleración, velocidad y desplazamiento.	F 2.37
Propiedades Dinámicas Experimentales. Función de Transferencia Dx.	F 2.38
Propiedades Dinámicas Experimentales. Función de Transferencia Dz.	F 2.39
Propiedades Dinámicas Experimentales. Función de Transferencia D_{θ} .	F 2.40
Estudios IECS. Estratigrafía y Props para Análisis. Perfil Estratigráfico y Props Mecánicas.	F 2.41
Estudios IECS. Estratigrafía y Props para Análisis. Características Geom y Mec de Pilotes.	F 2.42
Estudios IECS. Estratigrafía y Props para Análisis. Evolución Hund 1967-1998, Esq A - 14.	F 2.43
Estudios IECS. Estratigrafía y Props para Análisis. Esfuerzos y Presiones, variación c/prof.	F 2.44
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Capacidad de Carga Pilotes, sin Fricción Negativa.	F 2.45
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Capacidad de Carga Pilotes, con Fricción Negativa.	F 2.46
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Efectos Fricción Pilote 1967, de Esq y de Centro.	F 2.47
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Efectos Fricción Pilote 1967, de Borde: Z y Y.	F 2.48
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Efectos Fricción Pilote 1980, de Esq y de Centro.	F 2.49
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Efectos Fricción Pilote 1980, de Borde: Z y Y.	F 2.50
Estudios IECS. Comportamiento Pilotes. Vástago Metálico. Comportamiento $\sigma - \epsilon$ y P- Δ .	F 2.51

III. REVISIÓN DE RESULTADOS .

Revisión Límites De Falla. Revisión de Acero de Refuerzo en Columnas.	T.3.1
Revisión Límites De Servicio. Desplazamientos. Isométrico, Combinación Carga 10.	F 3.1
Revisión Límites De Servicio. Desplazamientos. Losa de Azotea, Comb n Carga 10.	F 3.2
Revisión Límites De Servicio. Desplazamientos. Isométrico, Combinación Carga 15.	F 3.3
Revisión Límites De Servicio. Desplazamientos. Losa de Azotea, Comb n Carga 15.	F 3.4