



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

"ACATLAN"

RECIMENTACION DEL EDIFICIO UBICADO EN  
LIVERPOOL No. 39, COLINDANTE AL CENTRO  
DE COMERCIO DE E. U.



TESIS PROFESIONAL  
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
INGENIERO CIVIL  
PRESENTA:  
ERNESTO GARCIA TERAN

ESTADO DE MEX.



1990



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

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

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

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

## INDICE GENERAL

CAPITULO	T E M A	PAG.
	INTRODUCCION	
I	ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO.	1
I.1	ZONA LACUSTRE (LOCALIZACION).	2
I.1.1	CARACTERISTICAS DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985.	5
1.2	ANALISIS GEOTECNICO.	6
1.2.1	SUB - ZONIFICACION.	8
II.	CRITERIOS PARA DISEÑO DE RECIMENTACIONES.	10
II.1	TECNICAS PARA RECIMENTAR.	13
II.1.1	DESCRIPCION DE MECANISMOS DE CONTROL.	15
II.2	ANALISIS GEOTECNICO.	17
II.2.1	CONDICIONES DE ANALISIS.	17
II.3	ANALISIS DE LA CIMENTACION.	18
II.3.1	CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION CONSIDERANDO PILOTES INDIVIDUALES.	18
II.3.2	CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION CONSIDERANDO EL TRABAJO DE GRUPO.	19
II.3.3	DISTRIBUCION DE PILOTES.	20
II.3.4	EFICIENCIA DE GRUPOS DE PILOTES.	20
III	INSTRUMENTOS PARA CONTROL.	22
III.1	PLANEACION DE LA INSTRUMENTACION.	23
III.1.1	VARIABLES QUE SE PUEDEN MEDIR.	25
III.1.2	PLANEACION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION	26
III.1.3	ACTIVIDADES PREVIAS A LA INSTALACION DE APARATOS.	26

CAPITULO	T E M A	PAG.
III.1.4	COSTOS DE LA INSTRUMENTACION.	27
III.1.5	SELECCION DE INSTRUMENTOS.	28
III.2	NIVELACIONES TOPOGRAFICAS.	30
III.3	PIEZOMETROS NEUMATICOS.	32
IV	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE RECIMENTACION	34
IV.1	REQUERIMIENTOS DE LOS PILOTES DE CONTROL.	35
IV.2	PROCESO CONSTRUCTIVO.	36
V	SISTEMA DE ANALISIS, DISEÑO Y CONTROL.	39
V.1	SOLUCION DE ELEMENTO FINITO PARA UNA CIMENTACION FLEXIBLE.	39
V.2	PROGRAMA DE COMPUTADORA ELEMENTO FINITO PARA CIMENTACIONES FLEXIBLES.	46
V.3	ANALISIS MATRICIAL PARA GRUPOS DE PILOTES.	47
VI	SOLUCION AL PROBLEMA DEL EDIFICIO.	52
VI.1	ANTECEDENTES	52
VI.1.1	COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION ANTE EL SISMO	52
VI.1.2	NECESIDAD DE RECIMENTAR	53
VI.2	INTERPRETACION ESTRATIGRAFICA	54
VI.2.1	EXPLORACION DE CAMPO.	54
VI.2.2	ESTRATIGRAFIA DEL SITIO Y PROPIEDADES MECANICAS	54
VI.3	ANALISIS GEOTECNICO.	56
VI.3.1	CONDICIONES DE ANALISIS.	56
VI.3.2	ANALISIS DE LA CIMENTACION.	57
VI.3.3	DISTRIBUCION DE PILOTES.	60
VI.4	PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA RECIMENTACION.	61

CAPITULO	T E M A	PAG.
VI.4.1	REFUERZO DE LA CIMENTACION EXISTENTE.	61
VI.4.2	NIVELACION DEL EDIFICIO.	62
VI.4.3	CORRECCION DE LA EXCENRICIDAD.	62
VI.5	ESTRUCTURAS VECINAS.	64
	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	
	ANEXO.	

## INTRODUCCION

## INTRODUCCION

El presente trabajo es la Tesis para obtener el grado de Ingeniero-Civil que otorga la Universidad Nacional Autónoma de México en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Acatlán y es el resultado de investigaciones encaminadas al área de Geotecnia y particularmente a la Mecánica de Suelos.

Después de concluir los estudios correspondientes al Primer Semestre de la Licenciatura ocurrieron los sismos del 19 y 20 de Septiembre de 1985 que provocaron los daños conocidos por todos los mexicanos y especialmente los habitantes del Distrito Federal.

Este es el motivo fundamental por el que la investigación realizada tiende al conocimiento del diseño y tratamiento de las condiciones a las que una edificación es sometida durante un movimiento sísmico que se desarrolla en el suelo de la Ciudad de México.

El desarrollo de la investigación se presenta en seis capítulos y un anexo; así podemos describirlos como:

**Capítulo I. Zona Lacustre de la Ciudad de México.** Es grande el número de tesis que tratan el tema de la Geotecnia del Valle de México, pero en este caso el análisis se concentra a la exploración realizada con pozos profundos y métodos geofísicos, así como los modelos geológicos de las rocas basales y materiales de depósito en lo que constituyó el Lago del Valle de México. Se reportan resultados interesantes respecto a la estructura de los materiales y de su comportamiento cuando ocurren ondas sísmicas.

**Capítulo II. Criterios para Diseño de Recimentaciones.** Después de los movimientos telúricos del 19 y 20 de septiembre de 1985, se observaron diversos comportamientos de las estructuras; varían desde las edificaciones intactas hasta colapsos en forma total. Para aquellos casos en los que la falla de la cimentación ocasionó asentamientos diferenciales fuertes y que la superestructura no sufrió daños irreparables, se diseña la recimentación para renovarla y que sea capaz de soportar nuevos movimientos. Aquí se presentan -- los tipos de cimentaciones profundas y la secuencia de análisis para el diseño de recimentaciones.

**Capítulo III. Instrumentos para Control.** Para cuantificar las variables en los materiales del suelo que intervienen en el diseño de la recimentación, y para conocer el comportamiento de la estructura durante la renovación, se presenta la instrumentación mínima que se utilizaría en un caso similar.

**Capítulo IV. Procedimiento Constructivo de Recimentación.** Es muy importante que un ingeniero geotecnista conozca los procedimientos constructivos de las obras que diseña, materiales, equipos y personal que intervienen. --- Aquí se ilustra un procedimiento constructivo muy general que dependiendo de las condiciones de un caso en particular este procedimiento se ajustará para optimizar los resultados.

**Capítulo V. Sistema de Análisis, Diseño y Control.** Después de realizar la exploración, los ensayos de laboratorio y contando con las características de la superestructura, se inicia el proceso de análisis y diseño de la recimentación. Por ello este capítulo se refiere al análisis en base al método del elemento finito aplicable al problema de recimentaciones.

**Capítulo VI. Solución al Problema del Edificio.** Se presenta un caso práctico de una recimentación donde se aplican algunos de los conceptos men cionados en los capítulos anteriores y sus resultados.

## CAPITULO I

## CAPITULO I ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MEXICO

Para comprender el comportamiento de las estructuras civiles ante sollicitaciones sísmicas, hay que conocer un poco acerca del Planeta que habitamos y de las Leyes Físicas que lo gobiernan.

De las Ciencias de la Tierra, tomamos de la Geología Física los siguientes datos:

Nuestro Planeta está formado de un Núcleo Interno, un Núcleo Externo, - el Manto y la Corteza; siendo todos excepto el último materiales en estado de fusión. Esto implica que la corteza está sujeta a corrientes magmáticas del interior.

La corteza la dividimos en Oceánica y Continental, siendo más delgada - la primera aunque de mayor densidad.

Bajo estas condiciones de temperatura, flujos magmáticos y cambios de - densidad de los materiales de la corteza, se lleva a cabo el fenómeno denominado DERIVA CONTINENTAL.

La teoría que estudia este fenómeno se denomina Tectónica de Placas y - nos hace evidente que el Continente Americano deriva hacia el noroeste; en la zona del Litoral Pacífico de México, existe una zona de contacto entre dos - placas tectónicas, la Placa Oceánica de Cocos y la Placa Continental de Norte América, Figura I.1.

Dicha teoría maneja diferentes tipos de contactos entre las Placas Tectónicas y en este caso se le llama Zona de Subducción. Esto indica que la Placa de Cocos, subduce o tiende a deslizarse debajo de la Placa de Norteamérica. Este movimiento de grandes masas de roca provoca una zona de resistencia al - deslizamiento, Figura I.2.

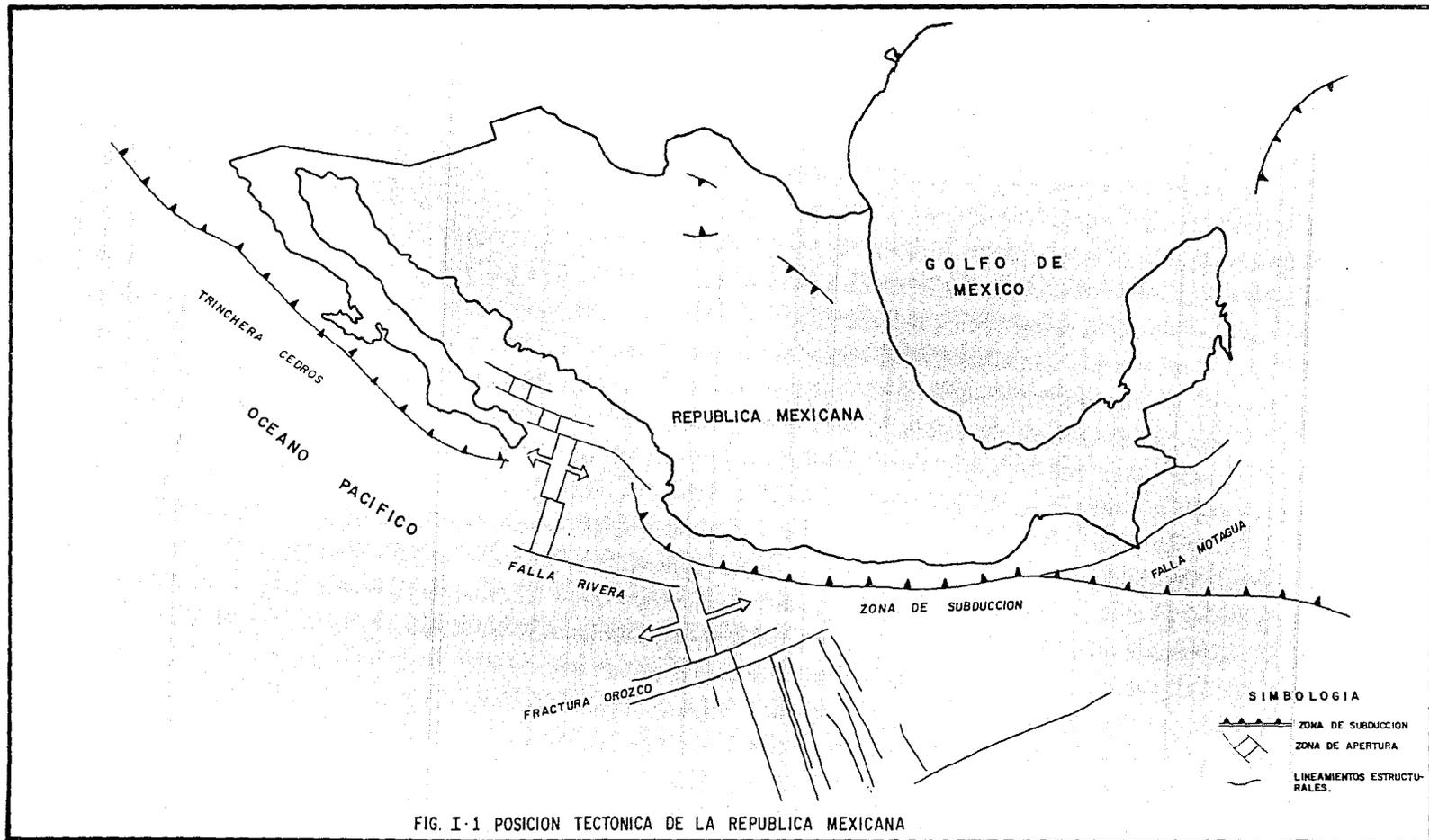


FIG. I-1 POSICION TECTONICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

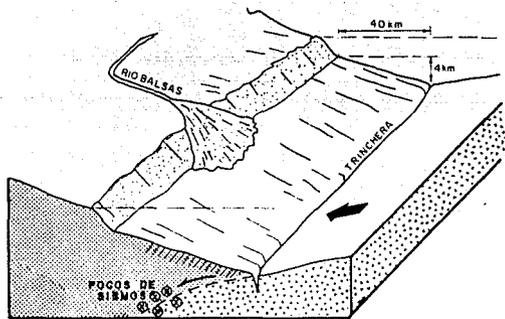


FIG I.2 POSICION TECTONICA DE LAS PLACAS DE COCOS Y DE NORTEAMERICA (ZONA DE SUBDUCCION).

### I.1. ZONA LACUSTRE

Después de los sismos de 1985 Petroleos Mexicanos realizó una exploración del Subsuelo del Distrito Federal que consistió en utilizar el Método Geofísico Sísmico de Reflexión y la Perforación de 5 Pozos de Sondeo Estratigráfico. Figura I.3.

Los resultados de la exploración se encuentran ordenados para su análisis de la siguiente manera:

En la Figura I.4 se ilustran las columnas geológicas cortadas por la barrenación de los 5 Pozos Exploratorios, el COPILCO - 1, TULYEHUALCO - 1, MIXHUCA - 1, ROMA - 1 y TEXCOCO - 1.

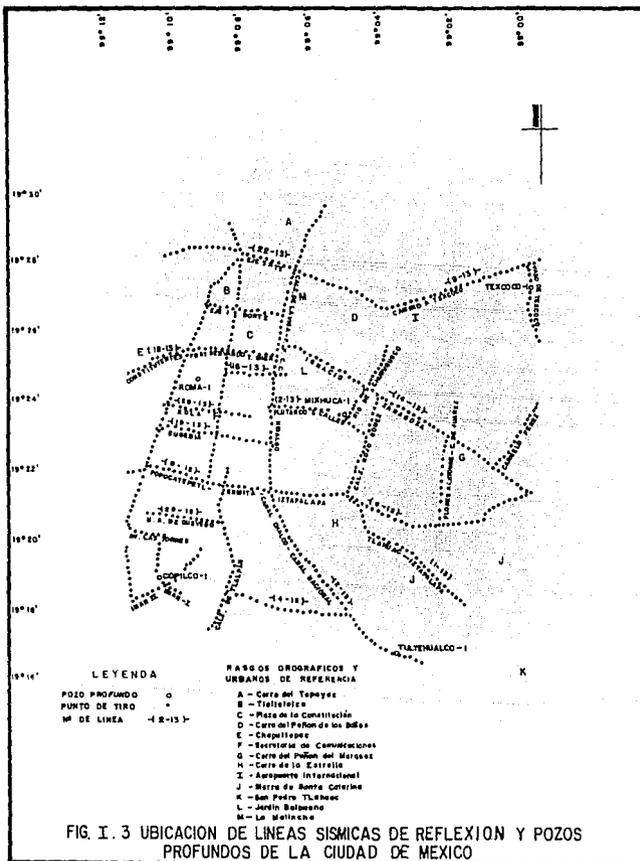
La Tabla I.1 muestra los espesores promedio de las diferentes unidades litológicas, para cada uno de los Pozos Exploratorios.

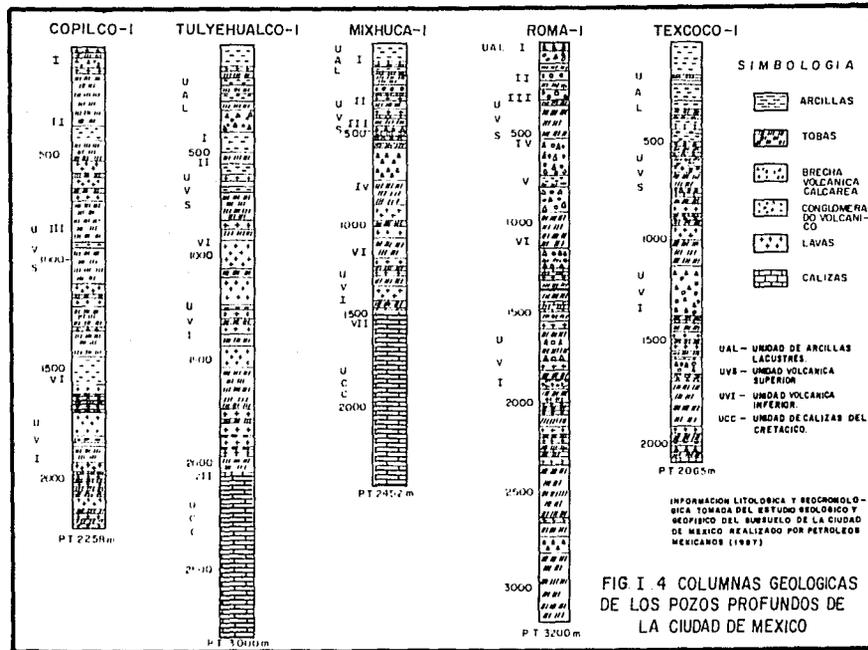
Como se utilizó el método sísmico de reflexión, se tiene que hacer una clasificación de tipos de materiales de acuerdo a la velocidad de propagación de ondas; esta clasificación se muestra en la Tabla I.2 y en las Figuras I.5 a I.11.

Con los datos obtenidos se construyó un modelo geológico en el que se incluye:

- I. Unidad de Arcillas Lacustres.
- II. Unidad Volcánica Superior.
- III. Unidad Volcánica Inferior.
- IV. Unidad de Calizas del Cretácico.

El modelo propone mediante la interpretación sísmica, la subdivisión de la unidad volcánica superior en cinco secuencias estratigráficas. Su distribución, espesor, fuente de suministro, relieve y estructura son también parte del modelo.





CONSTITUCION LITOLOGICA

SECUENCIA	COPILICO	TULYERUALCO	HUIXQUICA	ROMA
Lacustre	Ausente	Arcillas lacustres (300) Arcillas con Tobas (176) Basaltos (14)	Arcillas lacustres Arcillas con Tobas Basaltos (12)	Arcillas lacustres Arcillas con Tobas Basaltos (3)
I	Basaltos (20) Brechas (30) Tobas (80) Tobas Arcillosas (260)	Ausente	Conglomerados Tobaceos (50) Tobas Arcillosas (30-40) Basaltos (10)	Conglomerados (40-50) Arenas (15) Tobas (35)
II	Arcillas (60) Basaltos (130-90) Tobas (220)	Tobas Arcillas (40)	Arcillas Tobaceas (30) Conglomerado Tobaceo (140) Tobas (30)	Conglomerados (40) Tobas (30)
III	Tobas (90) Arcillas Basaltos (10-20) Arcillas arenosas (145) Arcillas Tobaceas (20-150)	Ausente	Conglomerado Tobaceo (30-60) Tobas (45) Brechas (85) Basaltos (16)	Tobas (220) Brechas (10) Basaltos (5)
IV	Ausente	Ausente	Basaltos (20-110) Tobas (25-40) Arenas (95)	Brechas (135) Arcillas arenosas (50)
V	Ausente	Ausente	Ausente	Brechas (135) Tobas (190) Basaltos (5)
VI	Basaltos (1-190) Tobas	Basaltos (1-190) Brecha arenosa (65) Brechas y Tobas (160)	Basaltos (15-50) Tobas (30-130)	Brechas y Tobas (100) Basaltos y brechas (200) Tobas y Basalto (1000) Brecha calcárea (45)
VII		Calizas marinas	Calizas marinas	

NOTA: Entre paréntesis se consignan los espesores mínimo y máximo, o promedio en metros de las diferentes unidades.

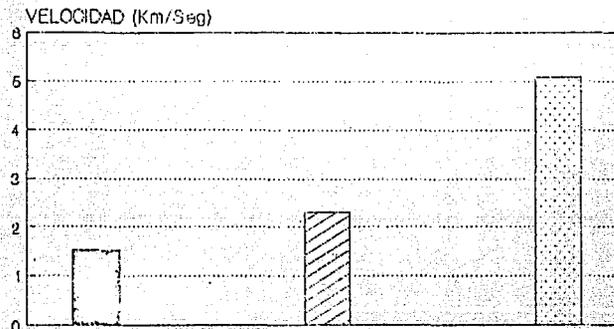
TABLA 1.1 CONSTITUCION LITOLOGICA DE LAS SECUENCIAS ESTRATIGRAFICAS DE LA CD. DE MEXICO

TABLA 1.2

VELOCIDAD Y DENSIDAD DE LOS COMPONENTES LITOLÓGICOS DE  
LA CIUDAD DE MEXICO

SECUENCIA	LITOLOGIA	VELOCIDAD (m/seg)	DENSIDAD (gr/cm <sup>3</sup> )
Lacustre	Arcilla lacustre	800	?
Lacustre	Arcilla lacustre	1,550	1.25
Lacustre	Tobas	2,300	1.85
Lacustre	Basaltos	5,100	2.55
I	Conglomerados	2,000 - 2,550	2.00
I	Tobas	2,350	2.05
II	Conglomerados	2,120	1.85 - 2.1
II	Tobas	2,150 - 2,450	2.00
II	Basaltos	5,100	2.55
III	Tobas	2,000 - 2,150	1.95 - 2.00
III	Brechas volcánicas	2,700 - 3,700	2.00 - 2.30
III	Conglomerados	2,300 - 3,000	1.75 - 2.00
III	Basaltos	5,100	2.55
III	Arcillas	2,350	2.00 - 2.10
III	Arcillas arenosas	2,770	2.00 - 2.20
IV	Arenas	2,180 - 2,900	1.90 - 2.00
IV	Tobas	3,550	2.20 - 2.40
IV	Brecha volcánica	2,750	2.00 - 2.25
IV	Arcillas arenosas	2,200	2.00
TV	Basalto	5,500	2.65
V	Tobas	2,900	2.10 - 2.20
V	Brechas volcánicas	2,500 - 2,680	2.00
VI	Basaltos	5,100	2.60 - 2.70
VI	Tobas	2,650 - 4,690	2.0 - 2.65
VI	Brechas calcáreas	5,080 - 5,860	2.50 - 2.70
VI	Brechas volcánicas	3,050 - 3,390	2.20 y 2.45
VII	Calizas	6,000	2.7

# COMPONENTES LITOLOGICOS CIUDAD DE MEXICO



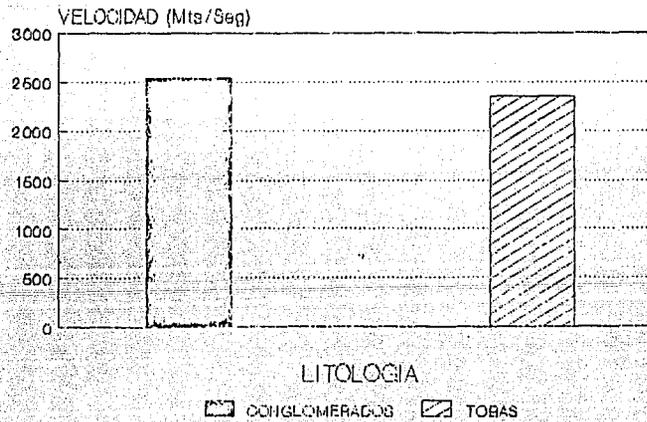
LITOLOGIA

AROLLA LACUSTRE TOBAS BASALTOS

SECUENCIA LACUSTRE

Fig. 1.5

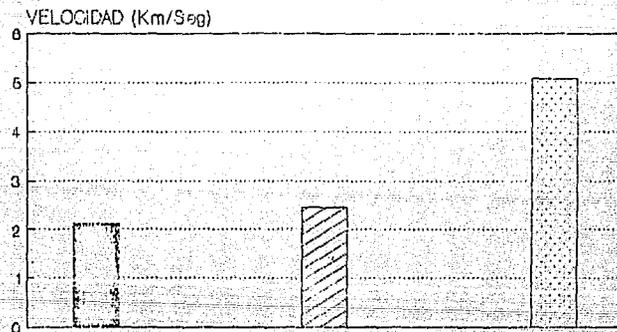
# COMPONENTES LITOLÓGICOS CIUDAD DE MEXICO



SECUENCIA I

Fig. 1.6

# COMPONENTES LITOLÓGICOS CIUDAD DE MEXICO



LITOLÓGIA



CONGLOMERADOS



TOBAS

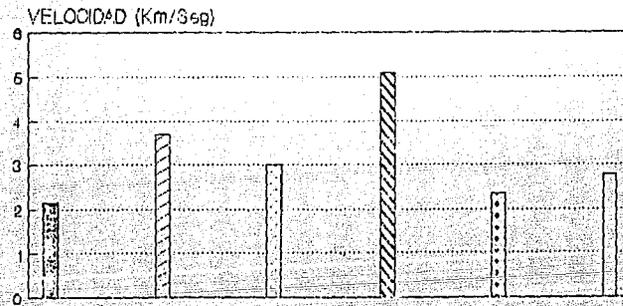


BASALTOS

SECUENCIA II

Fig. 1.7

# COMPONENTES LITOLOGICOS CIUDAD DE MEXICO



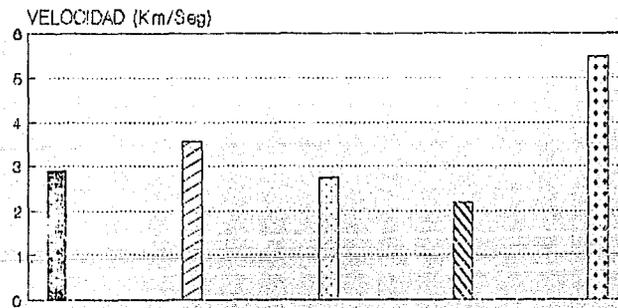
LITOLOGIA

- TOBAS
- BRECHAS VO
- CONGLOMER
- BASALTOS
- ARCILLAS
- ARCILLAS AR

SECUENCIA III

Fig. 1.8

# COMPONENTES LITOLÓGICOS CIUDAD DE MEXICO



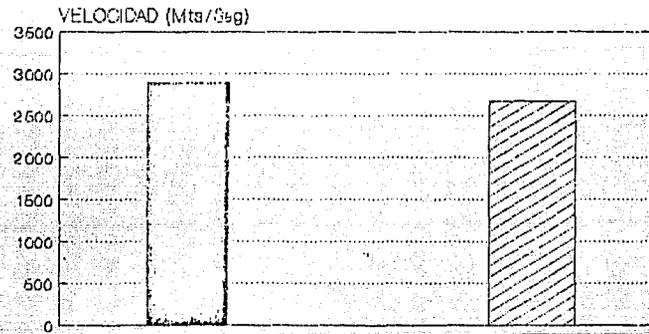
LITOLÓGIA

- ARENAS
- TCBAS
- BRECHA VOL
- ARCILLA ARE
- BASALTOS

SECUENCIA IV

Fig. 1.9

# COMPONENTES LITOLÓGICOS CIUDAD DE MEXICO



LITOLÓGICO

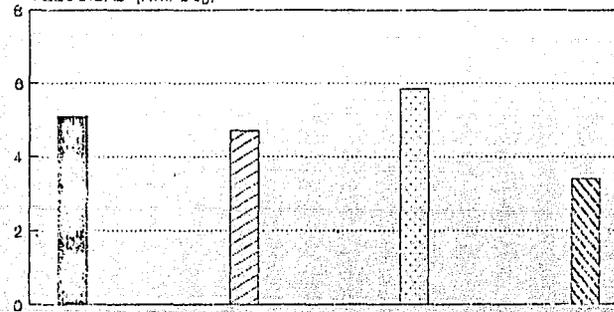
TOBAS BRECHA VOLCANICA

SECUENCIA V

Fig. 1.10

# COMPONENTES LITOLÓGICOS CIUDAD DE MEXICO

VELOCIDAD (km/Seg)



LITOLÓGICO

■ BASALTOS

▨ TÓBAS

▤ BRECHAS CA

▧ BRECHAS VO

SECUENCIA VI

Fig. 1.11

Mediante el análisis de distribución y espesor de las secuencias sísmicas se deduce que las fuentes de suministro y los centros de actividad volcánica en los alrededores de la Ciudad de México, han migrado considerablemente desde el Mioceno hasta el Presente.

Se infiere que la actividad volcánica del Mioceno se inició en el Norte de la ciudad para formar la Sierra de Guadalupe, continuando durante el Plioceno en el poniente para formar las Sierras de Monte Alto y las Cruces y finalizando en el Pleistoceno y Reciente en el Sur para formar las Sierras Chichinautzin y Santa Catarina.

Son de particular interés las propiedades físicas y estructura de las rocas calcáreas que forman una unidad relativamente homogénea de propiedades acústicas contrastantes con el resto de las rocas que las sobreyacen, y por otro las propiedades físicas, espesor y relieve de la unidad de arcillas lacustres, características que contribuyeron a la amplificación y duración anómala de los movimientos del suelo de la ciudad durante los sismos de septiembre de 1985. Figura I.12.

Dentro de la estructura Cretácica el Ajo Nixhuca por su orientación -- constituye un gigantesco bloque contra el que las ondas sísmicas generadas -- por terremotos con dirección de propagación dominante oeste - este, sufren fenómenos de reflexión, refracción y difracción hacia la superficie que contribuyen a la amplificación y duración de los movimientos del suelo de la ciudad. Figura I.13.

Por su parte las zonas de mayor espesor de la Secuencia Lacustre, tradicionalmente consideradas como zonas de alto riesgo sísmico por las propiedades físicas y comportamiento inelástico de sus constituyentes, fueron localizadas en el centro de la ciudad, al sur del Aeropuerto, en la región del Lago de Texcoco y en la región del antiguo Lago Chalco - Xochmilco.

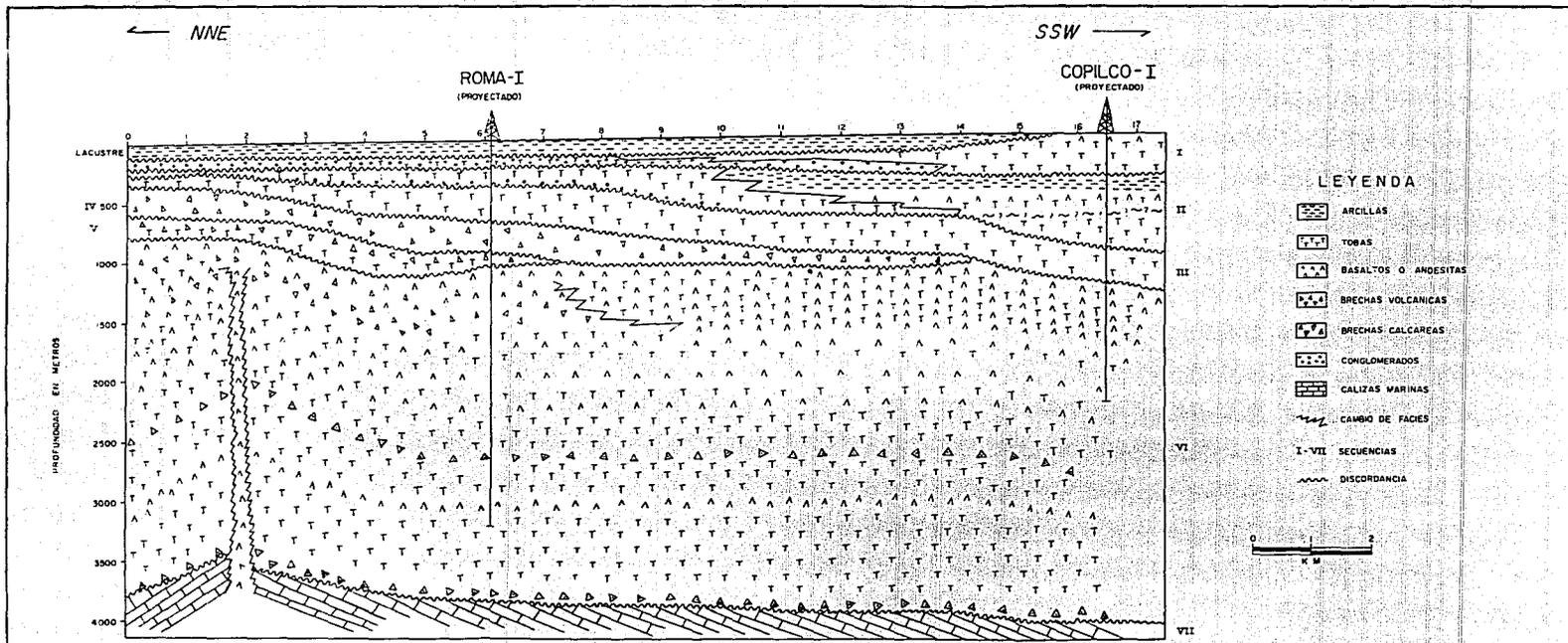


Figura I 12 Sección Geológica Diagramática Del Subsuelo De La Ciudad De México A Lo Largo Del Eje Lázaro Cárdenas



La zona del centro de la ciudad, considerada la más importante por la densidad y magnitud de construcciones en ella edificadas, se extiende desde la Colonia Morelos hasta la Obrera y del Eje Lázaro Cárdenas a la Avenida Morazán.

Las zonas de inestabilidad y deslizamiento de los materiales que constituyen la Secuencia Lacustre fueron localizadas en los flancos de Altos pre-existentes, como son el Flanco Occidental del Alto Roma - Tlatelolco y los Flancos Oriental y Occidental del Alto Balbuena - Malinche, asociados con fallas normales de salto variable entre treinta y noventa metros. Tabla I.3.

La distribución de los daños más graves en la Ciudad de México durante los sismos de septiembre de 1985 es tal que estos se localizan principalmente en la Zona del Lago.

Los modelos unidimensionales de propagación de ondas de cortante predicen con precisión razonable la primera parte de los registros de aceleraciones obtenidos el 19 de septiembre; pero en sitios de la zona arcillosa, la duración de los registros es mucho mayor que la predicha.

Este aumento de la duración del movimiento está ligado a la existencia de irregularidades laterales que generan enfocamientos de la energía sísmica incidente y ondas superficiales. En los registros de aceleración de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, aparecen movimientos que sugieren arri vos tardíos de ondas superficiales de amplitudes moderadas, en cambio en la Central de Abasto dichos arri vos son de gran amplitud.

Como los movimientos horizontales fueron predominantes, es muy probable que las ondas superficiales estuviesen guiadas por los depósitos profundos. - Ello permitiría explicar el aumento observado en la duración del movimiento.

ESTRUCTURA Y RELIEVE

ALTOS

Por Acumulación:

- Alto Tepeyac H-VI (subcircular)
- Alto Roma-Tlatelolco H-V, H-II, H-I (N-S)
- Alto Balbuena-Malinche H-III, H-II, H-I (N-S)
- Alto Universidad H-II, H-I (subcircular)

Estructurales:

- Alto Mixhuca H-VII (N-S)
- Alto Peñón del Marqués H-VII, H-VI, H-IV, H-II, H-I (subcircular)
- Alto Xico H-VII, H-VI, H-IV, H-III, H-II, H-I (subcircular)
- Alto Mixcoac H-VII (subcircular)

DEPRESIONES Y GRABENS

- Depresión de Copilco-Coapa H-VII, H-III (subcircular)
- Depresión Col. Napoles H-VII
- Graben Copilco H-VI (subcircular)
- Depresión Campestre-Churubusco H-IV (NW-SE)
- Graben Tenochtitlán H-IV, H-III, H-II (N-S)
- Depresión de Texcoco H-VI, H-IV, H-II, H-I, H-VII (subcircular)
- Depresión Tulyehualco H-II, H-I (NW-SE)
- Depresión del 5 del aeropuerto H-I (N-S)

FALLAS

A	Falla Mixhuca	NNW-SSW	caída al W salto	1,650 a 2,050 m	H-VII
A	Fallas del Graben Copilco	NNE-SSW	salto	130 m	H-VI
A	Fallas del Graben Marqués	N-S	salto	30 m	H-VI
C	Fallas del Horst Marqués	NE-SE	salto	30 m	H-VI, H-IV, H-III, H-II, H-I
C	Fallas del Cerro de la Estrella	NE-SW	salto	30 m	H-VI, H-IV, H-III, H-II, H-I
B	Fallas del Graben Tenochtitlán	N-S	salto	50 a 90 m	H-IV, H-III, H-II, H-I
B	Falla aeropuerto	N-S	caída al E salto	30 m	H-IV, H-III, H-II, H-I

Nota: H-I indica que el rasgo referido está presente en el horizonte I.  
(N-S) indica que su dirección es norte sur.

TAHIA 1.3 ESTRUCTURA Y RELIEVE DEL SUBSUELO DE LA CIUDAD DE MEXICO

#### I.1.1. CARACTERISTICAS DEL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 1985

El sismo del 19 de septiembre de 1985 presentó varias características - que lo hacen excepcional en la historia sísmica documentada de la ciudad, éstas son las siguientes:

Su magnitud alcanzó el valor extremadamente alto de 8.1 en la escala de Richter.

Desde el origen, su espectro de frecuencias se caracterizó por su riqueza en frecuencias bajas. El movimiento fue casi armónico, con periodo dominante de dos segundos en la zona central de la ciudad.

La intensidad tan alta apreciada en ciertas zonas de la ciudad, aún - cuando el epicentro distaba más de 300 km; la intensidad sísmica en la periferia del Valle de México fue de VI (Escala de Mercalli modificada), en tanto - que en zonas circunscritas del centro de la ciudad alcanzó intensidades entre VIII y IX.

Los factores de amplificación entre las aceleraciones del terreno en la zona blanda de la ciudad y la zona rocosa de su periferia fueron muy altos.

La duración de más de un minuto en un temblor de esta magnitud no tiene precedente en los registros instrumentales del país.

El Dr. Daniel Resendiz señaló que en los edificios gravemente dañados - la cimentación no mostró falla más que en un 10%, agudamente Resendiz relacionó este hecho al uso de mayores márgenes en el diseño de cimentaciones, lo - cual puede verse como razonable, si se considera que la falla de la cimentación suele implicar la del edificio.

## I.2. ANALISIS GEOTECNICO

Desde el punto de vista geotécnico, la estratigrafía de la Zona Lacustre de la Ciudad de México se define de la siguiente manera:

### Manto Superficial.

Constituido por depósitos de materiales heterogéneos de tipo arenoso - arcilloso o areno - limoso; también se localizan rellenos artificiales que algunas veces llegan a alcanzar hasta diez metros de profundidad.

### Formación Arcillosa Superior.

Son suelos formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de tamaño ultrafino, que da origen a formaciones arcillosas de alta compresibilidad, cuyos espesores oscilan entre los quince y treinta y cinco metros, - con inter - estratificaciones de arena fina del tipo pumítico, vidrio volcánico, limo y restos fósiles.

### Capa Dura.

Conformada generalmente por suelos limo - arenosos de alta compacidad, - altamente cementados. La delimitación de esta capa se ha realizado en base a múltiples exploraciones, resultando un espesor promedio de tres metros.

### Formación Arcillosa Inferior.

Compuesta por arcillas volcánicas semejantes a las de la formación arcillosa superior, aunque más consistentes y con contenidos de agua mucho menores que la hacen menos compresible, su espesor varía entre cuatro y catorce - metros.

**Depósitos Profundos.**

Son depósitos de origen aluvial constituidos por una mezcla heterogénea de arenas y grava altamente cementadas, separadas por intercalaciones de limo o arcillas - arenosas, ubicada entre veinte y cuarenta metros de profundidad.

### I.2.1. SUB - ZONIFICACION

La Zona Lacustre se divide en tres sub - zonas (Figura I.14) atendiendo a factores independientes tales como:

- a) Espesor y propiedades de la costra superficial.
- b) La consolidación inducida en cada sitio.

#### Sub - Zona Lago Virgen.

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación, sin embargo el crecimiento desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie. La estratigrafía típica arriba de la capa dura se ilustra en la Figura I.15. En la Tabla I.4 se presentan las propiedades medidas de los estratos.

#### Sub - Zona Lago Centro I.

Está asociada al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de este siglo y ha estado sujeto a cargas generadas por construcciones pequeñas y medianas, las propiedades mecánicas del subsuelo en esta sub - zona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II. Las características estratigráficas propias de esta sub - zona se presentan en la Tabla I.5 y en la Figura I.16 la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior.

#### Sub - Zona Lago Centro II.

Esta sub - zona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas en la superficie ha sido muy variable; esta situación ha provocado que en esta sub - zona se encuentren las siguientes condiciones extremas:

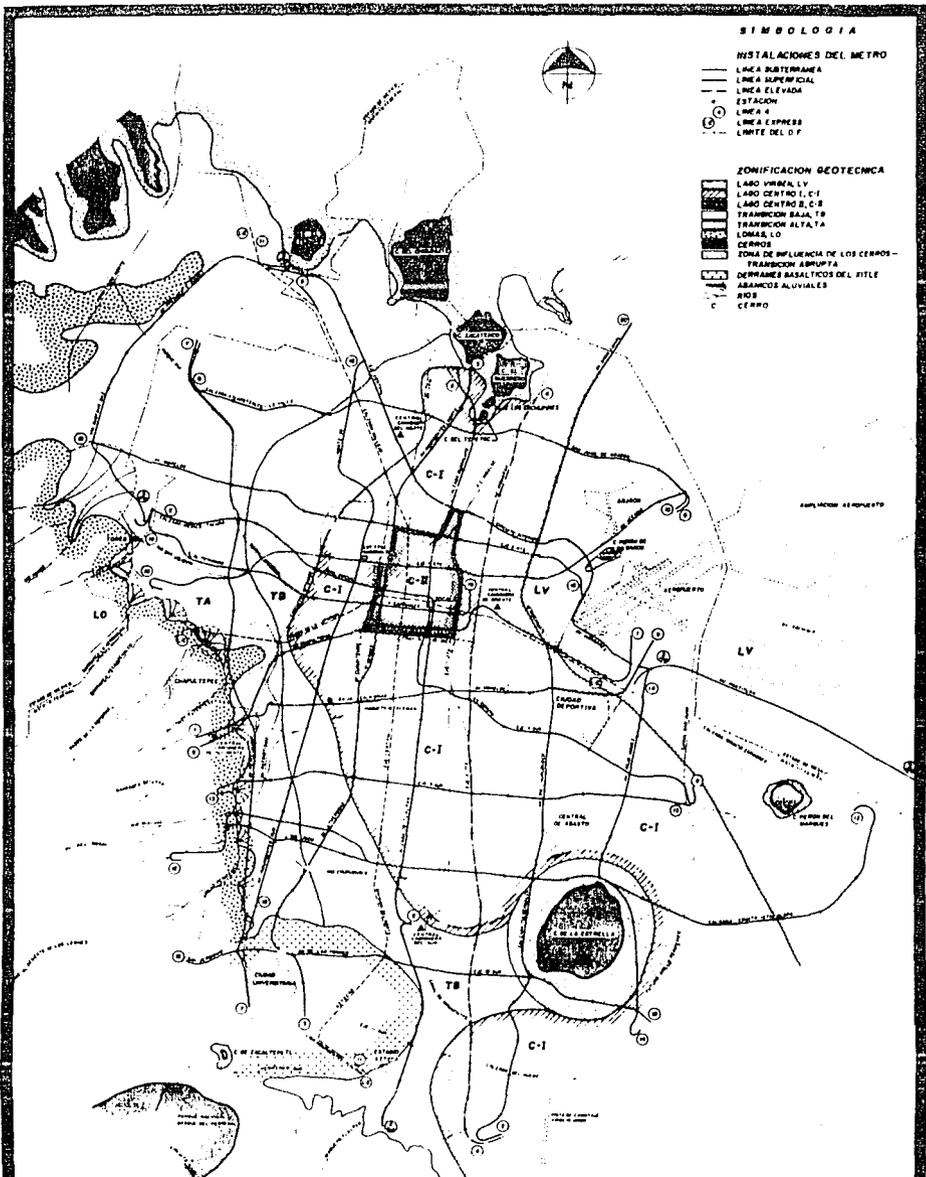


FIG. I. 14 ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO



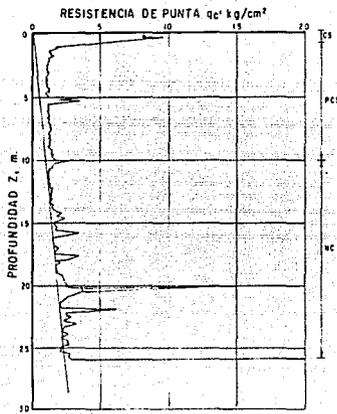


FIG I.15 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA LAGO VIRGEN

SIMBOLOGIA

- CS - COSTRA SUPERFICIAL
- PCS - PRECONSOLIDACION SUPERIOR
- NC - NORMALMENTE CONSOLIDADO

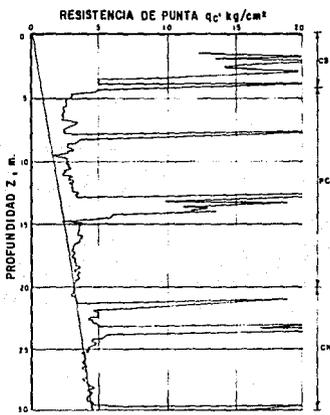


FIG 1.16 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DEL LAGO CENTRO I

SIMBOLOGIA

- CB - COSTRA SUPERFICIAL
- PC - PRECONSOLIDACION
- CN - CONSOLIDACION NORMAL

TABLA I.4 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	38 a 40	1.15	0.5 a 1.0	-
Capa dura**	1 a 2	-	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	15 a 30	1.25	3 a 4	-

TABLA I.5 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	4 a 6	1.6	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 30	1.2	1 a 2	-
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 26
Serie arcillosa inferior	8 a 10	1.3 a 1.35	5 a 8	-

TABLA I.6 ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor en m	$\gamma$ , en t/m <sup>3</sup>	c, en t/m <sup>2</sup>	$\phi$ , en grados
Costra superficial	6 a 10	1.7	4	25
Serie arcillosa superior	20 a 25	1.3	3	-
Capa dura**	3 a 5	1.5 a 1.6	0 a 10	25 a 36
Serie arcillosa inferior	6 a 8	1.3 a 1.4	6 a 12	-

\* En orden de aparición a partir de la superficie.

\*\* La información disponible es muy limitada; los parámetros presentados corresponden a pruebas triaxiales CU.

a) Arcillas fuertemente consolidadas por efectos de rellenos y grandes-sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales.

b) Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo.

c) Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Así mismo el intenso bombeo para surtir de agua a la ciudad refleja en el aumento general de la resistencia de estratos de arcillas por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la Figura I.17, Tabla I.6.

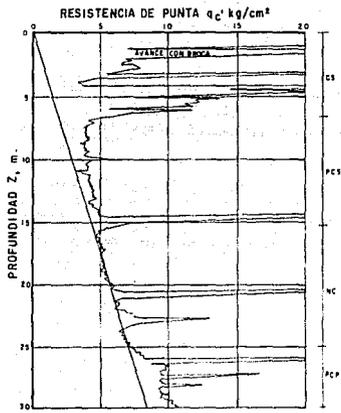


FIG I.17 SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA SUBZONA DEL LAGO CENTRO II

SIMBOLOGIA

- CS - COSTRA SUPERFICIAL
- PCS - PRECONSOLIDACION SUPERIOR
- NC - NORMALMENTE CONSOLIDADO
- PCP - PRECONSOLIDACION PROFUNDA

## CAPITULO II

## CAPITULO II CRITERIOS PARA DISEÑO DE RECIMENTACIONES

### ANTECEDENTES :

Debido a las condiciones del subsuelo en la Zona Lacustre de la Ciudad de México y a la acción sísmica extraordinaria, del 19 y 20 de Septiembre de 1985 las edificaciones de ciertas manzanas sufrieron diferentes grados de afectación, desde la ruptura de vidrios hasta colapsos en forma total.

Algunos edificios que se afectaron al fallar la cimentación y presentar desplomes, fueron rehabilitados utilizando técnicas geomecánicas de recimentación.

Se muestra el estado actual del conocimiento, en lo que concierne a las técnicas para el diseño de recimentaciones.

Para diseñar se requiere información geotécnica del subsuelo y de cómo fue proyectada la cimentación original y construida.

### Comportamiento de cimentaciones.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades.

En efecto, es necesario tomar en cuenta:

- a) La baja resistencia al esfuerzo cortante en arcillas.
- b) Su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.

c) La existencia del hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos y la sobrecarga de los pilotes o por fricción negativa,

d) La frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el Valle.

#### CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE PUNTA.

El comportamiento de las cimentaciones sobre pilotes de punta apoyados en la primera o segunda capa resistente fue aparentemente adecuado en la mayor parte de los casos. Figura II.1.

Generalmente se observó que el suelo localizado en la periferia de la construcción presentaba después del sismo un asentamiento importante pero sin consecuencias graves para la misma. Lo anterior puede atribuirse a cierta separación entre el grupo de pilotes y el suelo circundante y la desaparición parcial o total de la fricción negativa, con el consecuente asentamiento del suelo sometido bruscamente a la totalidad de su peso propio.

Sin embargo, existen evidencias de que cimentaciones de este tipo presentaron problemas más serios.

En ciertos edificios, los pilotes de la periferia no soportaron estructuralmente las sollicitaciones de flexo compresión inducidas por el momento de volteo y de la fuerza cortante al nivel de la cimentación; en particular se observaron fallas de la cabeza de los pilotes. El hecho de que este tipo de falla se haya podido observar fue excepcional, esto hace sospechar que este problema pudo haberse presentado en otros casos, especialmente en estructuras esbeltas de gran altura. La vulnerabilidad estructural de los pilotes frente a las acciones sísmicas se ve además fuertemente incrementada por la emersión que se presenta a consecuencia del hundimiento regional.

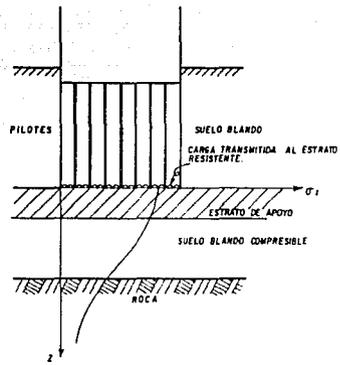


FIG. II. I CIMENTACION SOBRE PILOTES DE PUNTA

También se presentaron desplomes importantes en edificios sobre pilotes de punta que hacen factible la hipótesis de que, en algunos casos, los pilotes hayan llegado a penetrar en la capa resistente de apoyo o bien que estos se hayan pandeado o colapsado.

#### CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.

Suelen usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir los asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos. Excepcionalmente se usan como sistema principal de cimentación. Figura II.2.

Para este tipo de cimentación fue posible distinguir claramente dos tipos de comportamiento inadecuado; estos son:

Hundimiento brusco durante el sismo de construcciones pesadas, generalmente de grandes dimensiones en planta.

Desplomes permanentes y en un caso, colapso total por volcamiento de estructuras esbeltas con insuficiente número de pilotes.

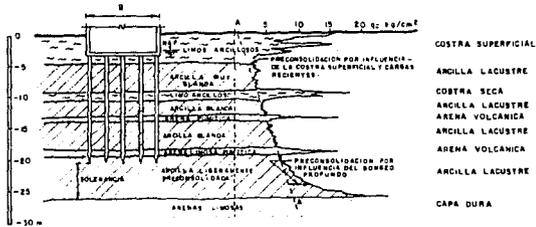


FIG. II.2 CIMENTACION SOBRE PILOTES DE FRICCION

## II.I TÉCNICAS PARA RECIMENTAR

Las técnicas de recimentación se han desarrollado en la Ciudad de México debido a la heterogeneidad y deformabilidad del subsuelo. La técnica más aplicada es a base de PILOTES DE CONTROL, inicialmente desarrollada por el Ing. Manuel González-Flores. Figura N° II.3

Para plantear de manera confiable una recimentación usando pilotes de control, es necesario hacer previamente un repaso a esta importante concepción, para apoyar edificios pesados en suelos saturados de baja resistencia al corte y en proceso de consolidación, impone una triple condición para lograr resultados satisfactorios, evitar por una parte la consolidación del suelo por sobrecarga, a la vez que permitir asentamientos del edificio igualando su velocidad a la del suelo y finalmente mantener el edificio a plomo. El simple hecho de permitir que el pilote atraviese la losa de cimentación para instalar el control, combina 4 formas de apoyo del edificio que suma de manera automática sus benéficos efectos.

Los objetivos que se pretenden lograr se utilizan pilotes de control son:

- a) Evitar que los edificios apoyados sobre pilotes de punta sobresalgan con respecto a las banquetas y calles.
- b) Evitar el fenómeno de FRICCIÓN NEGATIVA en forma desigual entre pilotes centrales y extremos.
- c) Evitar que la sobrecarga constante en los pilotes de esquinas haga que dichos pilotes penetren más que en el centro.
- d) Evitar que al colgarse el material de los pilotes, se forme una losa que incline a los edificios vecinos.

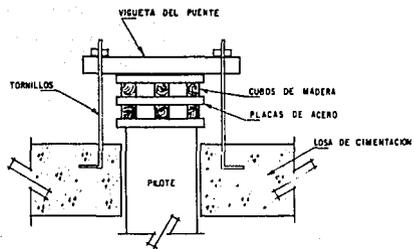


FIG. II.3 ESQUEMA DE LA CABEZA DE UN PILOTE DE CONTROL.

e) Evitar el desplome de los edificios, ya que si se cuenta con pilotes de control, siempre puede moverse al centro de gravedad el soporte de los pilotes, aumentando o disminuyendo la carga que ellos soportan en su cabeza.

f) Evitar cuando se trata de pilotes de fricción, que como éstos trabajan a LA FALLA, esto es, al irse clavando conforme el terreno se va consolidando. También en el caso de un sismo, especialmente si los edificios son eg beltos, pueden inclinarse como hay muchos casos en la Ciudad de México.

g) Para evitar todo lo anterior, se proyectó que los pilotes no queden nunca abajo de las trabes, ni abajo de las columnas, sino a un lado, que atraviesen la cimentación y sobresalgan encima de la losa, poniendo sobre la cabeza del pilote un puente y de los extremos del mismo, tornillos que trabajarán como tirantes. Figura II.4.

h) Teniendo en cuenta que los pilotes son fijos, el edificio puede bajar o subir con respecto a ellos y se hace posible el poder descender un edificio al quitar la carga que soportan los pilotes o subirlo si se pone un gato entre el puente y los pilotes.

#### RESTRICCIONES :

No obstante su eficacia, este tipo de control tiene dos enemigos MORTALES, uno es el volteo del cabezal y otro la ausencia de mantenimiento.

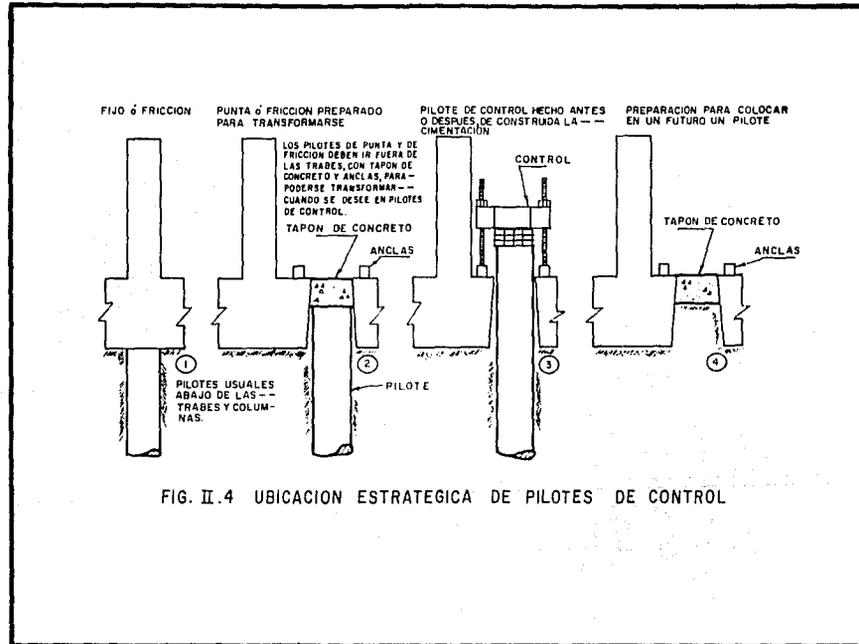


FIG. II.4 UBICACION ESTRATEGICA DE PILOTES DE CONTROL

### II.1.1. DESCRIPCIÓN DE MECANISMOS DE CONTROL

La necesidad de poder manejar la carga de la estructura, transmitiendo parte de ella a estratos profundos resistentes y poco compresibles mediante los pilotes y el resto de la carga a estratos superficiales mediante el contacto de la losa con el suelo, llevaron a diseñar un mecanismo de control que hiciera de los pilotes sueltos unos pilotes controlables.

Este mecanismo de control está formado por los siguientes elementos:

a) Un puente (cabezal) unido a la losa o dados de la cimentación de la estructura, está compuesto por dos secciones cajón, espalda con espalda.

b) Anclas tipo araña, ahogadas en la losa o dado de cimentación, consistente en una placa de acero perfil U y varillas de acero.

c) Tornillos de acero (espárragos), con tuercas de ajuste, en ambos extremos, que unen el puente con la placa U.

d) Celdas de deformación constituidas de cubos de madera (caobilla) de 5 X 5 X 5 cm colocados entre el puente y el pilote en una o varias capas, siendo la unión entre los pilotes y la superestructura. Estos elementos tienen una capacidad de carga individual máxima del orden de 3 ton dentro de su rango de deformación elástica. La carga que el pilote reciba de la estructura dependerá del número de cubos y del rango de deformación en el cual estén trabajando éstos Figura N° II.5.

El número de capas de cubos que se colocan sirven para aumentar la capacidad de deformación de la celda (los cubos se deforman hasta 3/4 de su altura, dentro de su rango plástico, sin embargo es usual reemplazarlos a una deformación máxima del 40%).

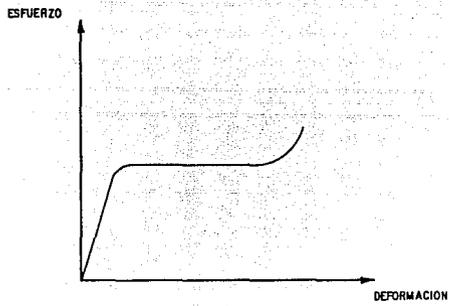


FIG. II .5 GRAFICA ESFUERZO-DEFORMACION EN COMPRESION SIMPLE DE UN CUBO DE CAOBILLA UTILIZADA EN PILOTES DE CONTROL.

Siendo usual colocar tres capas para evitar inestabilidad por excentricidad de las cargas.

Cuando se termina el rango de deformación plástica del dispositivo, la carga que le transmite al pilote crece, y es el momento teóricamente, de reemplazar los cubos, se recomienda efectuar el cambio antes de este límite (1.5-cm de deformación por capa de cubos), a menos que el comportamiento de la estructura sea tal que requiera transmitir una proporción mayor o inclusive toda la carga a los pilotes (cuando se dan hundimientos mayores a los permisibles), en cuyo caso es mejor aumentar el número de cubos. La manera de hacer el cambio es aflojar las tuercas, el puente y los elementos deformados (cubos), colocando elementos nuevos y ajustando nuevamente las tuercas. En esta maniobra, deberá cuidarse que no se realice simultáneamente en pilotes contiguos o de la misma zona, porque ocasionaría un incremento de carga local por el contacto de la losa con el suelo que causaría asentamientos locales, lo indicado es cambiarlos en pilotes alternados.

Cuando la cabeza del pilote ha emergido de tal forma que el espacio para colocar los nuevos elementos sea muy reducido o la dificulte, se demuele lo necesario de la cabeza del pilote y se cabecea (recolar parte de lo demolido) de tal forma que se deje una superficie plana y horizontal para apoyar nuevamente los cubos.

## CAPITULO II CRITERIOS PARA DISEÑO DE RECIMENTACIONES

### ANTECEDENTES :

Debido a las condiciones del subsuelo en la Zona Lacustre de la Ciudad de México y a la acción sísmica extraordinaria, del 19 y 20 de Septiembre de 1985 las edificaciones de ciertas manzanas sufrieron diferentes grados de afectación, desde la ruptura de vidrios hasta colapsos en forma total.

Algunos edificios que se afectaron al fallar la cimentación y presentar desplomes, fueron rehabilitados utilizando técnicas geomecánicas de cimentación.

Se muestra el estado actual del conocimiento, en lo que concierne a las técnicas para el diseño de cimentaciones.

Para diseñar se requiere información geotécnica del subsuelo y de cómo fue proyectada la cimentación original y construida.

#### Comportamiento de cimentaciones.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la Ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades.

En efecto, es necesario tomar en cuenta:

- a) La baja resistencia al esfuerzo cortante en arcillas.
- b) Su alta compresibilidad que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos.



### II.3. ANALISIS DE LA CIMENTACION

La estabilidad de las cimentaciones piloteadas deben revisarse de -- acuerdo a dos mecanismos de falla:

- a) Considerando la suma de las capacidades individuales de los pilotes.
- b) Tomando en cuenta el trabajo del grupo.

El número de pilotes necesario para absorber las sollicitaciones estáticas y sísmicas corresponde al menor de los obtenidos en ambos mecanismos.- Figura II.7.

#### II.3.1. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION CONSIDERANDO PILOTES DE FRICCIÓN INDIVIDUALES

Capacidad de carga individual. Se revisará considerando la fricción - desarrollada a lo largo de cada pilote, con la siguiente expresión:

$$Q_f = p \sum_{i=1}^n c_i \Delta z_i$$

$Q_f$  = capacidad de carga por fricción

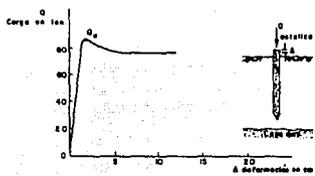
$p$  = perímetro del pilote

$c$  = cohesión del estrato

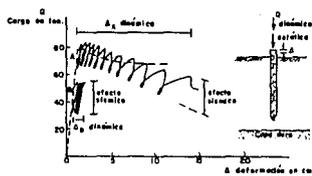
$\Delta z$  = espesor del estrato

$n$  = número de estratos que atraviesa el pilote.

Número de pilotes. El total de pilotes en condiciones de trabajo debe cumplir el límite siguiente:



a) CONDICION ESTATICA



A y B CONDICIONES DE TRABAJO ESTÁTICO DE LOS PÍLOTES

b) CONDICION DINAMICA

FIG. II. 7 COMPORTAMIENTO DE LOS PÍLOTES DE FRICCIÓN

$$F_R N Q_f \geq F_c W$$

$F_R$  = factor de reducción, 0.7  
 $N$  = número de pilotes  
 $Q_f$  = capacidad de carga por fricción  
 $F_c$  = factor de carga, 1.4 estático y 1.1 sísmico  
 $W$  = cargas transmitidas por la estructura

En condiciones estáticas, el valor  $W$  en la ecuación anterior es:

$$W_e = (CM + CV) + WL - W_c$$

$CM + CV$  = carga muerta más carga viva máxima.  
 $WL$  = peso del lastre (si es necesario)  
 $W_c$  = carga compensada por la excavación

En condiciones sísmicas,  $W$  corresponde a la sobrecarga inducida en la combinación de momentos de volteo más desfavorable.

### II.3.2. CAPACIDAD DE CARGA DE LA CIMENTACION CONSIDERANDO EL TRABAJO DE GRUPO (FIGURA II.8)

La capacidad de carga del grupo se calcula como la suma de la capacidad por fricción de la envolvente del grupo de pilotes, aumentada de la capacidad por punta de toda el área que ocupa el prisma definido por ellos; así se tiene:

$$Q_g = P_g c_m + c_d N_c A_g$$
$$N_c = 5.2 (1 + 2.0 D/B) (1 + 0.2 B/L)$$

$Q_g$  = capacidad última del grupo  
 $P_g$  = área perimetral de la envolvente  
 $c_m$  = cohesión media de los estratos atravesados por los pilotes  
 $c_d$  = cohesión media bajo la punta de los pilotes



$N_c$  = factor de capacidad de carga

$D/B$  = relación de la profundidad de la punta de los pilotes al ancho de prisma que interviene en la falla, 0.5 (valor límite)

$B/L$  = relación del ancho al largo del prisma que interviene en la falla.

### II.3.3. DISTRIBUCION DE PILOTES

La separación uniforme de pilotes adicionales está restringida por la colocación de los pilotes preexistentes y por la distancia entre claros de las trabes de cimentación.

### II.3.4 EFICIENCIA DE GRUPOS DE PILOTES

Cuando algunos pilotes están sujetos a una parte de la losa de cimentación, constituyendo una capacidad por pilotes, estos forman un grupo y surge la pregunta si la capacidad del grupo es la suma de la capacidad de los pilotes individuales o algo menor.

Si la capacidad es la suma de la contribución individual de los pilotes, la eficiencia del grupo será:  $E_g = 1.0$

Hay opiniones diversas de la eficiencia de grupos de pilotes definidas como:

$$E_g = \text{Capacidad del Grupo} / (\text{no. Pilotes} \times \text{cap. Ind. de Pilote})$$

El Comité de Cimentaciones Profundas de los Estados Unidos (ASCE) en 1984 publicó un reporte, recomendando no usar la eficiencia de grupo como descripción de la acción del grupo.

Para pilotes de fricción en suelos cohesivos la resistencia por el - -  
fuste más la capacidad por punta del grupo es usada como la capacidad de -  
grupo, pero en ningún caso la capacidad del grupo debe ser considerada - -  
mayor que la capacidad de un pilote.

**CAPITULO III**

### CAPITULO III. INSTRUMENTACION PARA CONTROL

#### ANTECEDENTES :

En el comienzo del proyecto para la recimentación de una edificación interviene como apoyo y verificación de los parámetros del análisis, la instrumentación; la cual dará información del estado original del subsuelo, cimentación y super - estructura antes de iniciar los trabajos propios de la recimentación.

Este capítulo concentra una secuencia de análisis para escoger la ins--trumentación óptima y presenta un programa de computador personal, para pro--cesar los datos mínimos necesarios para conocer el comportamiento de la es--trutura, interpretarlo y tomar las decisiones necesarias para el control de de la recimentación y renovación.

### III.1. PLANEAION DE LA INSTRUMENTACION

Razones para instrumentar.

Para obtener información de:

a) Evaluación de los parámetros del suelo e investigación de las condiciones del subsuelo.

Para calcular asentamientos y capacidad de carga del material del subsuelo, es indispensable el conocimiento de la magnitud de los parámetros físicos y mecánicos del suelo como son: Cohesión, Angulo de Fricción Interna, Contenido de Humedad, Límites Líquido y Plástico, Coeficiente de Compresibilidad, etc.

b) Observación del comportamiento de estructuras terminadas o rehabilitadas.

Durante la construcción y al finalizar esta se hace necesaria la instrumentación con objeto de valuar su comportamiento y compararlo con las teorías manejadas en el proyecto.

c) Verificar que el contratista cumpla con las especificaciones.

Además de verificar control de calidad de los materiales usados en la obra, la instrumentación permite la cuantificación del avance, lo que repercute en los análisis de costos y en el programa de obra.

d) Por razones legales, cuando la construcción afecte a edificaciones colindantes.

Por sí misma cualquier construcción de obras civiles conlleva cierto -- grado de alteración al medio ambiente, por tanto se debe tomar en consideración posibles afectaciones a estructuras vecinas y dado el caso de recimentación y renivelación se requiere invariablemente que las lecturas iniciales - de cualquier tipo de instrumentación sean realizadas por un NOTARIO y de un PERITO de conformidad con los dueños de los edificios involucrados en la posible afectación.

### III.1.1. VARIABLES QUE SE PUEDEN MEDIR

Para el caso de Mecánica de Suelos los mínimos datos que se necesitan para conocer los parámetros que intervienen en el diseño y construcción son:

#### Posición del Nivel Freático.

Se requiere conocer la posición del nivel freático para determinar a partir de que profundidad el material se considerará sumergido, y para determinar si es necesario un programa de abatimientos para trabajar en seco en el cajón de cimentación.

#### Presión de Poro.

Ya que este parámetro interviene directamente en la determinación de los esfuerzos efectivos, se requerirá conocer si hay variaciones significativas que puedan traer consecuencias no previstas en el cálculo de capacidad de carga.

#### Asentamientos.

Este es un dato que indica la magnitud de deformación que ha sufrido una estructura ya sea de tipo local o diferencial, su cuantificación es indispensable durante el proceso constructivo de cimentación y posteriormente durante la renovación.

#### Desplomes.

Como consecuencia de los asentamientos se presentan desplomes, cuantificándolos se conocerá la magnitud que deberá recuperar la estructura para encontrarse en rango permisible dadas sus características de altura y área de cimentación.

#### Gastos de Filtraciones.

En caso de requerir abatimiento del nivel freático, se tendrá flujo de las zonas circundantes hacia el punto de extracción, esto provocará consolidación inducida y dependiendo de la susceptibilidad del material se presenta

rán asentamientos en las estructuras vecinas.

### III.1.2. PLANEACION DEL SISTEMA DE INSTRUMENTACION

Actividades previas a la selección de instrumentos.

- a) Definir las condiciones prevalentes en el sitio de la obra.
- b) Definir la finalidad específica de la instrumentación.
- c) Seleccionar las variables que se van a medir.
- d) Hacer una predicción del comportamiento de la estructura para fijar el intervalo de medición y la precisión del instrumento.
- e) Decidir quién se encargará de cada una de las actividades involucradas en la instrumentación.

### III.1.3. ACTIVIDADES PREVIAS A LA INSTALACION DE APARATOS

- a) Seleccionar el tipo de instrumento.
- b) Determinar los factores que pueden afectar las mediciones.
- c) Anticipar los procedimientos para asegurar confiabilidad de las lecturas.
- d) Elaborar los planos de distribución de la instrumentación.
- e) Hacer una lista que contenga la finalidad específica de todos y cada uno de los instrumentos.

- f) Elaborar las especificaciones para instalación de aparatos.
- g) Organizar todos los preparativos para la instalación.
- h) Planear las actividades posteriores a la instalación (Calibraciones, lecturas, mantenimiento, procesamiento y transmisión de datos e interpretación).

#### III.1.4. COSTOS DE LA INSTRUMENTACION

La instrumentación por sí misma no es fácil de justificar desde el punto de vista económico. Sin embargo, cuando el costo de mediciones de campo queda justificado por las necesidades específicas de un proyecto, el avance que se logra en los conocimientos geotécnicos en una ganancia muy valiosa.

El costo de la instrumentación de cualquier obra, involucra tres aspectos:

- a) El costo de los aparatos.
- b) El costo de la calibración e instalación de los instrumentos.
- c) El costo de operación, mantenimiento y procesamiento de los datos.

Para el éxito de un programa de instrumentación se necesita obviamente una buena planeación, instrumentos confiables y técnicas correctas de medición.

La instalación de un sistema de instrumentación da lugar a ahorros considerables en el costo de construcción y operación del proyecto.

La instrumentación hoy en día tiene gran importancia como complemento de los métodos analíticos, para verificar las predicciones analíticas más avanzadas.

### III.1.5. SELECCION DE INSTRUMENTOS

Un instrumento ideal debe tener las siguientes características:

- 1.- Simplicidad en su diseño y operación, con un mínimo de partes móviles y de preferencia no eléctrico.
- 2.- Debe ser robusto, resistente y confiable a largo plazo.
- 3.- Durabilidad en el medio hostil de campo para minimizar las posibilidades de daños.
- 4.- Se debe reparar y darle mantenimiento fácilmente a corto y largo plazo.
- 5.- Precisión y buena resolución en las mediciones a corto y largo plazo.
- 6.- Fácil de calibrarse y recalibrarse y que mantenga inalterada la calibración a largo plazo.
- 7.- Que no sea sensible a cambios en el medio ambiente, como temperatura y humedad.
- 8.- Interferencias mínimas al instalarse en el sitio.
- 9.- Procedimientos de instalación simples y congruentes con la experiencia del personal encargado.

10.- Costo promedio mínimo (suministro, instalación, adquisición, y --  
procesamiento de datos e interpretación).

11.- Los datos se deben obtener fácilmente con un mínimo de interven- --  
ción humana.

12.- Intervalo adecuado de lectura tanto durante la etapa de construc- --  
ción como a largo plazo.

13.- Automatización compatible con la conveniencia económica.

### III.2. NIVELACIONES TOPOGRAFICAS

El método más utilizado aplicable al caso de recimentaciones es la nivelación topográfica de tipo diferencial donde se requiere de un Nivel Fijo, 1 ó 2 Estadales de Precisión, Bancos de Nivel de tipo Profundo o Superficial y Testigos en las zonas de interés.

#### NIVEL AUTOMATICO

En el mercado se puede encontrar variedad de marcas y sofisticación de los equipos, presentando como ejemplo el siguiente: FIG. III.1).

Nivel Automático K + E, Modelo AL - 3 (Cat-36-60-37) con las especificaciones: (Figura III.1.)

AUMENTOS	24X
ENFOQUE	Interno, imagen erecta, enfoque frontal de acción suave, enfoque mínimo 2 mts.
OBJETIVO	Doble lente acromático con 38 mm de diámetro, abertura de 34.5 mm efectiva.
RETICULA	Hilos horizontal y vertical. Razón de la escala día 1:100.
RESOLUCION	4 segundos de arco.
BURBUJA:	
SENSIBILIDAD	10 minutos por cada 2 mm de desplazamiento.
CIRCULO HORIZONTAL:	
DIAMETRO	10 centímetros.
GRADUACION	360 grados en cuatro cuadrantes.
INTERVALO DE GRADUACION	1 grado.
VERNIER	5 minutos.

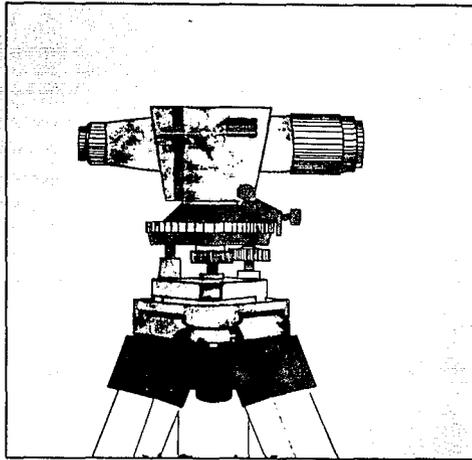


FIG. III. 1 NIVEL AUTOMATICO

#### BANCO DE NIVEL PROFUNDO

Consiste en un tubo galvanizado de 2 pulgadas de diámetro cédula 40 y ademe de tubo galvanizado de 4 pulgadas de diámetro, cédula 40. Figura III.2.

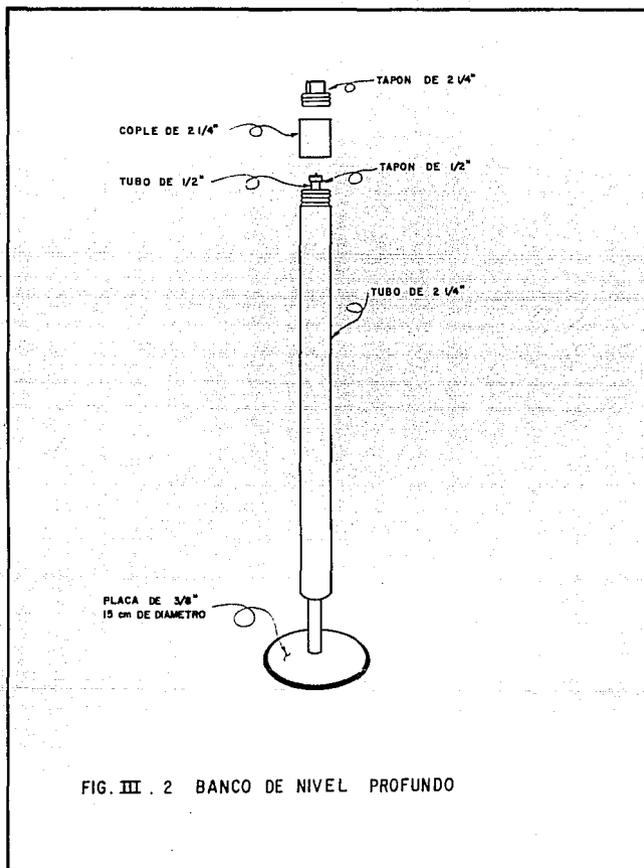
La colocación se hará de la siguiente forma:

- a) Efectuar con máquina una perforación de 6 pulgadas de diámetro hasta penetrar 1 m en la formación sedimentaria resistente.
- b) Retirar la tubería de perforación y colocar el ademe.
- c) Por dentro del ademe efectuar con la máquina una perforación de 2 pulgadas de diámetro hasta 1 o 2 m más profunda que la primera.
- d) Retirar la tubería de perforación y colocar el tubo de 2 pulgadas de diámetro con su tapón en el extremo superior.
- e) El extremo superior del ademe deberá contar con dispositivo de tapón para proteger al tubo interior.

#### BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL

Consiste en mojonera de concreto en forma de pirámide trunca con base inferior de 30 X 30 cm y base superior de 20 X 20 cm y altura de 40 cm con un trozo de varilla embebido en la parte superior que sobresalga 2 cm.

En la ciudad es factible reconocer como banco de nivel superficial las cabezas de los tornillos en las bases de los postes de alumbrado público.



### TESTIGOS

Son marcas hechas con pintura, de geometría triángular y dimensiones variables según se requiera para facilitar ser reconocidos. Se colocan en columnas, muros de carga, etc.

#### III.3. PIEZOMETROS NEUMATICOS

Los piezómetros neumáticos constan esencialmente de tres partes: (Fig. III.3)

- a) Una válvula CHECK sensible.
- b) Mangueras de aire.
- c) Dispositivo de medición que permite inyectar aire a presión.

Se trata de medir la presión  $p$ , transmitida a través de un bulbo poroso fino. Se aplica una cierta presión de aire por el tubo de entrada y cuando excede el valor de  $p$  se flexiona el diafragma, dejando que el aire pase por detrás del diafragma hacia el tubo de retorno, y este flujo de aire se detecta mediante el burbujeo de un recipiente lleno de agua. Se cierra entonces la inyección de aire con la válvula de paso de entrada y cualquier presión remanente en los tubos mayor que  $p$  se deja escapar lentamente, en forma tal que el diafragma regresa a su disposición original cuando la presión en el tubo de entrada iguala el valor de  $p$ . Esta presión se lee en un manómetro de Bourdon y es la que interesa conocer.

Para que un piezómetro neumático registre un valor correcto de  $p$  es importante que la deflexión del diafragma no origine un cambio en  $p$  en el momento de la lectura. Cuando el piezómetro se instala en suelos arcillosos, el movimiento del diafragma de hecho induce un cambio en  $p$  en que la deflexión -

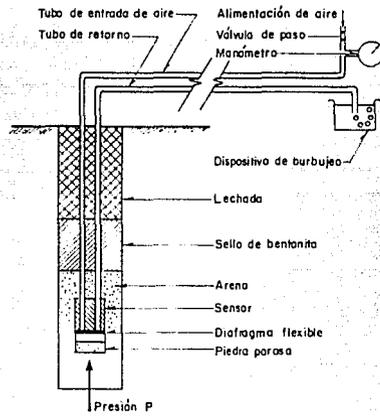


FIG. III.3 PRINCIPIO DE MEDICION DEL PIEZOMETRO NEUMATICO

hacia afuera del diafragma causa una disminución del volumen y un aumento en la presión aplicada al exterior de diafragma. Los piezómetros neumáticos - disponibles comercialmente tienen desplazamientos volumétricos comprendidos - entre 0.5 y 0.002 cm y se deben seleccionar los de menor magnitud.

**CAPITULO IV**

#### CAPITULO IV. - PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE RECIMENTACION

##### A N T E C E D E N T E S :

En este capítulo se muestra brevemente los procesos constructivos utilizados en recimentaciones.

Este trabajo implica destreza del personal para manejar máquinas perforadoras, mover las secciones de los pilotes que se hincarán, etc.

Dependiendo de la cantidad de recursos con que se cuente, del aprovisionamiento de materiales y del tipo de maquinaria utilizada será el tiempo que tarde la realización de la obra.

#### IV.1. REQUERIMIENTO DE LOS PILOTES DE CONTROL

- a) Geometría y dimensiones de los módulos que formarán el pilote y su comportamiento mecánico en cada junta. Figura IV.1.
- b) Accesibilidad del lugar de maniobras (Hincado y Colocación de los elementos de control)
- c) Medios para manejar los módulos de los pilotes.
- d) Comparación de costos (módulos fabricados o adquiridos en el mercado).
- e) Facilidad de instalación.
- f) Tiempo mínimo de terminación del proceso de hincado y asegurado de los pilotes para iniciar la renivelación.

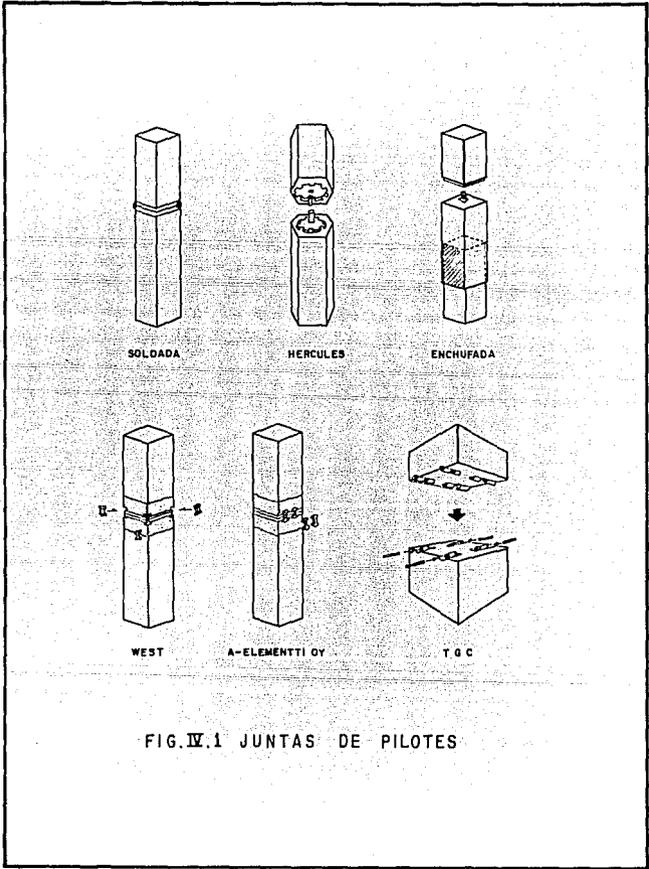


FIG. IV.1 JUNTAS DE PILOTES

#### IV.2. PROCESO CONSTRUCTIVO

Se presenta una secuencia general del proceso constructivo utilizado en las recimentaciones.

1.- Rompimiento de la losa superior.

Una vez señalados los puntos bajo los cuales se ubicarán los pilotes, se procede a romper la losa superior, de modo que facilite el acceso al personal al cajón de cimentación. El rompimiento de la losa se realiza mediante métodos manuales (con marro), hasta dejar descubierto el acero de refuerzo el cual se corta y dobla.

2.- Limpieza del cajón.

Quando es factible el acceso al cajón de cimentación, se da inicio a la limpieza del área de trabajo, retirando todos aquellos escombros o basura que pudiera haber, o drenar (bombear) las filtraciones.

3.- Rompimiento de la losa del fondo.

En la misma ubicación de las perforaciones de la losa superior, se rompe la losa del fondo y se le da el mismo tratamiento al acero de refuerzo.

4.- Instalación del bombeo.

Para que el personal pueda trabajar (en seco) se bombean las filtraciones producto de que el nivel freático se encuentra muy superficial.

5.- Excavación.

Controladas las filtraciones, se excava por abajo del nivel de desplante de la losa y contratraves, hasta una profundidad que permita alojar el dado.

6.- Cimbrado.

Se realiza el cimbrado para poder colar el dado que será el apoyo entre la losa de cimentación y los pilotes de control.

7.- Colocación del tezontle.

Simultáneamente a la actividad anterior, se coloca una capa de tezontle de 10 cm aproximadamente para proporcionar una superficie seca y anti derrapante.

8.- Armado del dado y colocación de anclas.

Se coloca el armado del dado, cuyas características estructurales dependerán de las sollicitaciones a que se someterá; al mismo tiempo se colocan las anclas tipo araña, cuidando de conservar la separación de las perforaciones a través de las cuales pasarán los tornillos que unen al cabezal.

9.- Colocación del brocal.

El brocal es un cilindro hueco de lámina lisa, apoyado directamente sobre el piso de la excavación y con una longitud que sobrepase en 10 cm la cara libre del dado y con diámetro mayor en 5 cm con respecto al diámetro del pilote que será hincado. Después de colocar el brocal se rellenará con arena en capas de 30 cm compactadas con pisón de mano, todo esto para evitar deformaciones del brocal durante el colado del dado.

10.- Colado del dado.

Se utiliza concreto hidráulico  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$  y revenimiento de 10 a 12 cm.

11.- Retiro del brocal.

Cuando el dado alcanza el 50% de su resistencia, se retira el brocal extrayendo primero la arena y después el cilindro.

12.- Perforación para la instalación de pilotes.

Con extracción de material y hasta la profundidad de proyecto.

13.- Hincado de pilotes.

Mecanismo de hincado a presión con gatos hidráulicos.

Ciclo de hincado de pilotes:

a) Colocar en posición la sección por hincar, lo que consiste en trasladar el pilote del lugar de almacenamiento al área de trabajo.

b) Aplicar presión para hincado, una vez colocada en posición la sección por hincar se coloca sobre la cabeza de ésta un gato hidráulico en el cual se atraca con el cabezal.

Se aplica el primer ciclo de carga hasta agotar la carrera del gato.

14.- Tratamiento de liga.

15.- Instalación de elementos mecánicos.

Terminada la instalación del pilote uniformizada la superficie de apoyo, se instala el mecanismo de control, colocando las celdas de deformación, el cabezal y finalmente el ajuste de tuercas.

16.- Sello de la junta pilote - dado.

Para evitar filtraciones se sella la unión pilote - dado (calafateo), con tiras de estopa alquitranada.

17.- Restitución de la losa superior del cajón.

**CAPITULO V**

CAPITULO V SISTEMA DE ANALISIS, DISEÑO Y CONTROL.

V.1. SOLUCION DE ELEMENTO FINITO PARA UNA CIMENTACION FLEXIBLE.

El método del elemento finito es el más eficiente para resolver una cimentación flexible. Es útil cuando existen diferentes condiciones, peso propio de la cimentación y reacciones del suelo no lineales.

Únicamente mencionamos los elementos básicos del método del elemento finito, el programa de computadora tiene los algoritmos convenientemente codificados para el usuario.

ECUACIONES GENERALES EN LA SOLUCION:

Para el siguiente desarrollo nos referiremos a la Figura V.1. En cualquier nudo (junta de dos o más miembros) en la estructura podemos escribir

$$P_i = A_j F_j$$

cuando la fuerza P en el nudo es igual a las fuerzas del miembro interno F, usando constantes A. Se entiende que P y F son usadas para cualquier estado de fuerzas o momentos y que esta ecuación con subíndices para algunos valores de A; F; sumados resulta ser la fuerza del nudo.

Para la totalidad de nudos en cualquier estructura y usando notación matricial donde P, F son vectores columna y A es una matriz rectangular entonces se convierte en:

$$P = A F \quad (a)$$

Una ecuación relativa a la deformación del miembro interno en cualquier nudo a los desplazamientos del nudo externo es:

$$e = B X$$

donde ambos e y X pueden ser rotaciones (radianes) o translaciones.

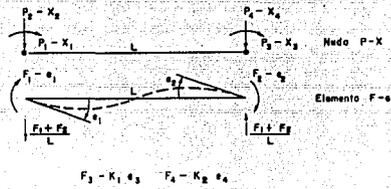


FIG. 5.1 FUERZAS INTERNAS Y EXTERNAS EN EL ELEMENTO FINITO.

Del Teorema recíproco en mecánica estructural puede ser mostrada como la matriz B que es exactamente la transpuesta de la matriz A, así:

$$e = A^T X \quad (b)$$

Las fuerzas de los miembros internos F son relacionadas a los desplazamientos de los miembros internos como:

$$F = S e \quad (c)$$

Estas tres ecuaciones son las ecuaciones fundamentales en el método analítico del elemento finito.

Sustituyendo (b) en (c)

$$F = S e = S A^T X \quad (d)$$

Sustituyendo (d) en (a)

$$P = A F = A S A^T X \quad (e)$$

Note el orden de términos usados en el desarrollo de las ecuaciones (d) y (e). Ahora lo único desconocido del sistema de ecuaciones son las X's; así que la  $ASA^T$  es invertida para obtener:

$$X = (A S A^T)^{-1} P \quad (f)$$

y con las X's podemos sustituir en la ecuación (d) para obtener las fuerzas de los miembros internos cuando son necesarios para el diseño.

Este método da dos piezas importantes de información:

- 1.- Datos de diseño.
- 2.- Datos de deformación.

La matriz  $ASA^T$  es llamada matriz global, ya que representa el sistema de ecuaciones para cada entrada P o X en cada nudo. Es conveniente construir la global  $ASA^T$  del elemento  $EASA^T$ . Esto es fácilmente realizable, desde cada entrada en ambas, la global y el elemento  $EASA^T$  con sólo una lectura del elemen

to es localizado en la  $ASA^T$ , para  $I = 2$ ,  $J = 5$  entonces el elemento (2,5) en-  
 $EASA^T$  es sumado en la coordenada (2,5) de la global  $ASA^T$ .

DESARROLLANDO EL ELEMENTO MATRIZ A.

Considere el elemento de una contratrabe en la Figura V.2b codificada -  
con 4 valores de P-X (note que dos de esos valores P-X son comunes al siguien-  
te miembro), y las fuerzas en el elemento Figura V.2c. Las fuerzas en el ele-  
mento incluye 2 momentos flexionantes y el efecto cortante de los miembros -  
flexionantes.

Ahora en el nudo 1, sumando momentos (Figura V.2d).

$$P_1 = F_1 + 0 F_2$$

Similarmente, sumando fuerzas y notando que las fuerzas de reacción del-  
suelo son globales y deben ser incluidas separadamente, tenemos:

$$P_2 = (F_1/L) + (F_2/L)$$

$$P_3 = 0 F_1 + F_2$$

$$P_4 = -(F_1/L) - (F_2/L)$$

Arreglando de una forma convencional la matriz A, es:

P	F	1	2
1		1	0
2		1/L	1/L
3		0	1
4		-1/L	-1/L

La matriz EA para el miembro 2 debería contener  $P_3$  A  $P_4$ ; no es neces-  
rio re-escribir los valores F.

DESARROLLANDO LA MATRIZ S.

Refiriendonos a la Figura V.3. y usando el principio de la viga-conjuga

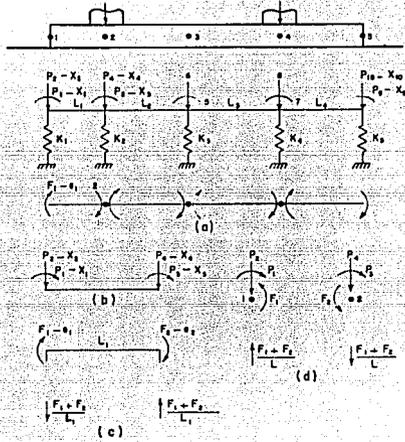


FIG. 2 ESTRUCTURA Y ESTRUCTURA FRACCIONADA EN ELEMENTOS FINITOS CON CODIGO P-X.

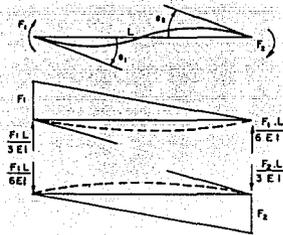


FIG. V.3 RELACIONES DE VIGA CONJUGADA ENTRE MOMENTOS Y ROTACIONES.

da las pendientes  $e_1$  y  $e_2$  son:

$$(F_1 L/3EI) - (F_2 L/6EI) = e_1 \quad (g)$$

$$-(F_1 L/6EI) + (F_2 L/3EI) = e_2 \quad (h)$$

Resolviendo las ecuaciones (g) y (h) para F, obtenemos:

$$F_1 = (4EI/L)e_1 + (2EI/L)e_2$$

$$F_2 = (2EI/L)e_1 + (4EI/L)e_2$$

Los elementos de la matriz S son:

F	e	1	2
1		(4EI/L)	(2EI/L)
2		(2EI/L)	(4EI/L)

DESARROLLANDO LOS ELEMENTOS MATRICIALES  $SA^T$  Y  $ASA^T$ .

La matriz  $ESA^T$  es formada de multiplicar la ES y la transpuesta de la matriz EA como se muestra a continuación y notando que  $A^T$  va con 'e' y X. La  $EASA^T$  es obtenida de manera similar.

La respuesta del suelo en el nudo tendrá unidades de  $FL^{-1}$  obtenidas del módulo de reacción y basada en el área que contribuye al nudo. Cuando  $K_B$  = constante, pueden ser calculadas como:

$$K_1 = (L_1/2) B K_B \quad \text{y} \quad K_2 = (L_1 + L_2)/2 B K_B$$

Bowles muestra que mejores resultados son obtenidos por el doble de la elasticidad final. Esto fue hecho con el propósito de mejorar los datos de Vesic y Johnson.

Hay lógica en cuanto al aumento en las presiones de contacto obtenidas -

para zapatas, ellas transmitirán hasta agotar la elasticidad del suelo. Por lo que use  $K_1 = L_1 \cdot B \cdot K_s$  y similarmente para  $K_2$ . Figura V.2

De la Figura V.2 podemos observar que sumando fuerzas verticales en un nudo (y usando el nudo 1 como el ejemplo) da:

$$P_2 - (F_1 + F_2)/L - K_1 X_2 = 0$$

Como  $(F_1 + F_2)/L$  ya que se incluye en la global  $ASA^T$ , podemos re-escribir:

$$P_2 = ASA^T_{2,1} X_2 + K_1 X_2 = (ASA^T_{2,2} + K_1) X_2$$

El empuje del nudo es directamente sumado a la diagonal apropiada (término  $i, i$ ). Este es el método más eficiente de incluir los empujes del suelo dado que se pueden construir desde la entrada de elementos, en un arreglo. Después la global  $ASA$  es construida (y salvada para casos no lineales) y los empujes sumados a la diagonal apropiada (o columna 1 de la matriz usada).

Para checar la formación correcta de la  $EASA^T$  y la global  $ASA^T$  es que si son siempre simétricas, no debe haber ceros en la diagonal. Note que el empuje del suelo es un término aditivo para la diagonal apropiada en la global  $ASA^T$ . Esto permite introducir efectos de tensión para obtener una solución, calculando el efecto cortante en el punto (no teniendo ceros en la diagonal).

Este es el procedimiento usado en el programa usando la subrutina  $MODIF$ . Este procedimiento tiene una ventaja adicional, que la  $ASA^T$  no tiene que re-construirse para efectos no lineales; si una copia es salvada para ser llamada en ciclos subsiguientes para ajustes de empujes en los nudos.

#### DESARROLLO DE LA MATRIZ P.

La matriz P (un vector columna) consiste en un arreglo de ceros y las entradas en los nudos que no son cero. Es usual problema de diseño involucrar casos de carga diferentes, así que el arreglo es de la forma  $P(I, J)$  donde I identifica la entrada del caso de carga con respecto al nudo y código P-X y J la condición de carga.

Para columnas intermedias entre nudos, podemos hacer una de dos cosas:

1. Simplemente mover las cargas a nudos adyacentes usando un simple modelo de viga.
2. Mover las cargas a nudos adyacentes; como el elemento tiene dimensiones fijas así los valores incluyen momentos-últimos fijos y cortantes (fuerzas verticales). Este procedimiento es estrictamente correcto pero la cantidad de cálculos es tal que no justifica la precisión que se logra.

#### CONDICIONES OBLIGADAS.

La ventaja particular del método del elemento finito es la de permitir condiciones obligadas de conocer desplazamiento o rotaciones. Cuando los desplazamientos son cero, el método más práctico con que se cuenta, es usar el código P-X, así NP = P-X de todos los nudos libres (NP = 10 en la Figura V.2.) y queremos fijar el nudo 5 contra rotación y translación, podemos identificar

$$NP = 8$$

y usar P<sub>4</sub>-X<sub>4</sub> para rotación y translación, P-X en el nudo 5 y mandar a la computadora que tenemos NP = 8. El programa podrá construir un arreglo de 9 X 9 pero unicamente usando la parte activa 8 X 8. Nosotros tenemos que saber donde inspeccionar en la salida que el nudo 5 ha sido especificado para tener cero desplazamientos.

Cuando los desplazamientos son de un valor conocido (incluyendo 0.0) entonces un procedimiento es requerido. Aquí el programa de computadora debe colocar todos los desplazamientos conocidos. En este caso el programa hace lo siguiente:

1. Coloca un 1 en la diagonal en el código P-X (J,J).

2. Cero toda la horizontal ASA (J,K) desde K = 1 a n excepto K= J.
3. Inserta los desplazamientos ( $\delta$ ) conocidos en la matriz P así  $P(J) = \delta$
4. Todas las demás entradas de la matriz P son:  
 $P(I) = -P(I) - ASA^T(I,J) \times \delta$  para I = 1, NP excepto I = J  
entonces  $ASA^T(I,J) = 0$  para I = 1, NP excepto I = J

Quando esto se ha hecho apropiadamente tenemos en  $ASA^T$  que tiene un renglón de ceros que intersecta a (J,J) donde es 1.0. La matriz P ha sido aumentada donde espera que P(J) es entrada de  $\delta$ .

#### EMPUJE DE LOS NUDOS.

El programa usado requiere concentraciones del efecto de  $K_s$  a los nudos como a los empujes. El método de concentración usado es el que sugirió Newmark para variación parabólica de  $K_s$  contra longitud. Este método es exacto para una curva parabólica y muy cercana a una lineal o curva cúbica para  $K_s$  si el espaciamiento de nudos no es muy grande. El error es checado en la suma de los empujes en los nudos (sin considerar ningún efecto doble o reducción de empujes finales) debe ser igual al área bajo la curva  $K_s$ . Las ecuaciones dadas por Newmark incluyen una derivación en la subrutina SPRING.

## V.2. PROGRAMA DE COMPUTADORA ELEMENTO FINITO PARA CIMENTACIONES FLEXIBLES

El programa de computadora debe desarrollar las matrices EA y ES para cada elemento finito en turno de la entrada de datos describiendo el elemento con I, L y calculando (o leyendo) K<sub>1</sub> y K<sub>2</sub>. El programa realiza operaciones matriciales para formar las matrices ESA<sup>T</sup> y EASA<sup>T</sup> y con las instrucciones propias identifica el código P-X, así las entradas EASA<sup>T</sup> son insertadas correctamente en la global ASA<sup>T</sup>.

Cuando esto ha sido hecho para todos los elementos finitos (número de elementos NM), una global ASA<sup>T</sup> de tamaño NP X NP ha sido desarrollada como sigue:

$$P_{NP} = ASA_{NP \times NP}^T \quad X_{NP}$$

Lo cual indica que el sistema de ecuaciones es suficiente (con esto se genera una matriz cuadrada, el único tipo que puede ser invertido). Esto muestra una rápida estimación de las necesidades de la computadora como la matriz siempre es de tamaño (NP X NP) en el número de P's. Con el código apropiado la global ASA es formada con ceros, excepto para la diagonal que tendrá ocho valores. De estas ocho entradas de no-cero, cuatro son idénticas. Hay rutinas de reducción matricial para resolver este tipo de problemas.

La ASA es invertida y multiplicada por la matriz P conteniendo las cargas externas. Esto da los desplazamientos y rotación de los nudos. El programa reconstruye las matrices EA y ES para obtener la matriz EASA<sup>T</sup> y usando la ecuación (d) calcula los momentos de los segmentos. Las reacciones de los nudos R<sub>i</sub> y las presiones del suelo q<sub>i</sub> son calculadas usando:

$$R_i = K_i X_i \quad q_i = K_i X_i$$

Debe ser conveniente almacenar la EASA<sup>T</sup> en un archivo en disco cuando la ASA<sup>T</sup> se esta construyendo y se llama para calcular los momentos de la matriz F.

### V.3. ANALISIS MATRICIAL PARA GRUPOS DE PILOTES

Cuando un grupo de pilotes soportan cargas verticales concentradas o con -- excentricidades del orden de no más de 0.07s (s igual a la separación entre pilotes) y con pilotes verticales, las cargas sobre cada pilote pueden ser calculadas con suficiente aproximación.

Cuando un grupo de pilotes es cargado con grandes excentricidades, momentos de volteo y/o fuerzas horizontales y pilotes hincados vertical e inclinadamente, el análisis se complica. Soluciones aproximadas fueron propuestas por Culmann- (simple polígono de fuerzas) y Westergaard (usando el método del centro de rotación). Ninguna de estas soluciones reconocen que los pilotes verticales pueden tomar cargas laterales y momentos. Después Hrennikoff propuso una solución tridimensional para grupos y fue simplificada por él mismo y logró dar énfasis en el análisis en dos dimensiones. Este método continuó utilizándose hasta principio de los sesentas cuando los analistas comienzan a auxiliarse de computadoras digitales.

La solución matricial que presenta, consiste en el uso de las siguientes - ecuaciones:

$$P = AF \quad \sigma = A^T \quad F = Se = S A^T X \quad P = A S A^T X$$

La diferencia esencial entre estas soluciones y la solución como grupo es la siguiente:

- 1.- La ecuación  $P = AF$  es para un (1-ésimo) pilote individual, así:  
 $P$  = una parte de la carga total sobre el 1-ésimo pilote.  
 $A$  = una matriz completa relativa a las fuerzas del 1-ésimo pilote. Tabla V.

- 2.- La matriz  $S$  introduce el concepto de las constantes del pilote, o sean las familiares  $4EI/L$ ,  $2EI/L$  y el módulo de elasticidad  $K$ . Aquí es necesario resolver la carga lateral sobre el pilote para obtener 8 de las 10 entradas de la matriz  $S$  y calcular  $S(1,1)$  como  $AE/L$ ;  $S(4,4)$  es  $GJ/L$  y completar la matriz de  $6 \times 6$  para cada pilote.

$\cos \theta \cos \beta$	$\sin \beta$	$\sin \theta \cos \beta$	0	0	0	$F_u$	$P'_x$
$-\sin \theta$	0.0	$\cos \theta$	0	0	0	$F_v$	$P'_y$
$\cos \theta \sin \beta$	$-\cos \beta$	$\sin \theta \sin \beta$	0	0	0	$F_w$	$P'_z$
$+Z \sin \theta$ $+Y \cos \theta \sin \beta$	$-Y \cos \beta$	$-Z \cos \theta$ $+Y \sin \theta \sin \beta$	$\cos \theta \cos \beta$	$\sin \beta$	$\sin \theta \cos \beta$	$M_u$	$M'_x$
$+Z \cos \theta \cos \beta$ $-X \cos \theta \sin \beta$	$+Z \sin \beta$ $+ \cos \beta$	$+Z \sin \theta \cos \beta$ $-X \sin \theta \sin \beta$	$-Z \sin \theta$	0	$(\cos \theta)$	$M_f$	$M'_y$
$-Y \cos \theta \cos \beta$ $-X \sin \theta$	$-Y \sin \beta$	$-Y \sin \theta \cos \beta$ $+ X \cos \theta$	$\cos \theta \sin \beta$	$-\cos \beta$	$\sin \theta \sin \beta$	$M_w$	$M'_z$

T A B L A V . 1

3.- La matriz  $ASA^T$  es calculada para cada pilote en el grupo de pilotes y sumada dentro del grupo a la misma matriz  $ASA^T$ .

4.- La matriz  $ASA^T$  del grupo de pilotes (tamaño  $6 \times 6$ ) es invertida y los desplazamientos de la cimentación  $X$ 's son obtenidos.

5.- Con los desplazamientos de los pilotes, las fuerzas son calculadas con:

$$F = S e$$

La matriz solución es completamente general, con 6 grados de libertad; son usadas 3 traslaciones, de  $X$ ,  $Y$ ,  $Z$  y 3 rotaciones de  $\alpha_x, \alpha_y, \alpha_z$ .

La principal hipótesis es que la losa de cimentación es perfectamente rígida así que únicamente los desplazamientos y rotaciones son respecto al centro de los ejes del cuerpo.

No se admiten contracciones ni expansiones de la losa entre las cabezas de los pilotes.

La matriz  $A$  es construida de la siguiente manera: (Fig. V.4)

- 1.- Note que  $F_v$  es siempre paralelo al plano  $XZ$ .
- 2.-  $\beta$  = ángulo de la proyección del pilote con el eje  $X$ .
- 3.-  $\theta$  = ángulo del pilote inclinado que forma con la horizontal.
- 4.- Las cabezas de los pilotes no necesariamente están a la misma elevación.
- 5.- Note que las fuerzas del pilote actúan en la losa en la dirección opuesta a las direcciones positivas mostradas para el pilote.

Los valores  $P_i$  y  $M_i$  relativos a la interacción de fuerzas losa-pilote son los siguientes:



$$P_x = P (1) \quad M_x = P (4)$$

$$P_y = P (2) \quad M_y = P (5)$$

$$P_z = P (3) \quad M_z = P (6)$$

El ángulo  $\beta$  es cero para pilotes verticales y varía de cero a  $360^\circ$  rotando en sentido de las manecillas del reloj con centro en el eje Y, el ángulo  $\theta$  define cualquier pilote inclinado.

La matriz S de pilote es la que se muestra en la Tabla V.2. a partir de la relación  $F = S e$ . La Tabla V.3. da la correspondencia entre la matriz S y la correspondiente de constantes C (I,J) y su método de cálculo.

Note que 8 de las constantes son obtenidas de un análisis de carga lateral sobre pilotes, 4 considerando las actuantes en el eje X y 4 en el eje Y - que resiste momentos y desplazamientos. Cuando los pilotes son cuadrados o redondos, las 8 constantes se reducen a 4 valores, así:

$$C (1,2) = C (1,4)$$

$$C (1,3) = C (1,5)$$

$$C (1,7) = C (1,9)$$

$$C (1,8) = C (1,10)$$

La constante C (1,1) puede ser calculada del desplazamiento, si la fuerza axial sobre el pilote es cercana al valor obtenido de la SALIDA del grupo. Entonces  $F = S e = \lambda AE(e)/L$  tenemos  $e = \delta p$  (desplazamiento vertical de la cabeza del pilote) así para la solución:

$$S = (P/\delta p) = \lambda AE/L$$

$$F = \begin{bmatrix} S(1,1) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S(2,2) & 0 & 0 & 0 & S(2,6) \\ 0 & 0 & S(3,3) & 0 & -S(3,8) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S(4,4) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -S(5,3) & 0 & S(5,5) & 0 \\ 0 & S(6,2) & 0 & 0 & 0 & S(6,6) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_1 = \delta u \\ \theta_2 = \delta v \\ \theta_3 = \delta w \\ \theta_4 = \delta u \\ \theta_5 = \delta v \\ \theta_6 = \delta w \end{bmatrix}$$

T A B L A V . 2

Generalmente podríamos estimar C (I,1) usando:

A = sección transversal, área del pilote.

E = módulo de elasticidad.

L = longitud del pilote (total incluyendo cualquier parte no embebida).

Para pilotes por fricción podemos utilizar  $\lambda = 2.0$  a 1.0

Para pilotes de punta a usar  $\lambda = 1.2$  a 1.1 dado que parte de la carga es tomada por fricción.

Para C (I,6) el término  $\Omega G'J/L$ , podemos calcular G' módulo de cortante como:

$$G' = E / 2(1+\mu)$$

Donde el módulo de Poisson  $\mu = 0.15$  para concreto y 0.33 para acero.

La resistencia a la torsión J es calculada como:

Para pilotes cuadrados o rectangulares  $J = I_x + I_y$

Para pilotes metálicos tipo H  $J = 1/3 \sum b t^3$

donde b = longitud del elemento.

t = esbeltez del elemento.

Finalmente  $\Omega = 2$  a 3.

La obtención de la constante C (I,6) no es muy crítica, dado que la resistencia por torsión del grupo principal es obtenida del cortante sobre la cabeza del pilote y para algunos pilotes espaciados de la carga puntual, subsecuentemente la resistencia a la torsión puede obtenerse con pequeñas contribuciones de pilotes individuales.

#### COMENTARIOS GENERALES DEL PROCESO

1. Las constantes de las cabezas de los pilotes se reducen a C (I,1), C (I,2), C (I,4) para pilotes sujetos a la losa.

Note sin embargo, que la posición del pilote puede resistir momentos en la losa y dependiendo de efectos por pandeo, puede recibir pequeñas fuerzas del pilote, calculadas, las cuales deberían ser cero.

2. El eje Y permite modelar el peralte de la losa a partir del origen de coordenadas; es usualmente la parte superior de la losa y con la esbeltez donde cualquier fuerza horizontal puede producir esfuerzos cortantes sobre la cabeza de los pilotes y momentos.

3. El método permite el análisis de pilotes inclinados, pero es necesario un ajuste de  $K_s$  (factor de empuje horizontal).

4. La salida de las fuerzas actuantes de cada pilote pueden usarse para hacer el diseño estructural.

5. Orientando el eje principal del pilote, paralelo al eje (global) de la losa, podrá orientar diferentes pilotes y diferentes orientaciones de ejes cuando son verticales; sin embargo los ejes de los pilotes inclinados pueden rotar con un ángulo  $\beta$  así cuando planea un grupo, esté seguro de tomar esto en cuenta.

## CAPITULO VI

## CAPITULO VI SOLUCION AL PROBLEMA DEL EDIFICIO

### VI.1. ANTECEDENTES:

El edificio de oficinas ubicado en la calle de Liverpool No. 39 Col. Juárez, ocupa un área de 20.0 X 20.8 m Figura VI.1. consta de 16 pisos y planta-baja; está resuelto estructuralmente con muros de carga de rigidez de concreto reforzado. A partir del quinto nivel la forma de la estructura es de áreas decrecientes, por lo que el centro de gravedad queda excéntrico 1.55 m hacia el sur. El peso total de la estructura es de 5,979 ton, considerando carga vi-va máxima y el cajón de cimentación. El edificio colinda al sur con la calle-Liverpool, al Norte con apartamento de dos niveles, al Oriente con el Centro-de Comercio de los Estados Unidos y al Poniente con una casa de dos niveles.

La cimentación del edificio fue resuelta por medio de un cajón para com-pensación parcial, desplantado a 3.1 m de profundidad, combinado con 43 pilo-tes de fricción de sección triangular de 45 cm de lado, con la punta a 28.0 m de profundidad Figura VI.2.

#### VI.1.1. COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION ANTE EL SISMO

El sismo del 19 de septiembre de 1985 provocó que el edificio se asenta-ra diferencialmente; las mediciones realizadas después de este evento muen-tran asentamiento de 9.5 y 17.5 cm en las esquinas NE y NW, y de 58.5 y 66.5 cm en las SE y SW, respectivamente Figura VI.3.; esto generó un desplome de -128 cm. Es importante aclarar que no se conocen los asentamientos que tenía el edificio antes del sismo. El cajón de la cimentación tiene un asentamiento diferencial máximo de 57 cm hacia las esquinas NE y SW.

La estructura no sufrió movimientos adicionales hasta el mes de diciem-bre de 1985, pero es de esperarse que debido a la sobrecarga provocada por la excentricidad, se tengan movimientos diferenciales crecientes con el tiempo.



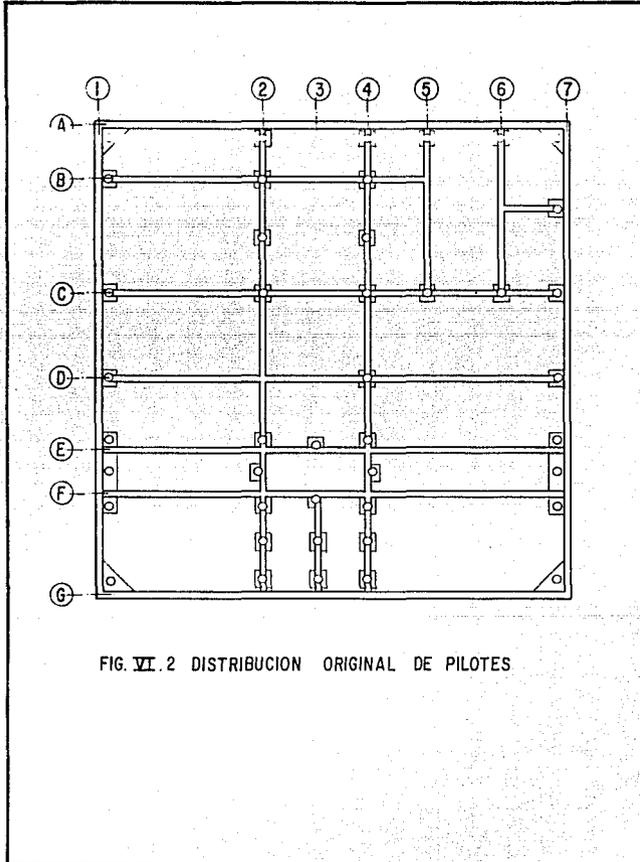
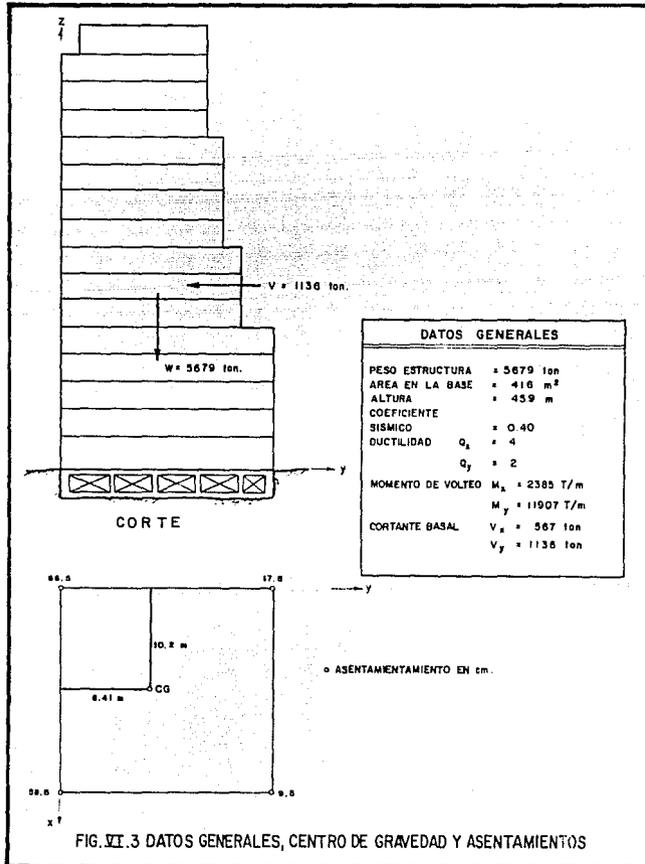


FIG. VI.2 DISTRIBUCION ORIGINAL DE PILOTES



VI.1.2. NECESIDAD DE RECIMENTAR

La cimentación del edificio no se comportó adecuadamente para las solici-  
taciones ocurridas, porque en el diseño de la cimentación no se tomó en cuen-  
ta ninguna consideración del efecto sísmico.

La recimentación de la estructura debe resolver los dos siguientes aspec-  
tos:

1. Corregir la excentricidad de las cargas.
2. Aumentar la capacidad de la cimentación, para adecuarla a las solici-  
taciones sísmicas.

## VI.2. INTERPRETACION ESTRATIGRAFICA

Con ayuda de los dos sondeos de cono eléctrico y del sondeo de penetración estándar que se realizó para el estudio geotécnico original se determinó la estratigrafía del sitio, apoyándose en la correlación que hay entre la resistencia de punta y las características de los distintos tipos de suelos en el Valle de México

### VI.2.1. EXPLORACION DE CAMPO

Se efectuaron dos sondeos con cono estático eléctrico en la parte interna del edificio, a 31.2 y 37.8 m de profundidad Figura VI.4.

Estos sondeos permiten medir la variación de la resistencia de los diferentes estratos que forman el subsuelo en que se apoya el edificio; se utilizó un cono de 13.4 cm<sup>2</sup> de sección transversal, hincado a una velocidad de 1 cm/seg. La variación de la resistencia de punta con la profundidad se presenta gráficamente en las Figuras VI.5 y VI.6.

### VI.2.2. ESTRATIGRAFIA DEL SITIO Y PROPIEDADES MECANICAS

Los perfiles de las Figuras VI.5 y VI.6. muestran que el suelo es característico de la Zona del Lago, en la que predominan los suelos blandos; en las figuras se observa que el suelo está ligeramente preconsolidado hasta los 12.0 m de profundidad debido a las sobrecargas del relleno y la carga no comprendida de la estructura: el suelo es normalmente consolidado hasta los 33.0 m, y a partir de ahí hasta la capa dura 37.5 m es ligeramente preconsolidado por efecto del bombeo profundo.

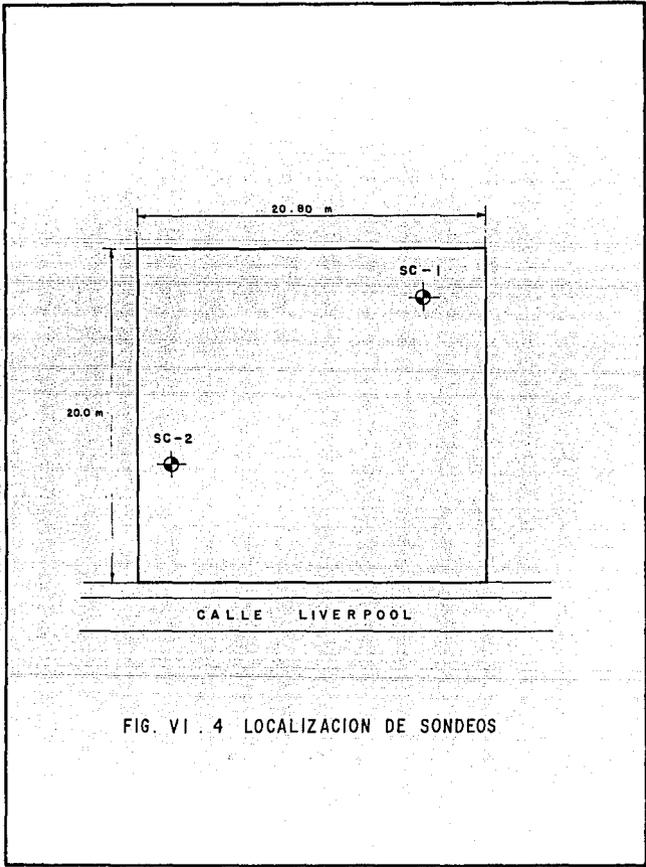
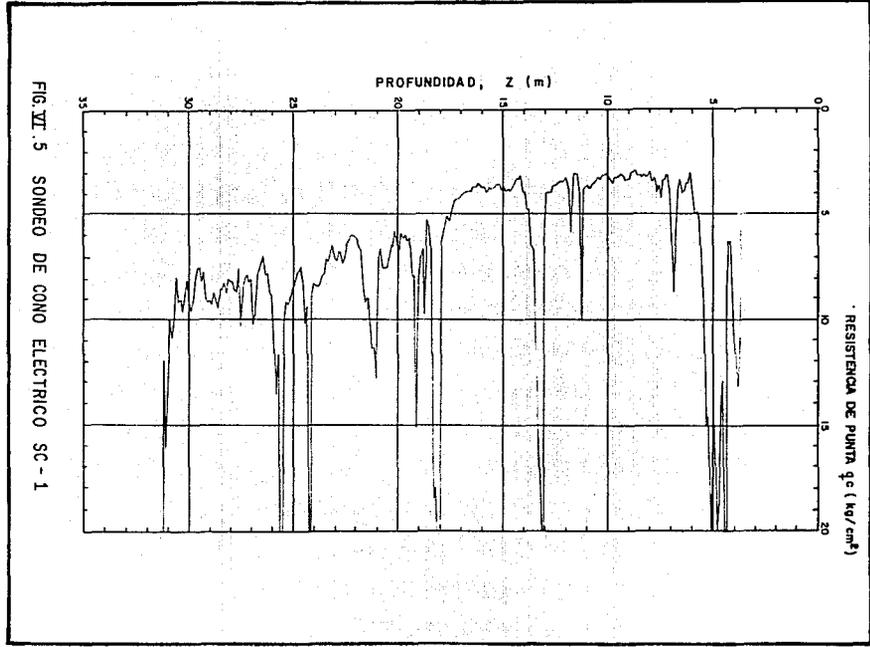


FIG. VI . 4 LOCALIZACION DE SONDEOS



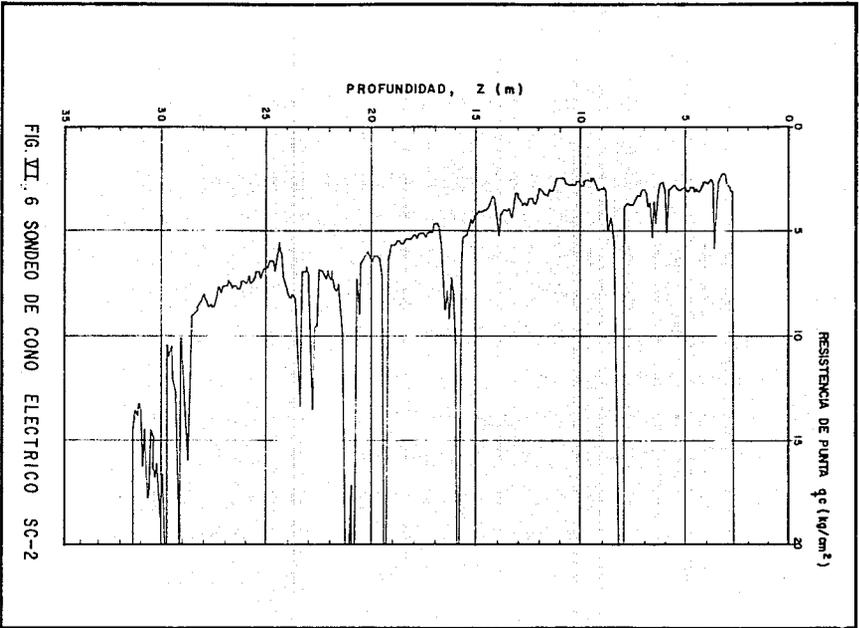


FIG. VI. 6 SONDEO DE CONO ELECTRICO SC-2

En el corte de la Figura VI.7. se presenta la interpretación estratigráfica en forma esquemática, en la que se indican los espesores de la costra superficial y las características de los estratos blandos, así como de los lentes duros, indicando en cada caso el valor medio de la resistencia de punta del cono.

Los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad se obtuvieron por correlación con la resistencia de punta de cono, Figura VI.8.

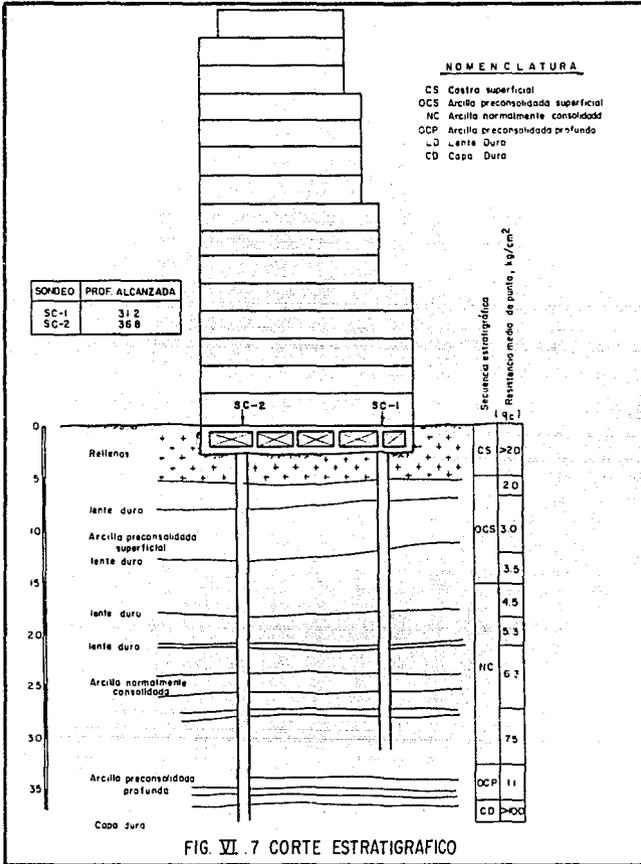


FIG. VI. 7 CORTE ESTRATIGRAFICO

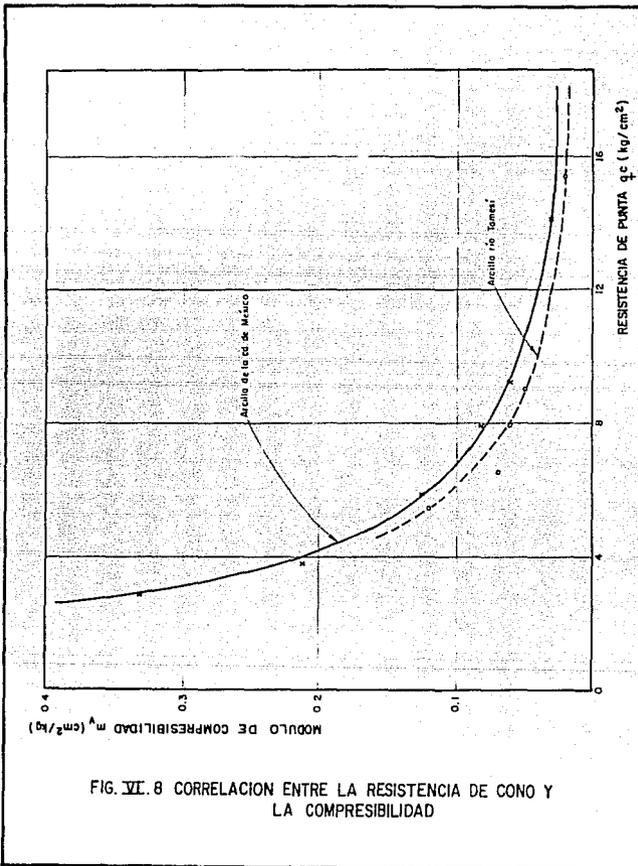


FIG. VI. 8 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA DE CONO Y LA COMPRESIBILIDAD

### VI.3. ANALISIS GEOTECNICO

#### VI.3.1. CONDICIONES DE ANALISIS

##### a) Características de la estructura.

En la Figura VI.3. se presenta la geometría del edificio, así como las cargas de trabajo, de donde se tienen los siguientes datos:

Peso de la estructura (CM + CV. MAXIMA)	5,679 ton
Area de la base	416 m <sup>2</sup>
Presión de contacto en la base	13.6 t/m <sup>2</sup>
Presión total del suelo al nivel de desplante	5.0 t/m <sup>2</sup>
Presión vertical no compensada	8.6 t/m <sup>2</sup>

Por tanto, la carga neta transmitida a la cimentación es:

$$W_n = 3,577 \text{ ton}$$

##### b) Excentricidad.

La geometría de la estructura y la distribución de cargas generan una excentricidad del centro de gravedad de 1.55 m respecto al centro geométrico Figura VI.3.

La excentricidad debe corregirse con lastre, que se propone esté formado de piedra brasa colocada en las celdas de la cimentación juntoada con mortero; el peso del lastre requerido resulta:

$$W = 1,067 \text{ ton}$$

##### c) Condiciones sísmicas.

Los parámetros para el análisis sísmico de la cimentación se obtuvieron del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal de 1987 y de sus Normas Técnicas Complementarias.

Los momentos de volteo calculados inducen a la masa de suelo esfuerzos máximos de 8.9 y 17.9 t/m<sup>2</sup> en las direcciones con mayor y menor ductilidad respectivamente. Figura VI. 9. La combinación de ambos genera un esfuerzo  $\sigma = 20.6$  t/m<sup>2</sup> en la esquina más esforzada.

### VI.3.2. ANALISIS DE LA CIMENTACION

La estabilidad de las cimentaciones piloteadas debe revisarse de acuerdo a dos mecanismos de falla:

- a) Considerando la suma de las capacidades individuales de los pilotes.
- b) Tomando en cuenta el trabajo de grupo.

El número de pilotes necesario para resolver las solicitaciones estáticas y sísmicas corresponde al menor de los obtenidos en ambos mecanismos.

El comportamiento que tuvieron los edificios cimentados en cajón y pilotes de fricción durante los sismos de septiembre de 1985, evidencia la necesidad de transmitir la carga neta y el efecto sísmico a los pilotes, dada la incompatibilidad observada entre las deformaciones de la losa y de los pilotes. A continuación se resume el análisis siguiendo este criterio.

- a) Capacidad de carga de la cimentación considerando pilotes individuales.

- Capacidad de Carga Individual. Se revisó considerando la fricción desarrollada a lo largo de cada pilote, con la siguiente expresión:

$$Q_f = p \sum_{i=1}^n c_i \Delta z_i$$

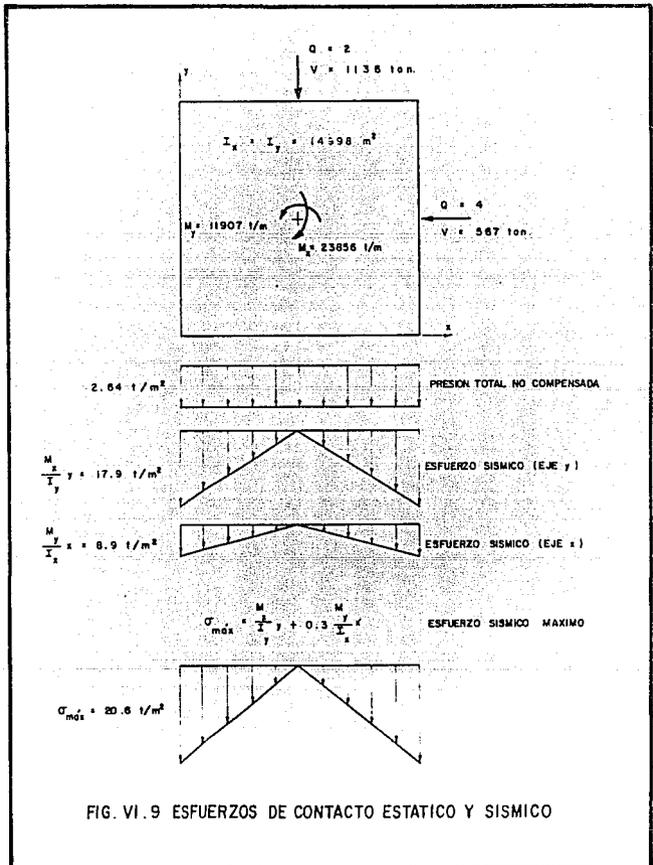


FIG. VI.9 ESFUERZOS DE CONTACTO ESTATICO Y SISMICO

donde  $Q_f$  = capacidad de carga por fricción  
 $p$  = perímetro del pilote  
 $c$  = cohesión del estrato  
 $\Delta z$  = espesor del estrato  
 $n$  = número de estratos que atraviesa el pilote.

Para un pilote de sección cuadrada de 30 cm de lado, de perímetro equivalente a los triangulares de 45 cm, hincado a 28.0 m de profundidad (25.9 m de longitud de trabajo), se obtiene una capacidad última de 100 ton.

- Número de pilotes. El total de pilotes en condiciones de trabajo - debe cumplir el límite siguiente:

$$F N Q_f \geq F_c W$$

donde  $F_R$  factor de reducción, 0.7  
 $N$  número de pilotes  
 $Q_f$  capacidad de carga por fricción  
 $W$  cargas transmitidas por la estructura.

En condiciones estáticas, el valor de  $W$  en la ecuación anterior es:

$$W_{e1} = (CM + CV) + W_L - W_c$$

donde  $CM + CV$  carga muerta + carga viva, 5,679 ton  
 $W_L$  peso del lastre, 1,067 ton  
 $W_c$  carga compensada por la excavación, 2,081 ton

así resulta que el número de pilotes por carga estática es:

$$N_e = 93$$

estos deben incrementarse para soportar el efecto dinámico.

En condición sísmica W corresponde a la sobrecarga inducida en la combinación de momentos de volteo mas desfavorable:

$W_g = 4.285$  ton  
asociado a  $N_g = 67$  pilotes adicionales.

Por lo tanto, considerando el mecanismo de falla individual, se requieren 160 pilotes.

b) Capacidad de carga del grupo se calcula como la suma de la capacidad por fricción de la envolvente del grupo de pilotes, aumentada de la capacidad por punta de toda el área que ocupa el prisma definido por ellos; así se tiene:

$$Q_g = P_g C_m + C_o N_c A_g$$
$$N_c = 5.2 \left( 1 + 0.2(D/B) \right) \left( 1 + 0.28(B/L) \right)$$

- donde  $Q_g$  capacidad última del grupo  
 $P_g$  área perimetral de la envolvente  
 $C_m$  cohesión media de los estratos atravesados por los pilotes, 3.2 t/m<sup>2</sup>  
 $C_o$  cohesión media bajo la punta de los pilotes, 4.9 t/m<sup>2</sup>  
 $A_g$  área de la base del grupo de pilotes, 416 m<sup>2</sup>  
 $N_c$  factor de capacidad de carga  
 $D/B$  relación de la profundidad de la punta de los pilotes al ancho del prisma que interviene en la falla, 0.5 valor límite.  
 $B/L$  relación del ancho al largo del prisma que interviene en la falla, 0.15

ESTA TESIS DEBE  
SALIR DE LA OFICINA

Sustituyendo estos valores se obtiene una capacidad como grupo:

$$Q_g = 21,816 \text{ ton}$$

asociada a un  $N_c = 7.5$

c) Total de pilotes requerido.

La capacidad del conjunto de pilotes trabajando en forma individual es de 16,000 ton que es menor a la capacidad de carga del grupo  $Q_g$  calculada; por tanto, se concluye que el número de pilotes requerido es de 160.

#### VI.3.3. DISTRIBUCION DE PILOTES

La separación uniforme de pilotes adicional está restringida por la colocación irregular de los pilotes existentes y por la distancia entre claros de las trabes de cimentación; la separación entre los 160 pilotes, distribuidos en toda el área debería ser de 1.58 m. pero por las limitaciones mencionadas se propone que se coloquen cinco franjas perimetrales de pilotes a cada 1.5 m y el resto en el claro central. Figura VI.10.

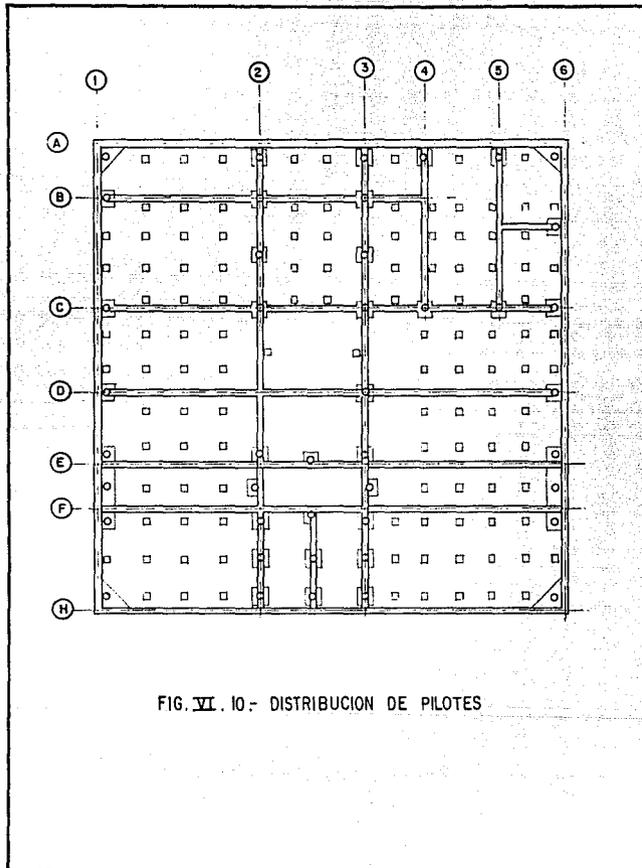


FIG. VI. 10.- DISTRIBUCION DE PILOTES

#### VI.4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA RECIMENTACION

##### VI.4.1. REFUERZO DE LA CIMENTACION EXISTENTE

Consiste en el hincado a presión de pilotes de fricción de sección cuadrada de 0.30 m de lado, en tramos de 3.0 m de longitud con una junta mecánica que permita una unión rápida entre ellos, garantice su continuidad estructural y a su vez permita que en caso de requerirse, el pilote completo sea capaz de trabajar a tensión. Los pilotes de 25 m de longitud efectiva y que daron desplantados a 28.0 m de profundidad.

Previamente al hincado, se realizó una perforación de 25 cm de diámetro que sirvió de guía y atravesó algunas zonas resistentes de la costra superficial y el estrato duro ubicado aproximadamente a 13 m de profundidad, para permitir que el pilote penetre.

Se ranuró la losa de cimentación existente, para armar y colar nuevas trabes de cimentación, a la vez que sirven de refuerzo a la propia losa, sirven para ubicar las anclas y cabezales ajustables contra los cuales ejerce presión hacia arriba los nuevos pilotes.

Estas nuevas trabes de cimentación, se colocaron por parejas apoyadas en las contratraves de cimentación existentes desde el proyecto y construcción originales, y permiten que entre ellas pasen los cuerpos de los nuevos pilotes, también a los trabajadores excavar por debajo de la losa de cimentación original áreas parciales para reducir el área de contacto en la mitad posterior del edificio.

#### VI.4.2. NIVELACION DEL EDIFICIO

Para lograr la renivelación de la estructura se provocaron asentamientos únicamente en la zona norte del edificio, que presenta mayor elevación, debilitando el contacto entre la losa del cajón de cimentación y el suelo, por medio de perforaciones horizontales con extracción del material. Para controlar los movimientos producidos, se instalaron mecanismos ajustables temporales que ligan los pilotes con la estructura.

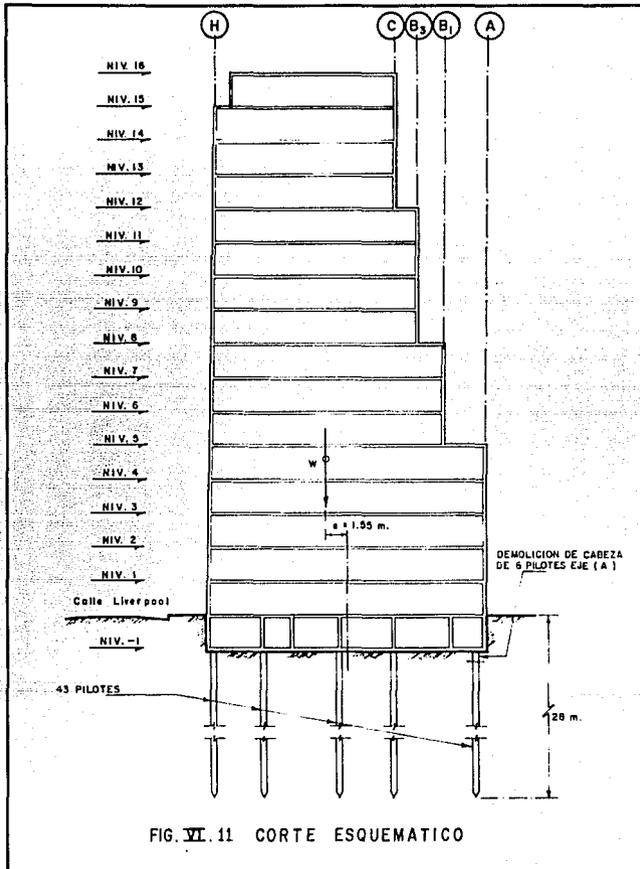
Además del proceso de excavación mencionado antes, se bombea simultáneamente el agua freática, que inunda las trincheras y sus áreas excavadas, produciendo así el movimiento deseado del edificio.

Se llevó una nivelación periódica de los puntos clave del edificio, así como de las estructuras vecinas, para conocer el avance del movimiento y decidir correcciones o modificaciones al proceso.

Paralelamente al proceso de recimentación se llevó a cabo el proceso de re-estructuración de columnas y trabes especialmente en la fachada principal y posteriormente se continuaron estos trabajos en otros ejes interiores.

#### VI.4.3. CORRECCION DE LA EXCENTRICIDAD

Se realiza por medio de lastre constituido por un muro de piedra brasa, que se colocó a todo lo largo del eje posterior, correspondiente a la colindancia norte, de 1.20 m de espesor y en los tres primeros pisos del edificio, además de la celda de cimentación, de tal suerte que se anuló la excentricidad inicial, teniendo en cuenta que se han liberado a la fecha la cabeza de los pilotes originales ubicados a lo largo del eje A, gracias a lo cual el efecto del lastre es mucho más efectivo, actuando de manera conjunta con el propio peso de la superestructura Figura VI.11.



El movimiento que se realizó, manteniendo fijo el eje H, ubicado en la fachada principal, se hizo en forma gradual, lenta y siempre accionando las cabezas ajustables, ubicadas sobre los pilotes nuevos, de tal forma que en ningún momento el edificio quedó libre, Figuras VI.12 y VI.13.

Este movimiento fue descendente y se logró un valor de 49 cm.

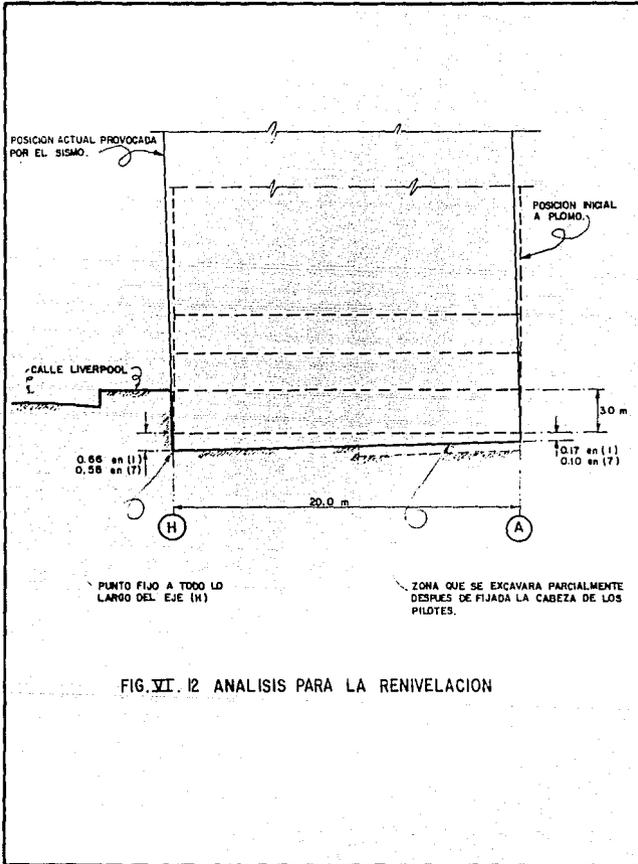


FIG. VI. 12 ANALISIS PARA LA RENIVELACION

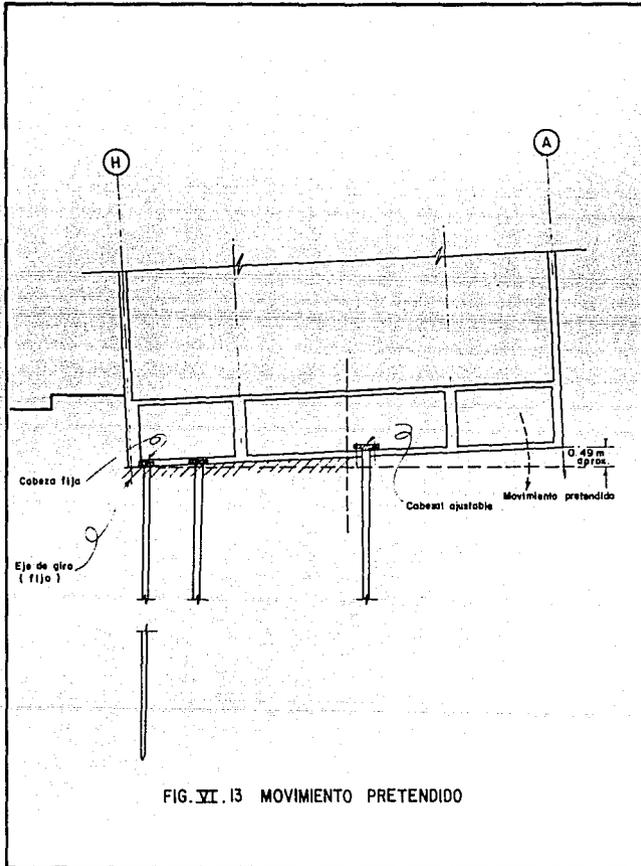


FIG. VI. 13 MOVIMIENTO PRETENDIDO

**VI.5. ESTRUCTURAS VECINAS**

A) El edificio del Centro de Comercio de los Estados Unidos de Norteamérica vecino por colindancia oriente, tiene una separación origen en esta colindancia del orden de 10 cm como mínimo y solo ha sufrido hundimientos de 2 a 3 mm durante el proceso de recimentación y renivelación, iniciado a principios de 1987.

B) El edificio vecino por la colindancia poniente, formado por dos niveles, desocupado a la fecha requiere liberación del tapajunta construido a nivel de su azotea, ya que aún permanece en contacto y presionando a los inmuebles entre si, especialmente en un tramo de 6 m a partir del alineamiento común.

C) El edificio vecino por la colindancia norte, en proceso de re-estructuración habilitándole castillos y recubrimientos estructurales, tiene una longitud tal desde su entrada por la calle Dinamarca No. 61, que solo una parte de su ala sur, afectada, está siendo observada y requiere liberación del tapajuntas de concreto, ya que por el proceso de renivelación significó un tope.

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

De acuerdo a la exploración realizada por PEMEX en la Ciudad de México se amplía un poco más el conocimiento de los materiales y estructura del subsuelo, con ello se plantean las hipótesis de los efectos de ondas sísmicas que llegan de varios kilómetros de distancia y que generan enfocamientos de energía en ciertas zonas de la Ciudad.

Tomando en cuenta estas hipótesis y los resultados de investigaciones respecto a Ingeniería Sísmica e Ingeniería Estructural se ha reglamentado el diseño de las cimentaciones de todo tipo de edificaciones.

Para aceptar o rechazar esas hipótesis de diseño es indispensable la instrumentación de las construcciones y revisar los resultados que se obtienen después de movimientos sísmicos.

En cuanto a los procedimientos constructivos se presenta un diseño de módulos de pilotes para ser hincados en espacios reducidos como son los cajones de las cimentaciones.

El sistema de análisis y diseño permite variar las solicitaciones de carga a que sometemos una cimentación y valuar su comportamiento, esto en función de los parámetros del suelo.

**ANEXO I**

```

D Line# 1 7 Microsoft FORTRAN77 V3.20 02/04
1 C
2 C PROGRAMA PARA LA COMPENSACION ANALITICA DE UNA POLIGONAL
3 C
4 DIMENSION LONG(9),RBO(9),GRD(9),MIN(9),SEG(9),FRONS(9),FRCEW(9),
5 DIMENSION CNS(9),CEW(9),FRONS(9),FRCEW(9),X(9),Y(9),ANG(9)
6 REAL LONG
7 INTEGER RBO,GRD,MIN,SEG
8 DATA PI /3.141592653589793165/
9 DATA SFRON,SFRCS,SFRCE,SFRCW /4*0.0/
10 DATA SFRON,SFRCS,SFRCE,SFRCW /4*0.0/
11 DATA X(1),Y(1) /2*0.0/
12 READ(1,*)II
13 DO 1 I=1,N
14 READ(1,70)LONG(I),RBO(I),GRD(I),MIN(I),SEG(I)
15 PERIM=PERIM+LONG(I)
16 ANG(I)=RBOGRD(RBO(I),GRD(I),MIN(I),SEG(I))
17 FRONS(I)=LONG(I)*COS(ANG(I))
18 PRCEM(I)=LONG(I)*SIN(ANG(I))
19 IF (RBO(I),EQ,10)FRONS(I)=FRONS(I)*(-1)
20 IF (RBO(I),EQ,50)PRCEM(I)=PRCEM(I)*(-1)
21 IF (FRONS(I),GE,0.0)SFRON=SFRON+FRONS(I)
22 IF (FRONS(I),LE,0.0)SFRON=SFRON-FRONS(I)
23 IF (PRCEM(I),GE,0.0)SFRCE=SFRCE+PRCEM(I)
24 IF (PRCEM(I),LT,0.0)SFRCE=SFRCE-PRCEM(I)
25 CONTINUE
26 EY=SFRON+SFRCE
27 EX=SFRCS+SFRCW
28 EY=SQRT(EY**2+EX**2)
29 EC=ET/PERIM
30 FCNS=-EY/PERIM
31 FCEW=-EX/PERIM
32 SAREA=PI*(N-2)
33 SAREA=0
34 DO 2 J=1,N
35 CNS(J)=FCNS+LONG(J)
36 CEW(J)=FCEW+LONG(J)
37 FRONS(J)=FRONS(J)+CNS(J)
38 PRCEW(J)=PRCEM(J)+CEW(J)
39 IF (FRONS(J),GE,0.0)SFRON=SFRON+FRONS(J)
40 IF (FRONS(J),LT,0.0)SFRON=SFRON-FRONS(J)
41 IF (PRCEW(J),GE,0.0)SFRCE=SFRCE+PRCEW(J)
42 IF (PRCEW(J),LT,0.0)SFRCE=SFRON-PRCEW(J)
43 J=J-1
44 IF (J,EQ,0)J=N
45 ANGINI=ANG(I)+(PI-ANG(J))
46 IF (ANGINT,GT,2*PI)ANGINI=ANGINT-2*PI
47 SAREA=SAREA+ANGINT
48 IF (I,EQ,1)GOTO 2
49 X(I)=X(I-1)+FRONS(I-1)
50 Y(I)=Y(I-1)+PRCEM(I-1)
51 2 CONTINUE
52 WRITE(3,10)N
53 WRITE(3,20)
54 WRITE(3,30)
55 DO 3 I=1,N
56 WRITE(3,40)I, LONG(I),RBO(I),GRD(I),MIN(I),SEG(I),
57 FRONS(I),PRCEM(I),CNS(I),CEW(I),
58 FRONS(I),PRCEM(I),X(I),Y(I)
59 3 CONTINUE

```

```

D Line# 1 7 Microsoft FORTRAN77 V3.20 02/24
60 WRITE(3,30)
61 WRITE(3,50)PERIM,SPRON,SPROS,SPROE,SPFOW,SPRCN,SPRCS,SPRCE,SPRCH
62 * PERIM,100*EY,100*EX,100*ET,EC,1/EC,180/PI*SAFEA,180*(1-2)
63 * 1/EC,3600.0*180/PI*ABS(SATEC-SAREA)
64 STOP 'FIN DE PROCESO'
65 C
66 C FORMATOS DE IMPRESION
67 C
68 10 FORMAT(//,36,' PLANILLA DE COMPENSACION ANALITICA PARA UNA ',
69 * ' POLIGONAL DE ',I2,' LADOS.',/,25X,67('-',),//)
70 20 FORMAT(9X,'-----',9('-',),'+',14('-',),'+',13('-',),'+',
71 * '15('-',),'+',2(23('-',),'+',/,7X,'+',4X,'+',9X,'+',14X,
72 * 'PROYECCIONES ORIGINALES: CORRECCIONES I PROYECCIONES II',
73 * 'CORREGIDAS: COORDENADAS ',/,7,9X,'LADO: LON',
74 * 'GITUO: RUMBO ',/,2(11('-',),'+'),2(7('-',),'+'),
75 * '4(11('-',),'+'),/,9X,'+',1,9X,'+',14X,'+',(8X),
76 * '(S-) | (E+)(W-) | (NS) | (EW) | (N+)(S-) | (S+)',
77 * '(W-) | (X) | (Y) |')
78 C
79 30 FORMAT(9X,'-----',9('-',),'+',14('-',),'+',2(11('-',),'+'),
80 * '2(7('-',),'+'),4(11('-',),'+')')
81 C
82 40 FORMAT(9X,'+',I2,'+',/,F6.2,'+',/,A3.1X,I2,'+',/,I2,1N',I2,1N',
83 * '1',2(F10.2,' '),2(F6.2,' '),4(F10.2,' ')')
84 C
85 50 FORMAT(15X,F8.2,9X,2(10X,F8.2,1X,F8.2,4X,F8.2,1X,F6.2,' '),//)
86 * 48X,'PERIMETRO: ',2X,F10.2,' METROS',//)
87 * 48X,'ERROR N-S: ',5X,F8.1,' CENTIMETROS',//)
88 * 48X,'ERROR E-W: ',5X,F8.1,' CENTIMETROS',//)
89 * 48X,'ERROR TOTAL: ',5X,F8.1,' CENTIMETROS',//)
90 * 48X,'ERROR DE CIERRE: ',2X,F9.3,/,
91 * 48X,'PRECISION: ',3X,F9.2,/,
92 * 48X,'SUMA ANGULAR: ',2X,F9.2,' GRADOS( ',I4,' )',/,
93 * 48X,'DIAGNOSTICO: (A COMPARAR CON LAS TOLERANCIAS)',//)
94 * 52X,'LINEAL: ',1/,F9.0,/,
95 * 52X,'ANGULAR: ',F9.2,' SEGUNDOS.',//)
96 70 FORMAT(F7.2,1X,A3,3(1X,(2)
97 END

```

Name	Type	Offset	P. Class
ABS			INTRINSIC
ANG	REAL	470	
ANGINT	REAL	618	
ANGINT	REAL	614	
CEW	REAL	434	
CNS	REAL	398	
COS			INTRINSIC
EC	REAL	564	
ET	REAL	582	
EX	REAL	578	
EY	REAL	574	
FCEW	REAL	394	
FCNS	REAL	390	
GRD	INTEGER*4	363	
I	INTEGER*4	350	
J	INTEGER*4	610	
LONG	REAL	2	
MIN	INTEGER*4	182	

D Line#	1	7	
N	INTEGER*4	546	
NW	INTEGER*4	566	
PERIM	REAL	558	
PI	REAL	506	
PROEW	REAL	326	
PROES	REAL	290	
PREIM	REAL	510	
PROEW	REAL	254	
PROES	REAL	218	
KBO	INTEGER*4	38	
SAREA	REAL	602	
SATEC	REAL	626	
SATED	REAL	598	
SEG	INTEGER*4	74	
SIN			INTRINSIC
SPRCE	REAL	538	
SPRCH	REAL	530	
SFRCS	REAL	534	
SFRCW	REAL	542	
SFRCE	REAL	522	
SFRON	REAL	514	
SFRCS	REAL	518	
SFRON	REAL	526	
SCHT			INTRINSIC
SW	REAL	570	
X	REAL	110	
Y	REAL	146	

```

98 C
99 C
100 C
101 FUNCTION RGRAD(R,E,M,S)
102 INTEGER R,G,M,S
103 DATA PI /3.14159265/
104 A=G*M/60.0+5/3600.0
105 A=PI*A/180.0
106 IF(R.EQ.'NE') A=PI/2.-A
107 IF(R.EQ.'NW') A=PI/2.+A
108 IF(R.EQ.'SW') A=3*PI/2.-A
109 IF(R.EQ.'SE') A=3*PI/2.+A
110 RGRAD=A
111 RETURN
112 END

```

Name	Type	Offset	Class
A	REAL	2252	
G	INTEGER*4	4	*
M	INTEGER*4	8	*
PI	REAL	2248	
R	INTEGER*4	0	*
S	INTEGER*4	12	*

Name	Type	Size	Class
MAIN			PROGRAM

Page 4  
02-26-90  
09:46:35

D Line# 1 7  
RBOARD\_REAL FUNCTION

Microsoft FORTRAN77 V3.20 02/84

Pass One No Errors Detected  
112 Source Lines

**ANEXO II**

```
D-Line# 1 7 Microsoft FORTRAN77 V3.20 02/74
1 C ANALISIS TRI-DIMENSIONAL DE GRUPOS DE PILOTES
2 C *****
3 C LOS SINENOS SON: +PY = A LA DER. +PY = FUERA DEL PLANO DEL PAPEL
4 C +FW ES A 90 DEG PARA PILOTES INCLINADOS
5 C +FU HACIA ABAJO Y COINCIDE CON EL EJE DEL PILOTE
6 C *****
7 C + MOMENTO ACORDE A LA REGLA DE MANO DERECHA USANDO EL PULGAR EN
8 C LA DIRECCION DE LA FUERZA
9 C *****
10 C ***** IDENTIFICACION DE VARIABLES *****
11 C NFILES = NO DE PILOTES EN GRUPO A SER ANALIZADOS
12 C NLC = NUMERO DE DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA
13 C LIST = 1 LISTA LA MATRIZ DE CADA PILOTE
14 C = 0 PARA NO LISTAR
15 C ***** ENTRADA DE DATOS *****
16 C X,Z,Y = COORDENADAS DE LA CABEZA DEL PILOTE CON RESPECTO
17 C A LOS EJES DE LA LOSA DE CIMENTACION
18 C X = + A LA DERECHA; Z = + AL LADO IZO DEL EJE-X VIENDO
19 C Y = - HACIA ABAJO
20 C BETA = ANGULO DE LA PROYECCION DEL PILOTE CON EL EJE X EN
21 C EL PLANO X-Z
22 C = 0.0 PARA PILOTES VERTICALES
23 C BATTER = PILOTE INCLINADO 90 CON I = NOROCC.
24 C USE BATTER = 0.0 PARA PILOTES VERTICALES-----NOTE QUE ESTO
25 C DEFINE LA DIRECCION BATTER
26 C *****
27 C ***** ENTRADA DE 10 CONSTANTES C(I,J) PARA CADA PILOTE EN TORNO
28 C *****
29 C *****
30 C *****
31 C *** NOTE QUE COMO BETA INCREMENTA DE CERO DEG A 360 DEG EN
32 C DIRECCION POSITIVA. FW Y FY TAMBIEN ROTAN
33 C ***** ENTRADA DE LA MATRIZ P *****
34 C ENTRA P(I),I=1,3 PARA CADA NLC--PX,PY,PZ,MX,MY,MZ EN ESTE ORDEN.
35 C PERO DE USAR EL ORDEN PARA CONSTRUIR LA MATRIZ AGAT
36 C *****
37 C CHARACTER *2 AZ
38 COMMON/CHE/BETA(20),BATTER(20),C(20,10),X(20),Y(20),Z(20),P(2,3)
39 LABAT(a,e),XF(6,3),S(6,6),A(5,6),SUM(6,3)
40 DIMENSION TITLE(20),AZ(6)
41 DATA /AZ,PX, PY, PZ, MX, MY, MZ/
42 C
43 2000 READ(1,1000,END=150)TITLE
44 1000 FORMAT(20A4)
45 WRITE(3,2000)TITLE
46 2000 FORMAT(//,5X,20A4,/)
47 READ(1,*)NFILES,NLC,LIST
48 WRITE(3,2000)
49 1000 FORMAT(10,' ENTRADA GENERAL DE DATOS',/,7S,' PILOTE NO',AX, X',9X,
50 1,7Z,9X, 'Y',7X, BETA',5X,'BATTER ')
51 DO 25 I = 1,NFILES
1 52 READ(1,*)X(I),Z(I),Y(I),BETA(I),BATTER(I)
1 53 C
1 54 WRITE(3,2004)I,X(I),Z(I),Y(I),BETA(I),BATTER(I)
1 55 2004 FORMAT(7S,12,5(3X,F7,2))
1 56 C ENTRADA DE 10 CONSTANTES DE PILOTE PARA CADA UNO
1 57 READ(1,*)C(1,3),J=1,10)
1 58 20 CONTINUE
59 C
```

```

D Line# 1 7
60 WRITE(3,2006)
61 2006 FORMAT(7,10X,'LAS CONSTANTES DEL PILOTE SON',7,2X,'PILOTE NO.',2X
62 1,'C(1)',7X,C(2),7X,C(3),7X,C(4),7X,C(5),7X,C(6),7X
63 2,'C(7)',7X,C(8),7X,C(9),7X,C(10)')
64 DO 40 I = 1,NFILES
1 45 20 WRITE(3,2008)1,C(I,J),J=1,10)
66 2008 FORMAT(5Y,1E,2X,F10.1,9(1X,F10.1))
67 DO 40 I = 1,6
1 68 DO 40 J = 1,NLC
2 69 SUM(I,J) = 0.
2 70 F(I,J) = 0.
2 71 40 CONTINUE
72 C
73 C INCLUYENDO LA MATRIZ-P
74 DO 60 I = 1,NLC
1 75 READ(1,*)F(J,I),J=1,6)
1 76 50 CONTINUE
77 C
78 WRITE(3,2010)NLC
79 2010 FORMAT(5X,'LA MATRIZ-P PARA ',11,' CASOS DE CARGA ES LA SIG:')
80 DO 60 I = 1,6
1 81 60 WRITE(3,2100)1,IZ(I), (F(I,J),J=1,NLC)
82 2100 FORMAT(2X,11,2X,A2,' = ',3(1X,F10.3))
83 C
84 INDEX = 0
85 I = 1
86 40 CALL STIFF(I,INDEX,NFILES,LIST)
87 IF (INDEX.GT.0)GO TO 100
88 C
89 CALL INVR1A(ASAT,P,XF,S,NLC)
90 C
91 100 CALL FORCE(I,INDEX,NFILES,NLC)
92 IF (I.LE.NFILES)GO TO 50
93 C
94 GO TO 5000
95 150 SYOP
96 END

```

Name	Type	Offset	P	Class
A	REAL	2232		/ONE /
ASAT	REAL	1872		/ONE /
AZ	CHAR*2	2		
BATTER	REAL	120		/ONE /
BETA	REAL	0		/ONE /
C	REAL	240		/ONE /
I	INTEGER*4	226		
INDEX	INTEGER*4	628		
J	INTEGER*4	294		
LIST	INTEGER*1	126		
NLC	INTEGER*4	122		
NFILES	INTEGER*4	118		
P	REAL	1800		/ONE /
S	REAL	2080		/ONE /
SUM	REAL	2376		/ONE /
TITLE	REAL	14		
X	REAL	1440		/ONE /
XF	REAL	2016		/ONE /
Y	REAL	1560		/ONE /

Line 1 7 1450 /ONE /

Microsoft FORTRAN77 03.20 02

```

07 C
08 C
09 C SUBROUTINE STIFF (I,INDEX,FILES,LIST)
10 C *****
101 C CONSTRUENDO LAS MATRICES A, S, SAT, ASAT
102 C *****
103 DIMENSION SAT(6,6)
104 COMMON/ONE, BETA(20), BATTER(20), C(20,10), X(20), Y(20), E(20), P(6,
105 1,ASAT(6,6), F(6,2), S(6,6), A(6,6), SUM(6,2)
106 C
107 IF (INDEX.GT.0) GO TO 20
108 DO 10 J = 1,6
109 10 ASAT(I,J) = 0.
110 C
111 20 SAB = 0.017453
112 C
113 40 BETA(K) = BETA(I)+SAB
114 SINS = SIN(BETA(K))
115 COSB = COS(BETA(K))
116 SLOFF = SQRT(1.+BATTER(I)**2)
117 SINB = BATTER(I)/SLOFF
118 IF (BATTER(I).EQ.0) SINB = 1.
119 COSA = 1./SLOFF
120 IF (BATTER(I).EQ.0) COSA = 0.
121 C *** CONSTRUYENDO LA MATRIZ **
122 DO 45 I = 1,6
123 DO 45 J = 1,6
124 45 A(I,J) = 0.
125 C
126 A(1,1) = COSB+COSA
127 A(1,2) = SINS
128 A(1,3) = SINB+COSA
129 A(2,1) = -SINS
130 A(2,2) = COSB
131 C
132 A(3,1) = COSB*SINB
133 A(3,2) = -COSB
134 A(3,3) = SINB*SINB
135 A(4,1) = Z(I)*SINB + Y(I)*COSA*SINB
136 A(4,2) = -Y(I)*COSB
137 A(4,3) = -Z(I)*COSA + Y(I)*SINB*SINB
138 A(4,4) = A(1,1)
139 A(4,5) = A(1,2)
140 A(4,6) = A(1,3)
141 C
142 A(5,1) = Z(I)*A(1,1) - Y(I)*A(2,1)
143 A(5,2) = Z(I)*SINB + Y(I)*COSB
144 A(5,3) = Z(I)*A(1,3) - Y(I)*A(3,1)
145 A(5,4) = A(2,1)
146 A(5,5) = A(2,2)
147 A(5,6) = -Y(I)*A(1,1) - Z(I)*SINB
148 A(5,7) = -Y(I)*A(1,2)
149 A(5,8) = -Y(I)*A(1,3) + X(I)*COSA
150 A(5,9) = A(3,1)
151 A(5,10) = A(3,2)
152 A(5,11) = A(3,3)

```

```

D Linz# 1 7
J INTEGER*4 776
K INTEGER*4 108
L INTEGER*4 612
LIST INTEGER*4 12 *
M INTEGER*4 316
NFILES INTEGER*4 8 *
F REAL 1500 /ONE /
FWD REAL 780 /ONE /
S REAL 2068 /ONE /
SAT REAL 532
SIN INTRINSIC
SINA REAL 300
SINH REAL 788
SLOPE REAL 796
SORT INTRINSIC
SUM REAL 1176 /ONE /
X REAL 1440 /ONE /
XF REAL 2016 /ONE /
Y REAL 1560 /ONE /
Z REAL 1680 /ONE /

```

```

153 C
157 C
200 C SUBROUTINE INVRTA(A,R,X,NEG,NLC)
201 C
202 C
203 C SUBROUTINA PARA INVERTIR UNA MATRIZ CUADRADA CON UN CEROS EN
204 C LA DIAGONAL
205 C LA SUBROUTINA ES DINAMICAMENTE DIMENSIONADA USANDO NEG
206 C A = DIMENSION DE COEFICIENTES A(NEG,NEG)
207 C S = VECTOR DE CONSTANTES TAM-EN DIMEN(NLC)
208 C X = VECTOR SOLUCION EL CUAL ES RESPE-NDO PARA CUMPLIR LA UNIDAD
209 C
210 C
211 C DIMENSION A(NEG,NEG), S(NEG,NLC), X(NEG,NLC)
212 C
213 C DO 100 J = 1,NEG
214 C CON = 1. /A(I,J)
215 C DO 90 I = 1,NEG
216 C IF(I,EG,1)GO TO 40
217 C A(I,J) = A(I,J)*CON
218 C 40 CONTINUE
219 C DO 90 I = 1,NEG
220 C IF(I,EG,1)GO TO 90
221 C DO 70 I = 1,NEG
222 C IF(I,EG,1)GO TO 70
223 C A(I,J) = A(I,J) - A(I,I)*A(I,K)
224 C 70 CONTINUE
225 C 80 CONTINUE
226 C DO 90 I = 1,NEG
227 C IF(I,EG,1)GO TO 90
228 C A(I,I) = -A(I,I)*A(I,K)
229 C 90 CONTINUE
230 C A(I,I) = CON
231 C 100 CONTINUE
232 C LA MATRIZ ES AHORA INVERTIDA EN SU LUGAR
233 C OBTENIENDO EL VECTOR SOLUCION
234 C DO 210 JJ = 1,NLC

```

```

D Line# 1 7
1 235 DO 200 I = 1,NEQ
2 236 X(I,JJ) = 0.
3 237 DO 200 J = 1,NEQ
4 238 200 X(I,JJ) = X(I,JJ) + A(I,J)*S(J,J)
1 239 210 CONTINUE
240 RETURN
241 END
  
```

Addr	Type	Offset	P	Class
A	REAL	0	*	
B	REAL	4	*	
CON	REAL	1056		
I	INTEGER*4	1068		
J	INTEGER*4	1068		
JJ	INTEGER*4	1084		
K	INTEGER*4	1048		
NEQ	INTEGER*4	12	*	
NLC	INTEGER*4	16	*	
X	REAL	8	*	

```

242 C
243 C
244 SUBROUTINE FORCE(I,INDEX,HPILES,NLC)
245 C SUBROUTINA PARA CALCULAR LAS FUERZAS EN LOS PILOTES
246 C
247 C
248 COMMON/DIE/BETA(20),BATTER(20),C(20,20),X(20),Y(20),Z(20),F(5,5)
249 I,ASAT(6,6),XF(2,2),S(5,5),A(6,6),SUN(6,3)
250 DIMENSION: XPILE(20,6,3),F(20,6,3),COMP(20,6,7)
251 C
252 IF(INDEX,GT,0)GO TO 20
253 C
254 DO 10 I = 1,NLC
1 255 WRITE(2,2001)I
1 256 2001 FORMAT(1,1X,' DESPLAZAMIENTOS DE LA CABEZA DEL PILOTE NLC = ',I2)
1 257 10 WRITE(2,2002)(X(I,J),J=1,6)
1 258 2002 FORMAT(4,' X=',F9.6,2X,' Y=',F9.6,2X,' Z=',F9.6,2X,' ALFA Y=',F9.6
259 1,2X,' ALFA Y=',F9.6,2X,' ALFA Z=',F9.6)
260 I = 1
261 GO TO 980
262 C
263 20 DO 300 JJ = 1,NLC
1 264 DO 30 J = 1,6
265 XPILE(I,J,JJ) = 0.
266 DO 30 I = 1,6
3 267 XPILE(I,J,JJ) = XPILE(I,J,JJ) + A(I,J)*XF(I,JJ)
3 268 30 CONTINUE
1 269 C ** CALCULO DE LAS FUERZAS USANDO F = S(I)*XPILE(I) **
1 270 DO 60 J = 1,6
2 271 F(I,J,JJ) = 0.
2 272 DO 60 K = 1,6
3 273 F(I,J,JJ) = F(I,J,JJ) + S(J,K)*XPILE(I,K,JJ)
1 274 C ** CALCULO DE LAS COMPONENTES X,Y,Z DE LAS FUERZAS PARA PILOTES
1 275 C INDIVIDUALES, CHECKANDO LA SOLUCION ESTATICA ****
1 276 DO 95 K = 1,3
3 277 COMP(I,K,JJ) = 0.
2 278 DO 94 J = 1,6
  
```



D Line#	1	7		
Y	REAL	1560	/ONE	/
Z	REAL	1680	/ONE	/

Name	Type	Size	Class
FORCE			SUBROUTINE
INVRTA			SUBROUTINE
PRIN			PROGRAM
ONE		2448	COMMON
STIFF			SUBROUTINE

Pass One No Errors Detected  
311 Source Lines

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

#### REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Bowles Joseph E. (1988). "Foundation Analysis and Design". Fourth Edition,--  
Mc. Graw Hill, 1004 p. U.S.A.

Comisión Federal de electricidad (1983), "Manual de Diseño de Obras Civiles".  
México.

##### Geotecnia.

B.1.2 Clasificación de Suelos y Rocas.

B.2.1 Exploración y Muestreo de Suelos.

B.2.2 Propiedades Físicas y Mecánicas de los Suelos.

B.2.4 Cimentaciones en suelos

B.2.5 Instrumentación en Suelos.

Ingeniería Experimental, S.A. (sin fecha), "Estudio de Mecánica de Suelos pa-  
ra el predio ubicado en la Calle de Liverpool No. 39, Col. Juárez",--  
en México, D.F.

Juárez Badillo y Rico Rodríguez (1986), "Mecánica de Suelos" Vols. I, II y --  
III", Ed. LIMUSA, México.

Kozdi Arpad, (1976), "Filosofía de las Cimentaciones Profundas", TERCERA CON-  
FERENCIA NABOR CARRILLO, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos,--  
189 p. Guanajuato, México.

Leet y Judson, (1986), "Fundamentos de Geología Física", Ed. LIMUSA, 450 p.--  
México

Mancera Zamora Benjamín, (1987), "Pilotes de Control". Tesis Profesional ----  
E.N.E.P. Acatlán, U.N.A.M. 139 p. México.

- Marzal Raúl J. y Mazari Marcos, (1987), "El Subsuelo de la Ciudad de México", series del Instituto de Ingeniería, U.N.A.M. No. 505, 149 p. México.
- Mooser, Tómez, et. al (1986), "Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México". COVITUR D.D.F. 32 p. México.
- Montoya Ramírez Vicente A. (1987), "Recimentación, Levantamiento y Nivelación del Templo de Capuchinas en Villa Gustavo A. Madero, México, -- D.F." Tesis Profesional E.N.E.P. Acatlán, U.N.A.M. 264. México.
- Ortega Arenas Erasmo J. (1987) "Aplicación de los Pilotes de Control como Estructuras de Regulación y Corrección de Asentamientos en el Valle de México". Tesis Profesional E.N.E.P. Acatlán, U.N.A.M. 151 p. México.
- Peck Ralph B. (1974), "The Selection of Soil Parameters for the Design of Foundations", SECOND NABOR CARRILLO LECTURE, VII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, 65 p. Guadalajara, México.
- Pérez Cruz Guillermo A. (1988). "Estudio Sismológico de Reflexión del subsuelo de la Ciudad de México" Tesis de Maestría en Exploración, Facultad de Ingeniería, U.N.A.M. 81 p. México.
- Rico Rodríguez y del Castillo Hermilo, (1984), "La Ingeniería de Suelos en -- Las Vías Terrestres", Vol. 1, Ed. LIMUSA, 459 p. México.
- Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1978), "El Subsuelo y la Ingeniería de Cimentaciones en el Area Urbana del Valle de México", Simposio, -- 264 p. México

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1979), "Simposio Internacional de Mecánica de Suelos", Vol. 1, 167 p. Oaxaca, México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1982), "Conferencia Internacional de Mecánica de Suelos", Vol. 2, 155 p. México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1986), "Los Sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos", Simposio, 474 p. México.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica (1987), "Generación, Propagación y Efectos de Temblores", Memorias Simposio Interdisciplinario, 117 p. México, D.F.

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, (1988), "Vocabulario de Mecánica de Suelos". Ed. LIMUSA, 109 p. México.

Salazar Torres Alfredo, (1987), "Temario Problemario y sus Soluciones de Topografía". Vols. I y II, E.N.E.P. Acatlán, U.N.A.M. México.

Técnica Geomecánica para la Construcción (TGC), "Estudio de Mecánica de Suelos y Memorias de Cálculo para el Edificio en Liverpool No. 39.

TGC, S.A. (1984), "Informe de la Exploración Geotécnica del Metro, tramo Lagunilla - Fray Servando". Informe No. 69 elaborado para COVITUR.