

19
2Ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTONOMA DE MEXICO**

**Escuela Nacional de Estudios
Profesionales Acatlán**

PILOTES DE CONTROL

TESIS

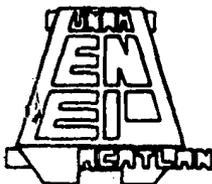
Que para obtener el título de :

Ingeniero Civil

PRESENTA

Benjamín Mancera Zamora

Asesor : Ing Jorge Ortiz Aguilar



Naucalpan Edo. de México

1987



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.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

CI/171/1987.

SR. BENJAMIN MANCERA ZAMORA
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
Presente.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 10 de septiembre de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien -- asignarle el siguiente tema de tesis: "Pilotes de Control", el cual -- se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Los Suelos del Valle de México.
- II.- Características y Propiedades de los Suelos del Valle de México.
- III.- Tipos de Cimentaciones.
- IV.- Pilotes de Control.
- V.- Ejemplo. Uso de Pilotes de Control.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Jorge Ortíz Aguilar, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 25 de [] de 1987.


ING. HERMENEGILDO ARCOS []
Coordinador del Programa de []
Ingeniería.
ENEP - ACATLAN
COORDINACION DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

HAS' PGG/rcm.

C O N T E N I D O

		Pag.
INTRODUCCION		1
CAPITULO I	LOS SUELOS DEL VALLE DE MEXICO	
I.1	Generalidades	4
I.2	Depósitos del lago	8
I.3	Depósitos de transición	13
I.4	Zona de lomas	14
CAPITULO II.	CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS DEL VALLE DE MEXICO	
II.1	Zona del lago	24
II.2	Zona de transición	26
II.3	Zona de lomas	28
CAPITULO III.	TIPOS DE CIMENTACIONES	
III.1	Cimentaciones superficiales	37
III.2	Cimentaciones profundas	43
CAPITULO IV.	PILOTES DE CONTROL	
IV.1	Antecedentes	67
IV.2	Mecanismos de control	69
IV.3	Diseño de una cimentación en base a pilotes de control	77
IV.4	Recimentaciones	87
Anexo IV.A	Programa ECDAMY	102
Anexo IV.B	Programa PILSCONT	108
CAPITULO V.	USO DE LOS PILOTES DE CONTROL	
	Ejemplo	119
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		133
BIBLIOGRAFIA		139

INTRODUCCION

La cimentación es la base de sustentación de la estructura; es la comunicación con el suelo, por lo mismo es tan importante como éste. La elección de una cimentación adecuada nos dará la seguridad de un buen funcionamiento, en base a un comportamiento adecuado del subsuelo. Esta elección depende del conocimiento de las características y propiedades del suelo, así como de la estructura.

En México se ha presentado un fenómeno de crecimiento y concentración poblacional que afecta actualmente a ciudades como México, Guadalajara, Monterrey, entre otras, y de acuerdo a planes de desarrollo, este fenómeno se acentuará en ciudades costeras del Golfo y del Pacífico. Estos asentamientos humanos demandan la construcción de obras de infraestructura que rompen con el equilibrio existente, tal es el caso de las alteraciones que sufre el subsuelo al explotar de manera importante sus mantos acuíferos y la imposición de sobrecargas en la superficie, que inducen en la masa de suelo una disminución de su volumen (hundimiento). Generalmente cuando el hundimiento se debe a los esfuerzos inducidos (esfuerzos efectivos) por una disminución de la presión hidrostática de los mantos acuíferos afecta a extensas áreas (hundimiento regional).

De las grandes ciudades con que cuenta nuestro país, es la propia capital, la que más se ha visto afectada por este fenómeno, los problemas que se han presentado en estructuras localizadas dentro de lo que se llama Zona de Lago son atribuibles, junto con los factores antes mencionados, a las características inherentes al subsuelo de la misma: baja resistencia (baja capacidad de carga) y alta compresibilidad (muy deformable).

Estos problemas estructurales y de funcionalidad que se han presentado en estructuras antiguas y otras que no lo son tanto, desplazadas en esta zona nos hacen pensar en la elección, cuidadosamente razonada, de la cimentación de cualquier obra.

Las cimentaciones superficiales se encuentran con la dificultad de una baja capacidad de carga de los estratos afectados por los esfuerzos que transmite a los estratos poco profundos formados por arcillas blandas altamente compresibles, lo que ocasiona, además, serios problemas de hundimientos; una cimentación profunda apoyada en un estrato resistente y poco compresible, se encontrará con el problema de la fricción negativa ocasionada por los estratos compresibles superiores que inducen una sobrecarga sobre los pilotes, ocasionada por un proceso de consolidación regional debido a la sobreexplotación de los mantos acuíferos del subsuelo; y la emersión (relativa) de la estructura respecto a la superficie del terreno.

El objetivo de este trabajo es presentar un sistema de cimentación, inventado por el Ingeniero Manuel González Flores, para dar solución a este tipo de problemas. Sistema que ofrece la alternativa de repartir la carga de la estructura a dos estratos del subsuelo, de diferentes características físicas y mecánicas, de una forma controlada por el diseñador, de tal forma que la estructura no sufra emersiones (permitiendo que los pilotes atraviesen la losa) ni hundimientos inadmisibles: Sistema de Pilotes de Control.

Este sistema ha sido empleado también con mucho éxito en trabajos de recimentación, ya que permite bajar o subir una estructura, subir una zona o bien subir una zona y bajar otra al mismo tiempo, hasta un nivel en que la estructura vuelva a ser funcional.

Otras soluciones a los problemas de baja capacidad de carga y alta compresibilidad pueden ser un cajón de cimentación que compense parcial o totalmente la carga, en una cimentación a base de pilotes de fricción que distribuya la carga en toda su longitud, o en una combinación de ambas.

El enfoque localista que se da a este trabajo no significa que el sistema de cimentación a base de pilotes de control sea una solución igualmente limitada

geográficamente. El sistema de pilotes de control puede ser aplicado en cualquier lugar donde las características del subsuelo sean de baja capacidad de carga y alta compresibilidad, ya que por un lado proporciona una alta capacidad de carga y por otro permite que la estructura descienda a la par que los suelos circundantes.

En el capítulo I se describe la formación geológica de los suelos del Valle de México, cuyo origen y constitución ha hecho que se distingan tres grandes zonas: zona de lomas, zona de transición y zona de lago.

En el capítulo II se consignan las características estratigráficas y físicas de cada una de las zonas a que se hace mención en el capítulo I y se hacen subdivisiones de las mismas en función del espesor de los estratos que los constituyen y de sus propiedades mecánicas (resistencia y compresibilidad).

En el capítulo III se reportan los tipos de cimentación más comunes, sus características y su campo de aplicación.

En el capítulo IV se exponen los fundamentos del sistema de cimentación en base a pilotes de control: funcionamiento, mecanismos de control, capacidad de carga de una cimentación a base de pilotes de control, hundimientos en este tipo de cimentación. Se describe el uso de las computadoras en el diseño de una cimentación a base de pilotes de control, que permiten determinar una distribución óptima de la carga entre la losa y los pilotes, y por último se consigna el uso del sistema de pilotes de control en trabajos de recimentación.

En el capítulo V, último capítulo de este trabajo, se presenta un ejemplo en el que se pretende mostrar el manejo de los programas de computado en el análisis y diseño de este sistema de cimentación ya sea para proyectos nuevos o para trabajos de recimentación.

CAPITULO I LOS SUELOS DEL VALLE DE MEXICO

1.1 Generalidades

1.1.1 Marco Geológico General

La cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el Sur, está representada por los basaltos de la sierra Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásticos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (figura 1).

El conjunto de rellenos contiene además capas de ceniza y estratos de pómez producto de las erupciones volcánicas menores y mayores durante el último medio millón de años o sea en el Pleistoceno Superior, que es aproximadamente el lapso transcurrido a partir del inicio del cierre de la cuenca. También se reconocen en el citado relleno numerosos suelos, producto de la meteorización de los depósitos volcánicos, fluviales, aluviales y glaciales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlán, hará 600 años, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles del relleno; hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre los rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuesto por sedimentos transicionales (figura 2), y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la urbe se ha extendido aún más, rebasando los límites de la planicie y subiendo a los extensos flancos occidentales de la cuenca, espacio cubierto por los abanicos volcánicos de la sierra de las

Cruces, conocido como Las Lomas. Sus depósitos clásticos difieren en mucho de los depósitos arcillosos superficiales del centro de la cuenca.

1.1.2 Marco Paleoclimático

La cuenca de México, desde su cierre en el Sur por los basaltos de la sierra de Chichinautzin, ha pasado por dos periodos de glaciación, el Illinois y el Wisconsin y dos interglaciales, el Yarmouth y el Sangamon.

Investigaciones recientes han permitido comprobar en el espacio de Las Lomas, depósitos formados por glaciales pertenecientes al Illinois. Debajo de las arenas azules de Santa Fe, especialmente en la mina Totolapa, se descubrieron restos inconfundibles de depósitos morrénicos, además de superficies pulidas en roca, atribuidos exclusivamente a la acción glacial.

Uno de los productos típicos acompañado de la existencia de glaciares son los suelos eólicos. Es casi seguro que fuertes vientos acarrearán importantes volúmenes de partículas finas de polvo volcánico alterado al Valle.

Al precipitarse este polvo -llamado loess- en el lago, se hidrata fácilmente creando las conocidas arcillas lacustres del valle; por este fenómeno se interpreta hoy que las arcillas son producto principal de la alteración de loess glacial.

1.1.3 Marco Vulcanológico

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico.

De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas de los do mos pliocénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, así como las de la sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las co ladas recientes del Pedregal de San Angel originadas en el Xitle.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencio-
nar las acumulaciones de polvo eólico. El viento levanta este pol
vo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo
deposita en las laderas durante periodos de clima frío, se trans-
forman en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se con
vierten en tobas amarillas que tanto abundan en las lomas. Sin em
bargo, si se depositan en un lago, como el antiguo vaso de Texco-
co, sus partículas se hidratan, transformándose en arcillas.

Relacionados con los periodos glaciales, especialmente a finales
de ellos, están los deshielos, por los cuales crecieron arroyos y
ríos caudalosos. Los deshielos generaron potentes depósitos flu-
viales que se reconocen en numerosos puntos de las lomas, así co-
mo al pie de ellos en la transición a la planicie central, forman
do abanicos aluviales y deltas.

1.1.4 Estratigrafía General

- a) Depósitos del lago. Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como depósitos del lago.

Hay que señalar que ello solamente es válido y correcto para ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban a la evapotranspiración, el que desaparecía cuando ésta superaba a las lluvias.

El resultado de lo anterior es lo que llaman los geólogos transgresiones lacustres o regresiones lacustres. El resultado de este fenómeno era la depositación de arcillas o formación de suelos.

El lago subsistía durante las épocas de calor (sequía) en las partes centrales de la cuenca, continuando aquí su depósito de arcillas (lacustres); en las partes marginales (transición) ocurría lo contrario, donde entre arcillas lacustres se intercalaban frecuentemente suelos secos.

Estos cambios climáticos se pueden reconocer en la secuencia estratigráfica de los depósitos del lago. Esta circunstancia, combinada con un análisis minucioso de las erupciones volcánicas, de las cuales ha sido posible fechar algunas, ha llevado a una geología climática de los depósitos del lago. Además, se ha logrado establecer una correlación estratigráfica de dichos depósitos con las secuencias volcánicas de las Lomas, al poniente de la ciudad.

- b) Depósitos de transición. Los depósitos lacustres del centro de la cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las Lomas; lo que ocurre es que entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleros. Obviamente, las aportaciones fluviales de Las Lomas al gran vaso de sedimentación, que es la planicie, se depositan mayoritariamente en el quiebre morfológico Lomas-Planicie (figura 3).
- c) Depósitos de las Lomas. En la secuencia estratigráfica de las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:
- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
 - La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
 - El depósito en las barrancas de morrenas, y
 - El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

1.2 Depósitos del Lago

1.2.1 Formación de los suelos

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y de alteración físicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática; el proceso sufrió largas interrupciones durante los perío-

dos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajó y se formaron costras endurecidas por deshidratación o por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía ocurría también una erupción volcánica, formándose costras duras cubiertas por arenas volcánicas.

El proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-arenosos, por las costras secas y por arenas basálticas o pumíticas productos de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y, aún llegan a desaparecer, al centro del mismo. Esto último se observa en el vaso del antiguo lago Texcoco, demostrando que esta región del lago tuvo escasos y breves períodos de sequía.

1.2.2 Evolución de las propiedades mecánicas.

- a) Consolidación natural. El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras duras, que se preconsolidaron fuertemente por deshidratación o secado solar y que en su parte inferior forman una zona ligeramente preconsolidada. En un principio, y considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad debió ser lineal y similar en cualquier punto del lago. Es factible que en el lago Texcoco, que prácticamente no sufrió etapas de sequía, y donde el con-

tenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas fueron algo más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

b) Consolidación inducida. El desarrollo urbano en la zona lacustre de la cuenca del Valle de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que intervienen los siguientes factores:

- La colocación de rellenos desde la época prehispánica, necesarios para la construcción de viviendas y pirámides y desarrollo de zonas agrícolas.
- La apertura de tajos y túneles.
- La extracción de agua de estratos profundos.
- La aplicación de carga superficial por construcción de estructuras.

c) Resistencia al corte. Las etapas del proceso de consolidación sea natural o inducida implica la evolución de la resistencia al corte de los suelos, como se muestra en la figura 4.

1.2.3 Características estratigráficas

a) Costra superficial (Cs). Está integrada por tres substratos, que constituyen una secuencia de materiales naturales cubiertos con un relleno artificial heterogéneo, a saber:

- Relleno artificial (RA). Se trata de restos de construcción y relleno arqueológico, varía entre 1 y 7m.
- Suelo Blando (SB). Se le puede describir como una serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalados.

- Costra Seca (CS). Consecuencia de una disminución del nivel del lago, quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares.

- b) Serie arcillosa lacustre superior. El perfil estratigráfico de los suelos del Lago, entre la superficie y la llamada Capa Dura, es muy uniforme; se pueden identificar cuatro estratos principales, acordes con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y bombeo profundo; estos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

A esta parte se le conoce como serie arcillosa lacustre superior y su espesor varía entre 25 y 50m aproximadamente.

A continuación se describen de forma breve las características de los estratos que integran esta serie arcillosa.

Arcilla preconsolidada superficial (PCS). En este estrato superficial, las sobrecargas y los rellenos provocaron un proceso de consolidación que transformó a los suelos normalmente consolidados, localizados por debajo de la costra superficial CS, en arcillas preconsolidadas.

Arcilla normalmente consolidada (NC). Se localiza por debajo de la profundidad hasta la que afectan las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos preconsolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque aún estas arcillas han sufrido un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

Arcilla preconsolidada profunda (PCP). El bombeo para abastecer la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, mayor en las arcillas profundas que en las superficiales.

Lentes duros (LD). Los estratos de arcilla están divididos por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena o vidrio volcánicos; estos lentes se utilizan como marcadores de la estratigrafía.

- c) Capa Dura. La capa dura es un depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionales gravas, con una cementación muy heterogénea; su espesor es variable, desde casi imperceptible en la zona central del lago que no llegó a secarse, hasta alcanzar unos cinco metros en lo que fueron orillas del lago.
- d) Serie arcillosa lacustre inferior. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior; su espesor es de unos quince metros al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.
- e) Depósitos profundos. Es una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio; la parte superior de estos depósitos, de unos cinco metros, está más endurecida, abajo de la cual se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

1.3 Depósitos de Transición

1.3.1 Características generales

Los depósitos de transición forman una franja que divide los suelos lacustres de las sierras que rodean al valle, de los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Estos materiales de origen aluvial se clasifican de acuerdo al volumen de clásticos que fueron arrastrados por las corrientes hacia el lago y a la frecuencia de los depósitos; así se generaron dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta.

1.3.2 Condición interestratificada del poniente

Esta condición se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos tienen semejanza con deltas, solamente que se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río (figuras 2A y 2B).

En el proceso de formación de los suelos, el ancho de la franja de estos depósitos transicionales interestratificados varió según el clima prevaleciente en cada época geológica; así cuando los glaciares en las barrancas de Las Lomas se derritieron, a finales de la Tercera Glaciación, los depósitos fluviales correspondientes resultaron mucho más potentes y extensos que los originados a finales de la Cuarta Glaciación, con mucho menor espesor de las cubiertas de hielo.

Por otra parte, los depósitos aluviales pueden ser recientes, y entonces sobreyacen a los depósitos lacustres, como se muestra en la figura 2B y 3.

Otra zona de transición interestratificada ancha se extienden del valle de Cuauhtepac hacia el sur (figura 5).

1.3.3 Condición abrupta cercana a los cerros

Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca y los cerros que sobresalen de dicho relleno a manera de islotes; en este caso, los depósitos fluviales al pie de los cerros son prácticamente nulos, lo cual origina que las arcillas lacustres estén en contacto con la roca (figura 6). Esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac; la estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre interrumpida por numerosos lentes duros, de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

1.4 Zona de Lomas

1.4.1 Características generales

La zona de las lomas está formada por las serranías que limitan a la cuenca al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al SSW; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Por su parte, en el Pedregal del Xitle, los basaltos sobreyacen a las tobas de depósitos fluvio-glaciales más antiguos.

1.4.2 Zona poniente

- a) Sierra de Las Cruces. Está constituida por abanicos volcánicos, caracterizándose superficialmente por la acumulación de materiales piroclásticos durante su actividad explosiva y fueron retransportados por agua y hielo en épocas posteriores.

En la formación de las Lomas se distinguen los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de grandes volcanes andesíticos estratificados:

- Horizontes de cenizas volcánicas. De granulometría variable, producidos por erupciones violentas que formaron tóbas cementadas depositadas a varios kilómetros de distancia del cráter.
- Capas de erupciones pumfticas. Correspondientes a la actividad volcánica de mayor violencia y que se depositaron como lluvia, en capas de gran uniformidad hasta lugares alejados del cráter.
- Lahares. Definidos como acumulaciones caóticas de material piroclástico arrastrado lentamente con corriente lubricada por agua, generadas por lluvia torrencial inmediatas a la erupción.
- Lahares calientes. Correspondientes a corrientes impulsadas y lubricadas por gases calientes; son las menos frecuentes ya que están asociadas a erupciones de extraordinaria violencia; las arenas y gravas azules son las más representativas de estos depósitos.

- Depósitos Glaciales. Caracterizados por grandes bloques angulosos en una matriz más fina, dispuestos en forma caótica.
 - Depósitos fluvioglaciales. Producto del arrastre del agua que se derrite y sale del glacial.
 - Depósitos fluviales. Correlacionables con la formación clástica aluvial del relleno de la cuenca del Valle de México.
 - Suelos. Producto de la alteración de lahares y cenizas por efectos climáticos.
- b) Predregal del Xitle. Del cerro del Xitle descendieron extensas coladas de lava basáltica, que cubrieron las lomas al pie del volcán Ajusco y avanzaron en sus frentes hasta la planicie lacustre entre Tlalpan y San Angel. A la zona cubierta por lavas, se le identifica como los pedregales de: San Angel, San Francisco, Santa Ursula, Carrasco y Padierna (figura 7).

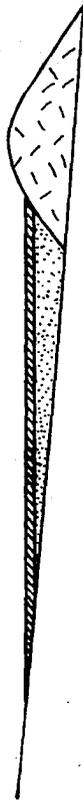
1.4.3 Zona norte

Esta región corresponde a la sierra de Guadalupe; se compone principalmente por rocas volcánicas dacíticas y andesíticas, en forma de un conjunto de elevaciones dómicas que se extienden desde el Tepeyac, en el SE de la sierra, hasta la zona de Barrientos, en el NW. En su parte central, esta sierra está afectada por un graben que se extiende al NNE, formando el valle de Cuauhtepac; en el extremo septentrional de dicho graben y ligado a él desde su origen, se eleva un volcán, cuyas laderas erosionadas constituyen

las porciones más altas de la sierra de Guadalupe y se denomina el cerro Tres Padres.

Una característica de la sierra de Guadalupe son los potentes depósitos de tobas amarillas que cubren los pies de sus numerosas elevaciones en forma de abanicos aluviales. Estas tobas consisten de estratos de vidrio pumítico fino a grueso; son los productos de las erupciones violentas que generaron la sierra de las Cruces. Al azolverse la cuenca de México a consecuencia de la formación de la sierra de Chichinautzin, la sierra de Guadalupe fue rodeada por depósitos aluviales y lacustres en el Sur, Este y Norte; de estos depósitos emerge esta sierra hoy como isla.

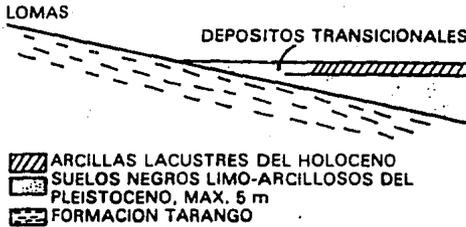
ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO



ARCILLAS LACUSTRES
DEPOSITOS CLASTICOS

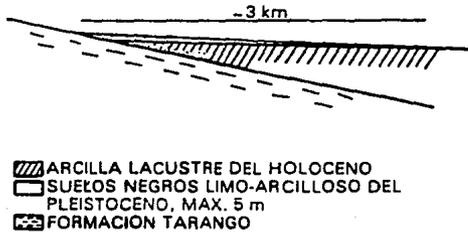
SIERRA DE CHICHINAUTZIN

FIGURA No. 1



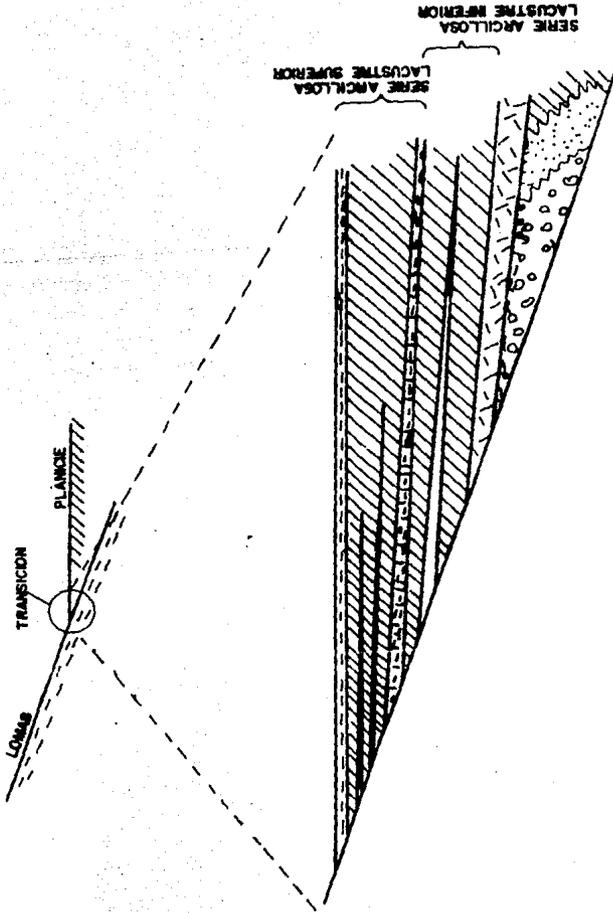
*Esquema geológico general de la transición
Lomas - planicie de un "delta" aluvial*

a)



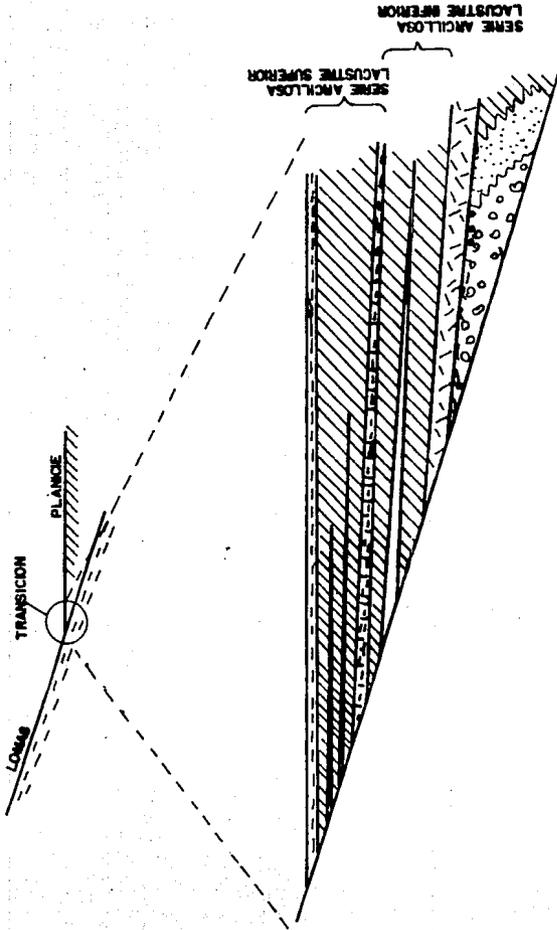
*Esquema geológico general de la transición
Lomas - planicie fuera de un "delta" aluvial*

b)



ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICION

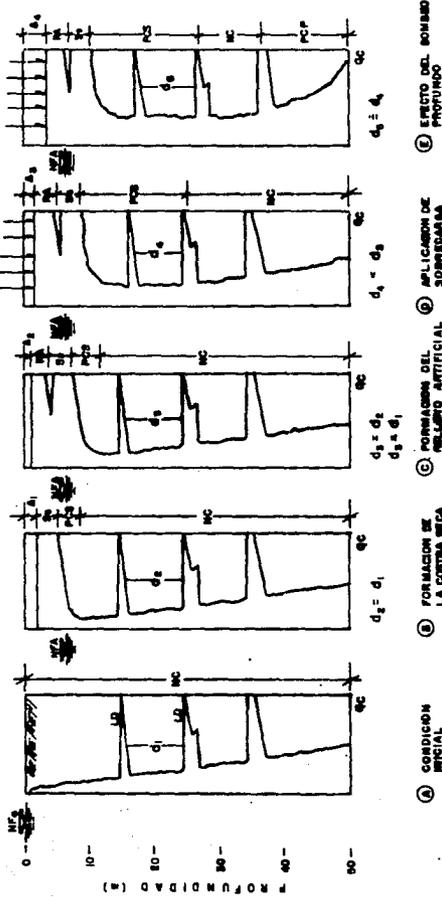
FIGURA No. 3



ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICION

FIGURA No. 3

EVOLUCION DE LA RESISTENCIA AL CORTE



- 0 SOBRECARGA SUPPLEMENTARIA
- 10-20-30-40-50 METROS PROFUNDIDAD
- MP MP/CM²
- A, DEPRESION DE NIVEL POR AGUJERITOS
- NA Y NUBES DE VAPOR EN EL RELLENO ARTIFICIAL
- NO EN LA COSTA SECA
- PC EN LA COSTA HUMEDECIDA POR EL BOMBEO PROFUNDO
- PC EN LA COSTA HUMEDECIDA POR EL BOMBEO PROFUNDO

FIGURA No. 4

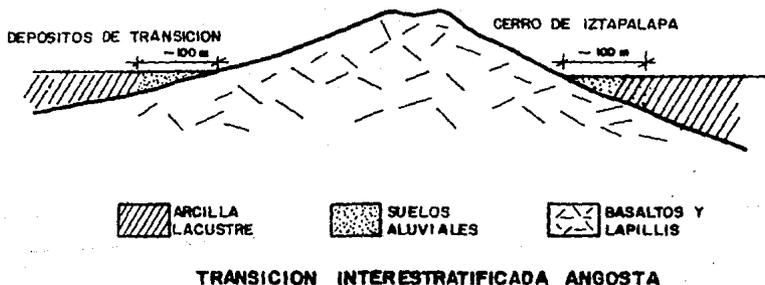


FIGURA No. 5



FIGURA No. 6

CAPITULO II

CARACTERISTICAS Y PROPIEDADES DE LOS SUELOS DEL VALLE DE MEXICO

En este capítulo se presenta la zonificación del área urbana de la Ciudad de México basada en las características de compresibilidad y resistencia de los depósitos propios de la cuenca: lacustres, aluviales y volcánicos; en la figura 8 se presenta una zonificación actualizada que sigue los lineamientos presentados por Marsal y Mazari en 1959.

Las gráficas que aquí se encuentran muestran la resistencia de los distintos estratos del subsuelo, en forma continua (generalmente a cada 10cm), a la penetración de un elemento de punta cónica (cono), hincado a velocidad constante (1cm por segundo, generalmente), que contiene integrado un sensor de presión. Estos valores pueden correlacionarse con los resultados de cohesión de terminados mediante pruebas triaxiales en muestras inalteradas.

II.1 Zona del Lago

Esta zona se caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad (figura 9), que subyacen a una costra endurecida superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por lo mismo, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

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

II.1.1 Lago Virgen

Corresponde al sector oriente del lago, cuyos suelos prácticamente han mantenido sus propiedades mecánicas desde su formación; sin embargo, el reciente desarrollo de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

La estratigrafía típica de la subzona Lago Virgen, arriba de la capa dura, se ilustra en la figura 10, donde también se presentan las propiedades medias de los estratos.

II.1.2 Lago Centro I

Está asociado al sector no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios de siglo y ha estado sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas; las propiedades mecánicas del subsuelo en esta subzona representan una condición intermedia entre Lago Virgen y Lago Centro II. En la figura 11 se presenta la resistencia del cono eléctrico de la serie arcillosa superior y en la tabla 2 las características estratigráficas propias de esta subzona. Es interesante comparar esta figura con la figura 10, para observar el incremento de resistencia originado por las sobrecargas.

II.1.3 Lago Centro II

Esta subzona abarca la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable; este hecho ha provocado que en esta subzona se encuentren las condiciones extremas de arcillas fuertemente consolidadas por efectos de rellenos y grandes sobrecargas de construcciones prehispánicas y coloniales, arcillas blandas asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines durante largos periodos de tiempo y arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales. Asimismo, el intenso bombeo que ha surtido de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla por efecto de la consolidación inducida, como se observa en la figura 12, que podemos comparar con la 10 y 11; en la tabla 3 se resume la estratigrafía característica de esta subzona.

II.2 Zona de Transición

II.2.1 Interestratificada del poniente

Es la franja comprendida entre las zonas del Lago y de las Lomas: en esta zona se alternan estratos arcillosos depositados en un ambiente lacustre con suelos gruesos de origen aluvial, dependiendo de sus espesores de las transgresiones y regresiones que experimentaba el antiguo lago.

La frontera entre las zonas de transición y del lago se definió donde desaparece la serie arcillosa inferior, que corresponde, aproximadamente, con la curva de nivel donde la capa dura está a 20m de profundidad respecto al nivel medio de la planicie.

Es conveniente dividir esta transición en subzonas, en función de la cercanía de las lomas y sobre todo del espesor de suelos relativamente blandos; se diferencian las transiciones alta y baja.

- a) Transición Alta.- Es la subzona de transición más próxima a las lomas; presenta irregularidades estratigráficas producto de los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas. Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas, figura 13.

La estratigrafía comúnmente encontrada tiene las características anotadas en la tabla 4.

- b) Transición Baja.- Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dió origen a una estratificación compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas.

Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona del lago centro I o centro II, teniendo en cuenta que:

- a) La costra superficial está formada esencialmente por depósitos aluviales de capacidad de carga no uniforme.
- b) Los materiales compresibles se extienden únicamente a profundidades máximas del orden de 20m.
- c) Existe interestratificación de arcillas y suelos limoarenosos.
- d) Se presentan mantos colgados.

En la figura 14 se muestran los resultados de un sondeo de cono característico de esta subzona.

II.2.2. Abrupta cercana a los cerros

En la transición entre la zona del lago y cerros aislados como el del Peñón de los Baños, en la que arcillas lacustres están intercaladas con numerosos lentes de materiales erosionados de los cerros y hasta lentes delgados de travertino silicificado. La figura 15 ilustra la complejidad estratigráfica de una de es tas transiciones.

II.3 Zonas de Lomas

En la formación de las lomas se observan los siguientes elementos litológicos, producto de erupciones de los grandes volcanes andesíticos, es tratificados, de la sierra de las Cruces:

- Horizonte de cenizas volcánicas.
- Capas de erupciones pumfticas.
- Lahares.
- Avalanchas ardientes.
- Depósitos glaciales.
- Depósitos fluvioglaciales.
- Depósitos fluviales.
- Suelos.

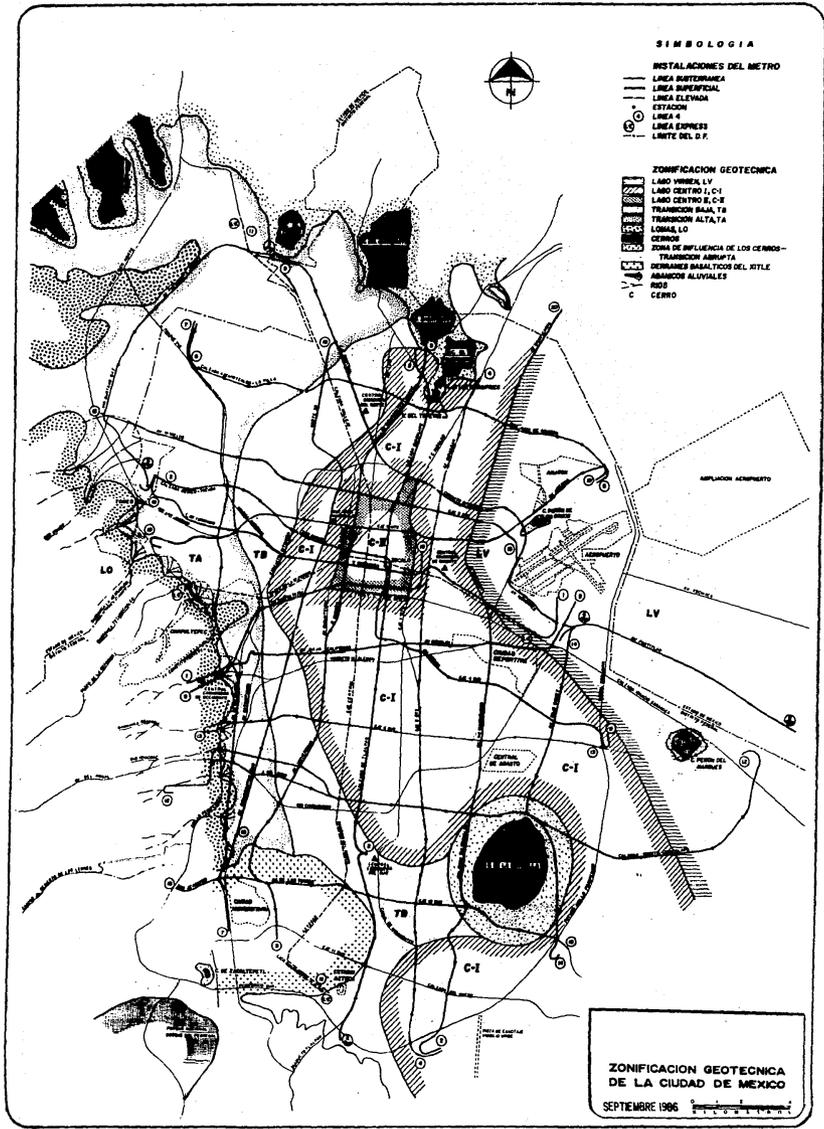


FIGURA No. 8

SONDEO DE CONO ELECTRICO EN LA ZONA DEL LAGO

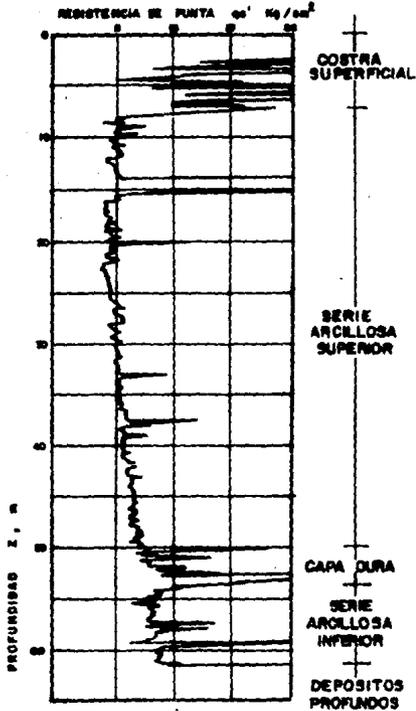


FIGURA No. 9

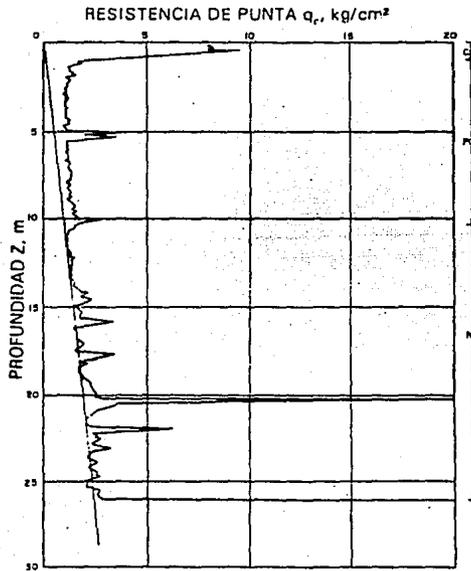
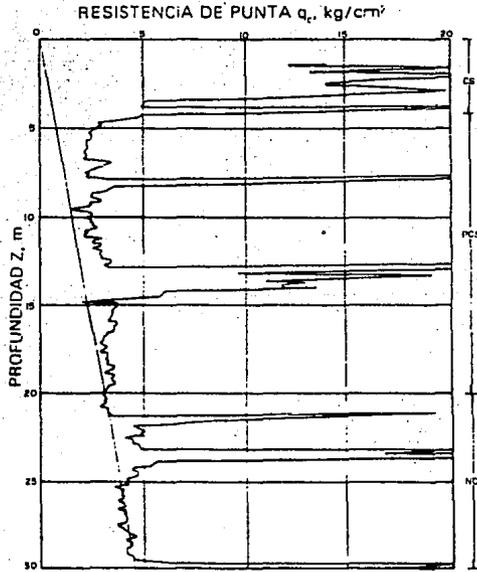


TABLA 1. ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES, LAGO VIRGEN

Estrato*	Espesor, en m	γ , en l/m ³	c, en l/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	1.0 a 2.5	1.4	1.0	20
Serie arcillosa superior	36 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	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

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



Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro I

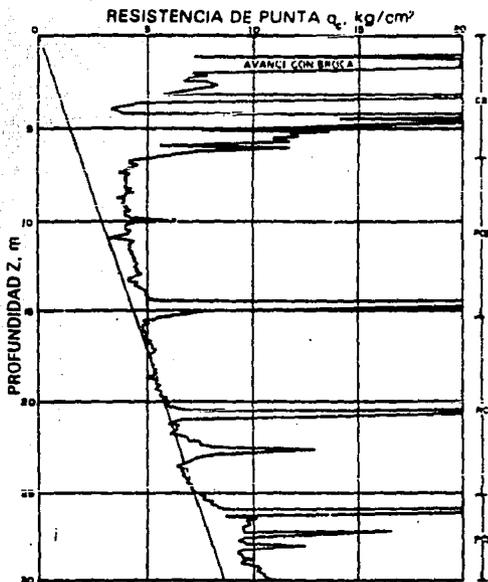
TABLA 2. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO I

Estrato*	Espesor, en m	f , en t/m ²	c , en t/m ²	ϕ , 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	—

* En orden de aparición a partir de la superficie.

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

FIGURA No. II



Sondeo de cono eléctrico en la subzona del Lago Centro II

TABLA 3. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, LAGO CENTRO II

Estrato*	Espesor, en m	t , en l/m^2	c , en l/m^2	β , 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.

FIGURA No. 12

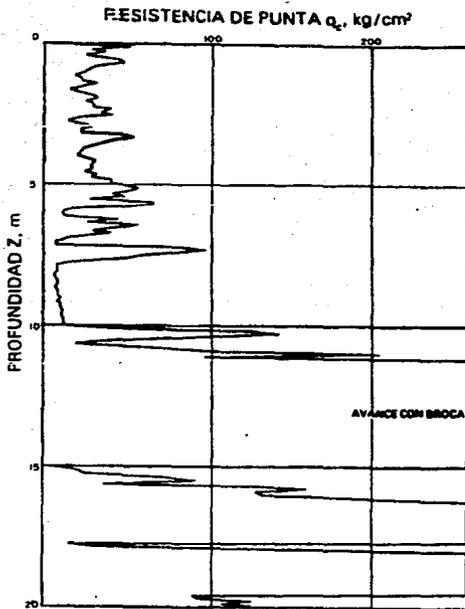
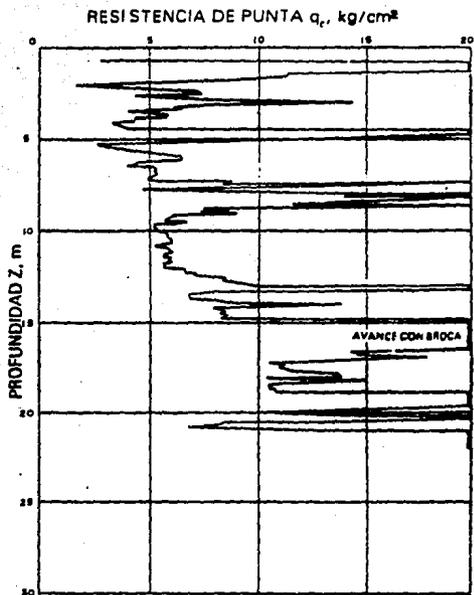


TABLA 4. ESTRATIGRAFIA Y PROPIEDADES, TRANSICION ALTA

Estrato*	Espesor, en m	ρ_s , en t/m ³	c, en t/m ²	ϕ , en grados
Costra superficial	8 a 10	1.6	10	20
Suelos blandos	4 a 6	1.3	5	0

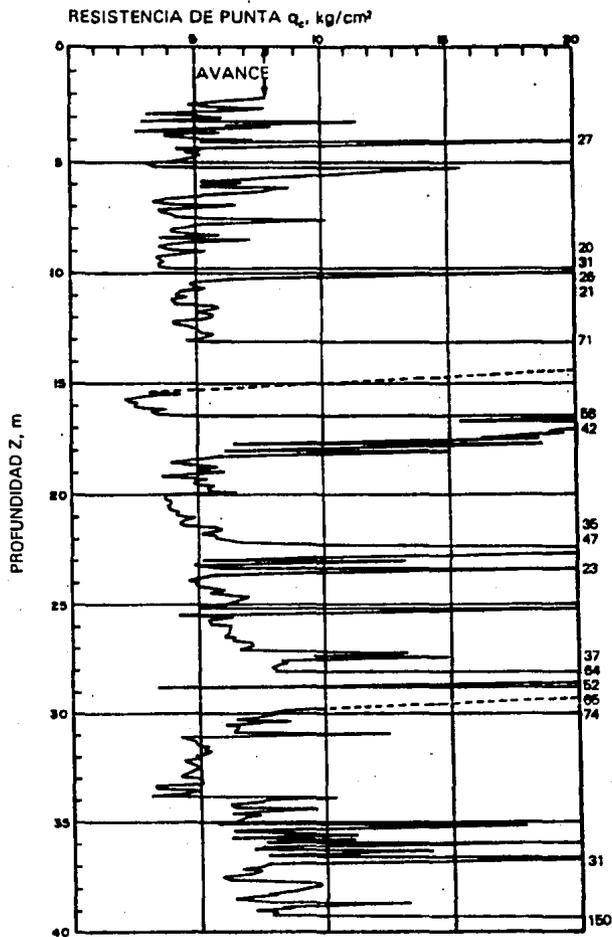
* En orden de aparición a partir de la superficie.

FIGURA No. 13



Sondeo de cono eléctrico en la subzona de transición baja

FIGURA No. 14



Sondeo de cono eléctrico cercano al Fañón de los Baños

FIGURA No. 15

CAPITULO III TIPOS DE CIMENTACIONES

La cimentación es una conexión de la estructura con el sistema suelo. Los estratos de éste no son más que "placas de unión" entre ambos elementos. Si el estrato que reúne las condiciones para servir de enlace entre la estructura y el suelo se encuentra a una profundidad no muy grande de la superficie, se le acostumbra llamar cimentación superficial, caso contrario, si el mencionado estrato se encuentra a una profundidad considerable, se le denomina cimentación profunda.

No existe criterio único que delimite las cimentaciones superficiales y las profundas, se acepta, sin embargo, como cimiento superficial aquel cuya relación de su profundidad a su ancho es menor de cuatro, y profunda en caso contrario.

III.1 Cimentaciones Superficiales

Zapatas aisladas.- Son elementos que se construyen bajo las columnas con el objeto de transmitir la carga al subsuelo en una mayor área; para lograr una distribución apropiada de carga (que no rebase la capacidad del suelo).

Son de uso común en suelos de capacidad de carga alta y poco compresibles, característicos en la zona de lomas, aún para estructuras importantes, ya que los depósitos de esta zona (básicamente tobas) presentan alta capacidad de carga y deformaciones puramente elásticas.

En la zona de transición también se suele manejar este tipo de cimentación en estructuras ligeras con tal que la zapata se desplante sobre un estrato poco arcilloso o arcilloso poco compresible. En la zona del lago no es recomendable porque los hundimientos que se producen suelen ser inadmisibles.

Zapatas corridas.- Es una forma evolucionada de zapatas aisladas, en caso que el suelo ofrezca una resistencia baja. De uso común en la zona de transición, y puede usarse en zona del lago si la estructura es muy ligera y/o si el suelo presenta una preconsolidación de magnitud semejante a la carga que aplicará la cimentación (si el suelo ya ha estado cargado con un peso similar).

Losa de cimentación.- Cuando la resistencia del terreno sea muy baja y/o las cargas altas, las áreas requeridas para apoyo de la estructura deben aumentarse, llegando al empleo de una losa de cimentación.

De uso común en la zona de lago para cimentar estructuras de hasta tres niveles aproximadamente.

Cimentaciones compensadas.- Cuando el área de una losa de cimentación requerida por una estructura es mayor al área que cubre ésta, es común construir un cajón de área igual a la de la estructura de tal forma que se excave un volumen de suelo que tenga un peso igual a la carga no admitida por el suelo ya sea por una capacidad de carga baja o por una alta compresibilidad.

Quando el volumen de suelo excavado tiene un peso igual al de la estructura se le llama cimentación totalmente compensada (en este caso el sub suelo no experimenta ningún cambio al soportar el peso de la estructura y por tanto no se tienen problemas ni de capacidad de carga ni de hundimientos); cuando el peso es menor al de la estructura se le llama cimentación parcialmente compensada (el peso del volumen excavado debe ser como mínimo igual al peso de la estructura menos la capacidad de carga del suelo o al que es capaz de soportar el suelo sin producir hundimientos inadmisibles); cuando este peso es mayor al peso de la estructura se llama sobrecompensada (en este caso el suelo se libera de esfuerzos que le producen expansiones).

III.1.1 Capacidad de carga

Según el Reglamento de Construcción para el Distrito Federal la capacidad de carga para cimentaciones superficiales está dada por las siguientes expresiones:

- a) Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos

$$q_a = c N_c FR + \gamma' D_f$$

- b) Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes

$$q_a = [\gamma' D_f (N_q - 1) + 0.5 \gamma' B N_{\gamma}] FR + \gamma' D_f$$

Donde:

q_a : capacidad de carga admisible.

$\gamma' D_f$: presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, ton/m².

$\gamma' D_f$: presión vertical efectiva a la misma profundidad, ton/m².

γ : peso volumétrico del suelo.

c : cohesión del suelo, ton/m².

B : ancho de la cimentación, m.

N_c : coeficiente de capacidad de carga dado por:

$N_c = 5.14 (1 + 0.25 D_f/B + 0.25 B/L)$, para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$, donde D_f es la profundidad de desplante en m.

En caso de que D_f/B y B/L no cumplan las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

N_q: coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

donde: ϕ es el ángulo de fricción interna del ma terial definido más adelante.

El coeficiente N_q se multiplicará por $[1 + (B/L) \tan \phi]$ para cimientos rectangulares y por $(1 + \tan \phi)$ para zapatas circulares o cuadradas.

N_p: coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_p = 2 (N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_p se multiplicará por $[1 - 0.4 (B/L)]$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados.

FR: factor de resistencia, que serán los correspondientes según las normas técnicas del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

ϕ : el parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan (\omega \tan \phi^*)$$

donde: ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la en volvente de los círculos de Mohr a la falla en las pruebas de resistencia que se considere más repre sentativa del comportamiento del suelo en las condi ciones de trabajo.

Para suelos arenosos con compacidad relativa menor de 70%, el coeficiente ω será igual a 0.67. En cualquier otro caso, será igual a 1.

III.1.2 Distribución de esfuerzos

Para calcular la distribución de esfuerzos en el subsuelo, tra dicionalmente se ha usado la teoría de la elasticidad en la que se supone que el suelo es homogéneo, isótropo y líneal mente elás tico.

Los esfuerzos que una sola carga vertical concentrada (carga puntual) en la superficie horizontal de un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico induce en los puntos de cualquier vertical trazada en el medio, fueron calculados por vez primera por Boussinesq mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2} \frac{\cos^5 \psi}{z^2} = \frac{3P}{2} \cdot \frac{z^3}{R^5}$$

donde P representa la carga concentrada que coincide con el origen del sistema cartesiano ortogonal, ψ el ángulo entre el vector posición de A (R) y el eje Z, z la profundidad a la que se desea calcular el esfuerzo (figura 16).

Los esfuerzos inducidos por una carga concentrada en un medio de estas características, de acuerdo con la teoría de distribución de esfuerzos de Boussinesq, se pueden representar de diferentes maneras: una manteniendo constante el esfuerzo y calculando la dispersión de puntos sometidos a igual presión (isóbaras), como se muestra en la figura 17a; otra graficando los esfuerzos inducidos en puntos ubicados sobre un plano horizontal situado a una profundidad constante z del punto de aplicación de la carga, como se observa en la figura 17b; y otra más, dibujando los esfuerzos que produce la carga en un plano vertical que pasa a una distancia r de la aplicación de la misma, como puede verse en la figura 17c.

Esta fórmula ha sido extendida posteriormente a condiciones de carga uniformemente distribuida en una cierta área (rectangular, cuadrada, circulas, etc.) y a muchos otros casos de distribución de carga con una cierta ley de variación, haciendo la integración respectiva.

La distribución de esfuerzos inducidos por una carga uniformemente repartida tiene una configuración semejante a la de una carga concentrada, donde se observa que a una profundidad del orden de dos veces el ancho del elemento (zapatas, por ejemplo) los esfuerzos pierden importancia, siendo de valor máximo en el contacto de elemento y suelo.

Esto significa que los estratos de suelo sujetos a un mayor esfuerzo son los estratos superficiales y poco profundos, dependiendo de las dimensiones de la zapata o losa, que corresponde a estratos muy compresibles y de una capacidad de carga baja.

En muchos casos se han de cimentar estructuras sobre suelos compresibles que contienen finos estratos de arena o limo alternados con otros de arcilla (arcillas finamente estratificadas), al respecto el Dr. A. Casagrande hizo notar que, en estos suelos, las láminas de arena o limo actúan como refuerzos del conjunto que restringen la deformación horizontal de la arcilla. H. M. Westergaard obtuvo una solución de este problema para el caso extremo en que las deformaciones horizontales fueran nulas, y que ha sido extendida a condiciones de carga similares a las anteriores. Burmister estudió el problema de la distribución de esfuerzos y desplazamientos en un sistema no homogéneo formado

por dos capas, cada una de ellas homogénea, isotrópica y linealmente elástica, de aplicación común en el diseño de pavimentos.

En el caso de sobrecargas superficiales (zapatas, losas, etc.) el procedimiento preferido para las condiciones de la zona compresible de la Ciudad de México (Zona del Lago) es el de Boussinesq, integrado para cualquier forma geométrica de zapatas o losas.

III.2 Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas se dividen en base a la dimensión de su diámetro o lado, según sean de sección circular o rectangular que son las más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales del orden de 0.30 a 1.0m se denominan pilotes (algunos autores consideran como pilotes a elementos con sección menor a 0.6m). Los elementos cuyo ancho o diámetro sobrepasa 1.0m pero no excede de 2.0m suelen llamarse pilas. A elementos de mayor sección se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica, o cajones de cimentación cuando son paralelepípedicos. Los diámetros de los cilindros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0m. Los cajones tienen anchos similares.

Los pilotes son elementos que se utilizan para transmitir las cargas de una estructura a estratos de suelo profundos más resistentes que los estratos superficiales, para repartir la carga en un mayor espesor de suelo o

bien cuando la estructura deba construirse en un sitio cubierto por agua.

Otros usos que se les da a los pilotes son: emplearlos para compactar suelos granulares con fines de generar una mayor capacidad de carga; para proporcionar el debido anclaje lateral a ciertas estructuras o resistir las fuerzas laterales que se ejercen sobre ellas; para proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volcadura o cualquier efecto que trate de levantar la estructura (pilotes de tensión); para alcanzar con la cimentación profundidades ya no sujetas a erosión, socavación y otros efectos nocivos; y para proteger estructuras marítimas, tales como muelles, atracaderos, etc.

Por los materiales que se emplean para su construcción los pilotes pueden ser:

- de madera
- de acero
- de concreto simple
- de concreto reforzado
- de concreto pre-esforzado
- mixtos

Por el lugar donde se construyen:

- prefabricados
- colados en sitio

Por su sección transversal:

- de sección hueca
- de sección maciza

Por su forma de transmitir la carga (por su forma de trabajo):

- pilotes de fricción: Cuando la mayor parte de la carga que recibe el pilote la transmite al terreno por fricción en su superficie lateral (fuste).
- pilotes de punta: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
- pilotes de apoyo mixto: Cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo (llamados también pilotes penetrantes).

Por su dirección:

- pilotes verticales
- pilotes inclinados

III.2.1 Capacidad de carga en pilotes

La determinación de la capacidad de carga de los pilotes es uno de los puntos más sujetos a incertidumbre, aún suponiendo que ésto fuera posible, debe tenerse en cuenta que en la construcción nunca se utiliza uno solo de estos elementos, sino un grupo, y que la experiencia demuestra que existe un comportamiento muy diferente. No obstante ésto, las fórmulas y teorías usadas para calcular la capacidad de carga de una cimentación piloteada, se basan en el comportamiento de pilotes aislados.

Por su forma de transmitir la carga (por su forma de trabajo):

- pilotes de fricción: Cuando la mayor parte de la carga que recibe el pilote la transmite al terreno por fricción en su superficie lateral (fuste).
- pilotes de punta: Cuando la mayor parte de la carga del pilote se transmite al terreno por apoyo directo del extremo del pilote a un manto resistente.
- pilotes de apoyo mixto: Cuando parte de la carga del pilote se transmite al terreno por fricción y el resto por apoyo directo (llamados también pilotes penetrantes).

Por su dirección:

- pilotes verticales
- pilotes inclinados

III.2.1 Capacidad de carga en pilotes

La determinación de la capacidad de carga de los pilotes es uno de los puntos más sujetos a incertidumbre, aún suponiendo que ésto fuera posible, debe tenerse en cuenta que en la construcción nunca se utiliza uno solo de estos elementos, sino un grupo, y que la experiencia demuestra que existe un comportamiento muy diferente. No obstante ésto, las fórmulas y teorías usadas para calcular la capacidad de carga de una cimentación piloteada, se basan en el comportamiento de pilotes aislados.

Las fórmulas empíricas tienen el inconveniente general de su localismo. Generalmente el mejor método para estimar la capacidad de carga de un pilote individual en cualquier lugar, es realizar una prueba de carga a escala natural. Las limitaciones de las pruebas estriba en su costo y en su tiempo de realización; ésto hace que en la mayoría de las obras no se realicen.

Una limitación de importancia que afecta a las conclusiones obtenidas de una prueba de carga es que ésta se realiza generalmente en un solo pilote.

Pilotes de fricción. Denominados así a los pilotes que transmiten las cargas al subsuelo principalmente a lo largo de la superficie lateral.

Pilotes de fricción hincados a golpe. La hincada de estos pilotes en arcilla blanda produce remoldeo de ésta, que disminuye su resistencia al esfuerzo cortante, tanto más cuanto más sensible sea; sin embargo, con el paso del tiempo la resistencia se va recuperando.

La capacidad de carga de los pilotes de fricción no puede calcularse con el uso de fórmulas dinámicas. Para calcular la capacidad de carga de los pilotes de fricción en arcillas blandas hay dos procedimientos practicados:

- 1) A partir de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante del suelo mediante la fórmula siguiente:

$$C_f = A_L f F_R$$

donde:

FR: factor de resistencia, igual a 0.7 (1-S/2)

S: relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.

Cf: capacidad por adherencia (fricción), en ton.

AL: área lateral del pilote, m².

f: adherencia lateral media pilote-suelo, ton/m².

2) A partir de los datos obtenidos de una prueba de carga.

Pilotes de fricción colados en el lugar. La capacidad de carga de pilotes colados en el lugar se calcula básicamente en la misma forma que se describió para los pilotes precolados hincados al golpe.

Pilotes de punta. Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta.

La capacidad de carga de estos pilotes se determina mediante las siguientes fórmulas.

- Para suelos cohesivos.

$$C_p = [C_u N_c^* FR + P_v] A_p$$

- Para suelos friccionantes

$$C_p = [\bar{P}_v N_q FR + \bar{P}_v] A_p$$

donde:

- Cp: capacidad por punta, ton.
- Ap: área transversal del pilote, en m².
- Pv: presión vertical total debida al peso del suelo, a la profundidad de desplante de los pilotes, en ton/m².
- $\bar{P}v$: presión vertical efectiva a la misma profundidad, en ton/m².
- Cu: cohesión aparente del material de apoyo de la punta de los pilotes, en ton/m².
- Nc*: coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente

ϕu	0°	5°	10°
Nc*	7	9	13

ϕu : ángulo de fricción aparente, en grados.

Nq*: coeficiente de capacidad de carga definido por

$$Nq^* = N_{min} + Le (N_{max} - N_{min}) / 48 \tan (\pi/4 + \phi/2)$$

cuando $Le/B < 4 \tan (\pi/4 + \phi/2)$ o bien

$$Nq^* = N_{max}$$

cuando $Le/B > 4 \tan (\pi/4 + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
Nmax	12.5	26	55	132	350
Nmin	7	11.5	20	39	78

Le: longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, en m.

B: ancho o diámetro del pilote, en m.

ϕ : ángulo de fricción interna, en grados, calculado como

$$\phi = \text{Ang tan } (\alpha \text{ tan } \phi^*)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo.

FR: factor de resistencia igual a 0.35.

En el caso de pilotes o pilas de más de 0.5m de diámetro, la capacidad así calculada deberá corregirse para tomar en cuenta el efecto de escala en la forma siguiente:

- Para suelos friccionantes, multiplicar la capacidad calculada por el factor:

$$\text{Fre: } [B + 0.5/2 B]^n$$

donde:

- B: diámetro de la base del pilote, en metros (> 0.5m)
- n: exponente igual a 1 para suelos sueltos, 2 para suelos medianamente densos y 3 para suelos densos.

- Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor con exponente $n = 1$.

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de

carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

En esta etapa del proyecto se hace necesario contar con los parámetros representativos de las propiedades del subsuelo, resultado de un estudio suficiente y adecuado tanto de muestreo como de laboratorio, que permitan realizar un análisis exhaustivo de cada una de las alternativas de cimentación que se consideran como posibles.

Mediante los trabajos de campo cuidadosamente ejecutados y usando los procedimientos técnicos más apropiados se deberán extraer muestras representativas inalteradas. En el laboratorio se realizarán pruebas que representen las condiciones actuales y futuras, in situ, del suelo muestreado.

III.2.2 Fricción negativa

La explotación de los mantos acuíferos produce en el subsuelo un cambio de presiones, disminuye las hidrostáticas (presión de poro) y aumenta, en la misma magnitud, las efectivas (presión de contacto de las partículas sólidas del suelo). El incremento de esfuerzos efectivos es la causa del reacondo de las partículas sólidas (disminución de volumen).

Este cambio de presiones afecta de forma más significativa a los estratos compresibles más próximos al acuífero (estratos arcillosos contiguos), es decir, que estos estratos son los que sufren una mayor disminución de volumen (un mayor enjuntamiento), originando un movimiento descendente de los estratos superiores.

En lugares como la Ciudad de México (concretamente en la zona de lago y en menor medida en la de transición) donde existe un número considerable de pozos de extracción de agua, este fenómeno afecta a grandes áreas, por lo cual se le ha llamado hundimiento regional o consolidación regional.

Existe un problema común en las cimentaciones piloteadas con pilotes de punta, cuando se presenta una estratigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible, subyacente por el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor (enjutarse) por algún proceso de consolidación inducido. Los pilotes de punta, apoyados en un estrato no consolidable permanecen comparativamente fijos, respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo del fuste. Esta tendencia provoca esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes que sobrecarga a éstos al colgarse materialmente el suelo de la superficie de los mismos. Éste es el fenómeno de fricción negativa en los pilotes de punta.

Algo semejante sucede con los pilotes que trabajan por fricción. La figura 18 muestra la velocidad de hundimiento regional en un subsuelo típico de la zona del lago en la Ciudad de México y la figura 19 la velocidad de hundimiento de un pilote a fricción bajo una carga P que fuese mayor, desde luego, que su capacidad de punta, pero que no exceda la capacidad de carga admisible. En el plano donde se igualan las velocidades de movimiento de pilotes y suelo, al no haber desplazamiento relativo, no se presentan esfuerzos de fricción; abajo de este plano, se desarrolla la fricción positiva y por arriba la llamada fricción negativa que presupone un incremento de la carga P , figura 20.

Esta carga P puede incrementarse aún más por fricción negativa en determinado momento, considerando que con el tiempo la consolidación del estrato compresible que se sitúa entre la punta de los pilotes y la capa dura le transmite a los pilotes un gran incremento de resistencia a la penetración, bajando con ello su velocidad de hundimiento, llegando en un caso extremo a desaparecer ésta, es decir, a trabajar por punta. Esta condición hace que los pilotes, tanto de fricción como de punta no sean 100% eficientes y parte de su capacidad de carga sea reservada a tomar el incremento de carga originado por el fenómeno de fricción negativa.

Bajo estas circunstancias es necesario involucrar dentro del análisis de carga, la correspondiente a la fricción negativa actuando sobre los pilotes. Para pilotes apoyados en un estrato resistente (pilotes de punta) la carga debida a la fricción negativa podrá calcularse como:

$$FN = \int_{D_f}^H s(z) p \, dz \quad (1)$$

donde:

- FN = carga máxima por fricción negativa
- p = perímetro del pilote
- H = profundidad de desplante del pilote
- s(z) = fricción desarrollada en el fuste a la profundidad z
- D_f = profundidad de la cabeza de los pilotes

La fricción s(z) podrá estimarse en la forma siguiente:

. Suelos cohesivos $s(z) = C_a$ (de la figura 21) (2)

. Suelos granulares $s(z) = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} \tan \phi \bar{\sigma}_z$ (3)

donde ϕ es el ángulo de fricción interna y $\bar{\sigma}_z$ es el esfuerzo efectivo en el suelo a la profundidad z .

La ecuación uno puede llevar a resultados muy conservadores. En particular, en un grupo de pilotes, la carga por fricción negativa que soporta un pilote dentro del grupo no puede ser mayor que la sobrecarga correspondiente a su área tributaria, por lo que siempre es recomendable comparar este límite superior con el resultado de la ecuación antes mencionada.

No obstante, los datos experimentales con que se cuenta en el valle de México indican que la fricción negativa en pilotes de punta se desarrolla en las tres cuartas partes superiores del pilote, con una distribución constante, aunque sus causas no están aún muy claras. Con base en estos datos experimentales esta situación será la que se maneje para los pilotes de control.

III.2.3 Distribución de esfuerzos

Los esfuerzos inducidos en un punto del interior de una masa de suelo por una carga puntual actuando a una profundidad c de la superficie se calcula mediante la ecuación de Mindlin, que se basa, al igual que la ecuación de Boussinesq para el caso de una carga actuando en la superficie, en la teoría elástica, y que se expresa como sigue:

$$\sigma_z = \frac{q}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{-3(z-c)^3}{R_1^5} - \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-c)}{R_2^3} + \frac{[-3(3-4\nu)(z+c)^3 + 12(2-\nu)c(z+c)^2 - 18c^2(z+c)]}{R_2^5} - \frac{30cz(z+c)^3}{R_2^5} \right\}$$

donde ν es la relación de Poisson y los otros parámetros están indicados en la figura 22a.

Geddes integró la ecuación de Mindlin para una carga uniformemente distribuida a lo largo de una línea vertical, figura 22b (además realizó la integración para fricción variable linealmente y para cargas puntuales), el resultado de esta integración es el siguiente:

$$\sigma_z = \frac{f}{L} kz$$

donde f es la carga por unidad de longitud, L es la longitud donde está distribuida la carga, y kz es:

$$kz = \frac{1}{8\pi(1-\nu)} \left\{ \frac{-2(2-\nu)}{A_1} + \frac{[2(2-\nu) + 2(1-2\nu)(m/n + 1/n)m/n]}{A_2} - \frac{2(1-2\nu)(m/n)^2}{A_3} + \frac{n^2}{A_1^3} + \frac{[4m^2 - 4(1-\nu)(m/n)^2 m^2]}{A_3^3} + \frac{[4m(1+\nu)(m+1)(m/n + 1/n)^2 - (4m^2 + n^2)]}{A_2^3} + \frac{6m^2 [(m^4 - n^4)/n^2]}{A_3^3} + \frac{6m [mn^2 - 1/n^2 (m+1)^5]}{A_2^5} \right\}$$

en donde:

$$\begin{aligned}m &= z/L \\n &= r/L \\A_1^2 &= n^2 + (m-1)^2 \\A_2^2 &= n^2 + (m+1)^2 \\A_3^2 &= n^2 + m^2\end{aligned}$$

El esfuerzo inducido por una carga distribuida sobre una línea entre las profundidades L_1 y L_2 se puede calcular usando el principio de superposición y está dado por

$$\sigma_z^{L_2 - L_1} = \sigma_z^{L_2} - \sigma_z^{L_1}$$

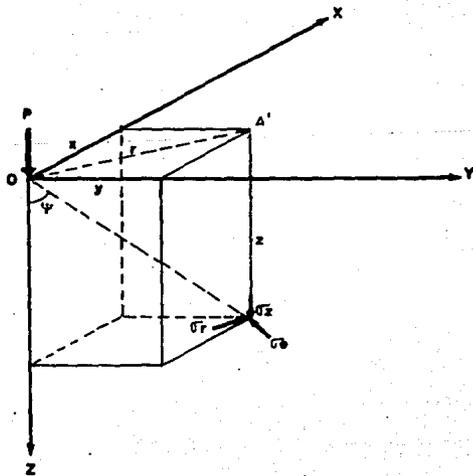
que significa que el esfuerzo inducido en un punto cualquiera colocado a una distancia horizontal r y a una profundidad z , debido a una carga distribuida sobre una línea, entre las profundidades L_1 y L_2 , es igual a calcular el esfuerzo de cada una considerada como independiente y efectuar la resta correspondiente.

De acuerdo con lo anterior es posible calcular el esfuerzo vertical debido a fricción negativa o positiva en cualquier punto debido a cualquier número de pilotes.

Una distribución de esfuerzos debido a las cargas que transmite el pilote al subsuelo se muestra en la figura 23 que es el resultado de la acción de la fricción positiva, fricción negativa, carga puntual.

Esta solución requiere una gran cantidad de cálculos, pero esta tarea puede facilitarse mediante métodos numéricos empleando computadoras.

Existen otros métodos simplificados para determinar los esfuerzos inducidos por una cimentación piloteada, que consideran que la carga que reciben los pilotes se transmite como una carga uniformemente distribuida en un plano situado a una profundidad de $2L/3$, donde L es la longitud del pilote, y que se distribuye sobre áreas más profundas con una pendiente de 60° (figura 24).



ESFUERZOS PRODUCIDOS EN UN PUNTO DE UNA MASA DE SUELO
POR UNA CARGA CONCENTRADA (PROBLEMA DE BOUSSINESQ)

FIGURA No. 16

DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR UNA CARGA PUNTUAL P.

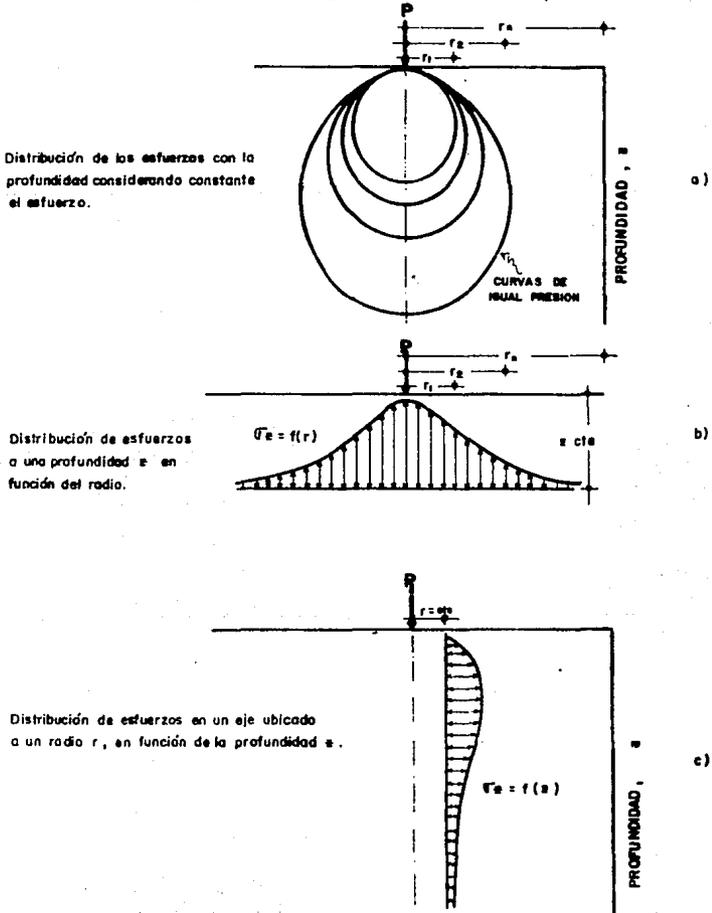


FIGURA No. 17

VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO DE UN SUELO EN PROCESO DE CONSOLIDACION TIPO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

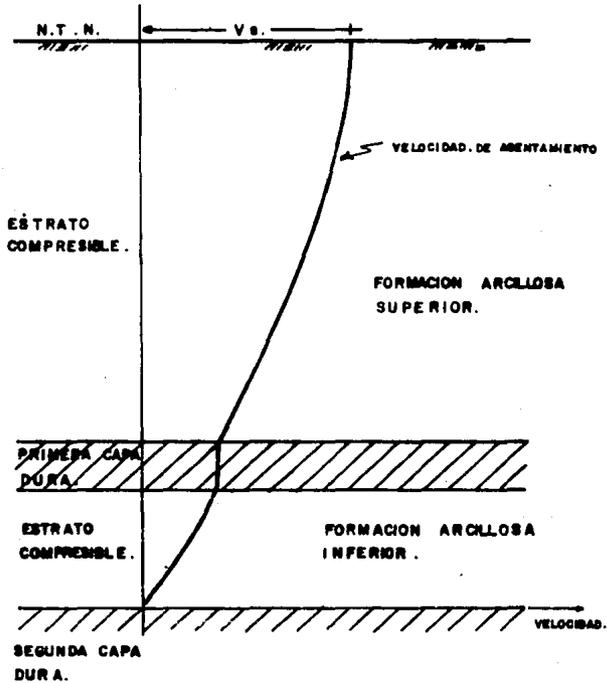


FIGURA No. 18

VELOCIDAD DE ASENTAMIENTO DE UN PILOTE DE FRICCION.

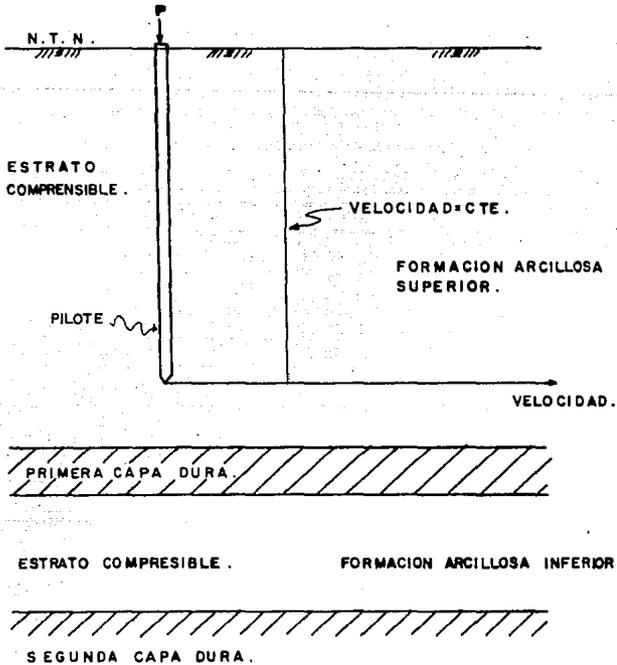


FIGURA No. 19

PILOTES DE FRICCION EN UN SUELO EN
PROCESO DE CONSOLIDACION.

ESFUERZOS SOBRE EL SUBSUELO.

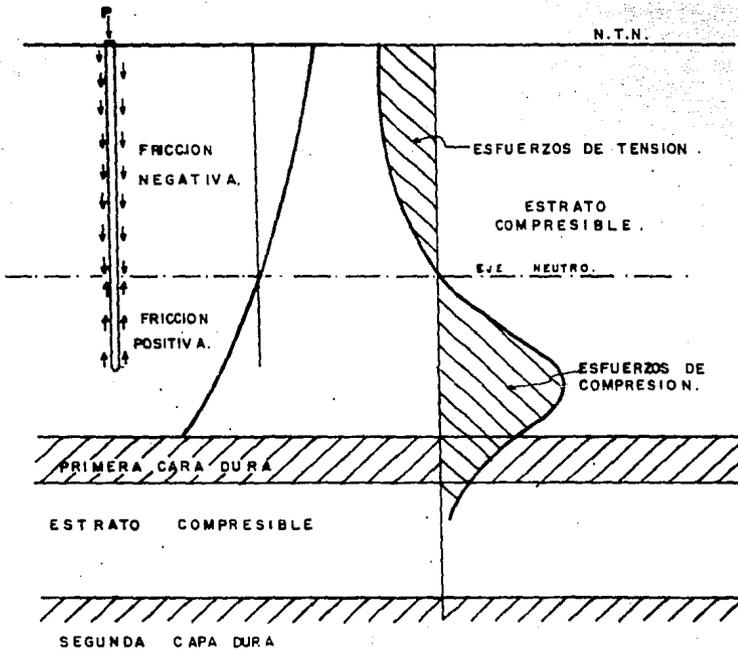


FIGURA No. 20

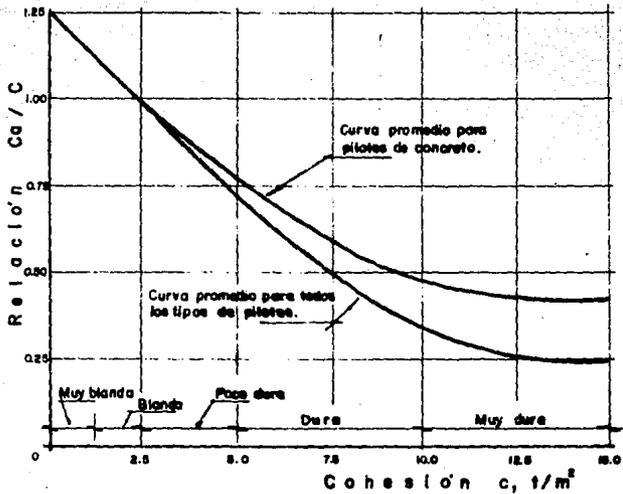
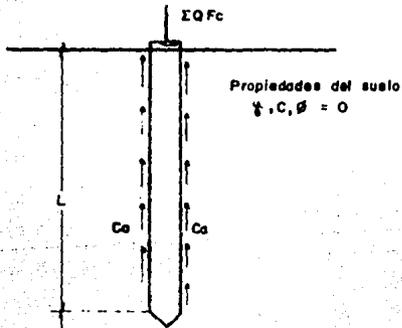
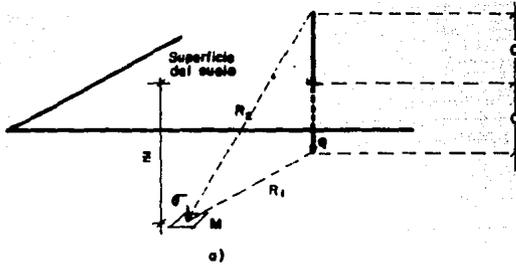
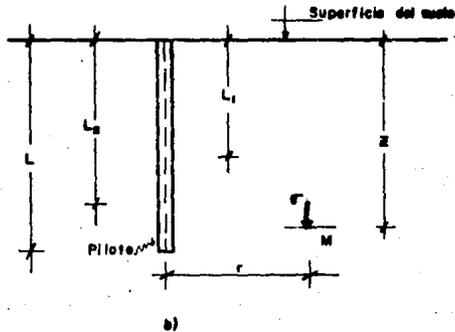


FIGURA No. 21



PROBLEMA DE MINDLIN



CARGA DISTRIBUIDA A LO LARGO DE UNA LINEA VERTICAL.

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR UN PILOTE.

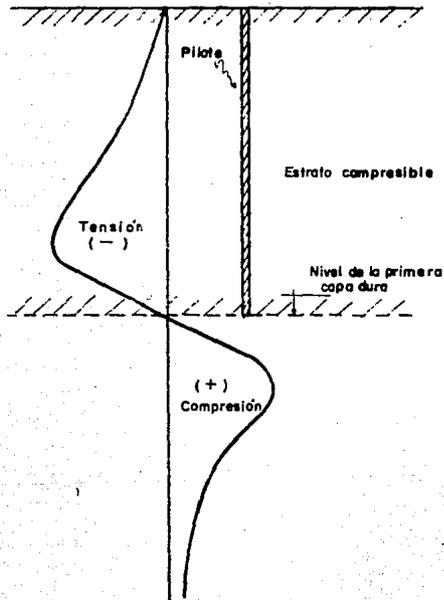
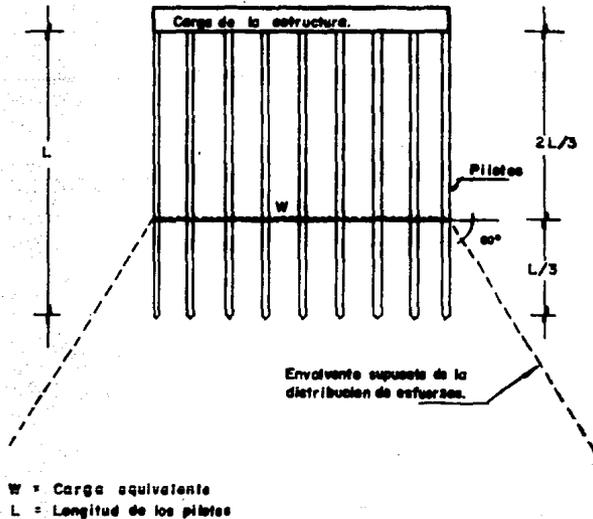


FIGURA No. 23



DISTRIBUCION SUPUESTA DE ESFUERZOS DE UNA CIMENTACION PILOTEADA.

FIGURA No. 24

CAPITULO IV PILOTES DE CONTROL

IV.1 Antecedentes

La desviación del buen comportamiento deseable de los edificios nació simultáneamente con ellos, desde la época precorteseana, luego en la Colonia y aún en nuestros días, algunas estructuras de importancia se han hundido uniformemente, se han inclinado o han emergido.

El hundimiento ya uniforme o diferencial fue motivado en un principio por la falla del suelo ante la carga de la estructura (falla por hundimientos), lo que motivó el uso de apoyos profundos capaces de transmitir la totalidad o parte de la carga de la estructura. Estos apoyos que empezaron siendo los llamados estacones se convirtieron en pilotes, primero de madera y después de concreto y otros materiales.

El temor a un mal comportamiento de las estructuras, en la zona del lago, motivó el uso de pilotes apoyados sobre una capa dura profunda del subsuelo. La cabeza del pilote se ubicaba, invariablemente, en el eje de las columnas o contratrabes y se ligaba firmemente a ellas. Esta solución resolvió temporalmente el problema, pero con el paso del tiempo fue contraproducente, pues al aparecer el hundimiento general del Valle por efecto de la explotación de los mantos acuíferos, esos pilotes constituyeron una restricción a la posibilidad de descender el edificio como lo hacía el suelo, y en consecuencia empezaron a "emerger".

Por otro lado debido al movimiento descendente del suelo y a su adherencia a los pilotes, apareció una fuerza de fricción hacia abajo, hoy conocida como fricción negativa, que sobrecarga a los mismos.

Para entender mejor esto se recurrirá a la siguiente analogía, supóngase un cuerpo rígido formado por una base y unos elementos verticales

(C), que atraviesan dos cuerpos de un cierto espesor, uno de ellos rígido (B) que sirve de base a uno flexible (A) y con una cierta adherencia (figura 25a).

Supóngase que el cuerpo A pesa una cierta cantidad W . Si el cuerpo B desciende una cierta longitud, el cuerpo A empieza a colgarse a los elementos verticales, transmitiéndoles parte de su peso por la adherencia con ellos, y esta carga se va incrementando a medida que el cuerpo B desciende más, hasta que el cuerpo A queda totalmente suspendido o bien hasta que llega a su máxima adherencia (figura 25b).

Si ahora se coloca otro cuerpo rígido D sobre el flexible A, y sobre aquél un cierto peso q , el cuerpo A lo sostendrá o bien deslizará cuando q iguale el valor de la adherencia del cuerpo A sobre los elementos verticales (figura 25c), es decir, los elementos verticales estarán soportando la carga q que les transmite el cuerpo A. En cambio si la carga q se transmite directamente a la cabeza de los elementos verticales, la carga que éstos soportarían sería la que el elemento flexible les transmite por adherencia, más la carga q (figura 25d).

De lo anterior se deduce que:

1. La adherencia del suelo a los pilotes puede sobrecargar a los mismos (figura 25e).
- 2) Cuando el pilote es del tipo de control, la misma adherencia ayuda a soportar la carga (sobrecarga), figura 25f.

Por lo anterior, es comprensible la conveniencia de aprovechar la ayuda de la adherencia, permitiendo una penetración libre de los pilotes (dentro de la cimentación), lográndose que la estructura se apoye constan -

temente sobre el suelo, de modo que descienda sobre un plano horizontal al mismo tiempo que lo hace éste, evitando que el suelo se cuelgue al pilote.

IV.2 Mecanismos de control

IV.2.1 Mecanismo de control tipo González Flores

La necesidad de poder manejar la carga de la estructura, transmitiendo parte de ella a estratos profundos resistente 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 al Ingeniero Manuel González Flores a diseñar un mecanismo de control que hiciera de los pilotes sueltos unos pilotes controlables.

Este mecanismo de control consta de 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 de una placa de acero perfil 'U' y varillas de acero, como se indica en la figura 26.
- c) Tornillos de acero (llamados comunmente 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 o caoba) de 5 x 5 x 5cm, 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 (figura 27). 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.

Una sola capa de cubos determina la capacidad de carga del dispositivo, y se obtiene sumando las capacidades individuales de cada uno de los cubos que constituyen la capa (3 ton por cada cubo de 5 x 5 x 5cm).

El número de capas de cubos de madera que se colocan sirven para aumentar la capacidad de deformación de la celda (los cubos de madera se deforman hasta 3/4 de su altura, dentro de su rango plástico, sin embargo es usual reemplazarlos a una deformación máxima de 40%), siendo usual colocar tres capas para evitar inestabilidad por excentricidad de las cargas.

Cuando se termina el rango de deformación plástico del dispositivo, la carga que le transmite al pilote crece, y es el momento, teóricamente, de reemplazar los cubos por unos nuevos, se recomienda efectuar el cambio antes de este límite (1.5cm 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 permisi-

bles, por ejemplo), 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 de cambio deberá cuidarse que no se realice simultáneamente en pilotes contiguos o de una 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 le deje una superficie plana y horizontal para apoyar nuevamente los cubos.

La capacidad de deformación del dispositivo de control del Ingeniero Manuel González Flores es como ya se mencionó, del orden de 4.5cm, lo que comparado con el hundimiento regional que experimenta el suelo en la Ciudad de México, obliga a cambios frecuentes de los elementos deformables para permitir que la estructura siga el nivel de la superficie del suelo. Este mantenimiento más o menos frecuente (función del hundimiento regional) ha motivado investigaciones tendientes a diseñar otro tipo de controles que eliminen o disminuyan el mantenimiento, entre éstos están los siguientes:

IV.2.2 Mecanismo de autocontrol

El mecanismo de autocontrol ideado por el Ingeniero Miguel Ángel Jiménez Robleda tiene como principio la fricción que puede generarse entre dos elementos, el pilote y el dispositivo, de concreto el primero y de acero el segundo. Este mecanismo consta de dos elementos, uno llamado control y otro llamado autocontrol, que están aplicados en la cabeza del pilote. El control, consiste básicamente en comprimir la cabeza del pilote mediante unas placas de acero (placas de asiento) y un tornillo montado en una de ellas, para soportar, mediante la fricción desarrollada entre estos dos elementos, la carga que se transmite al pilote, manteniendo el equilibrio. Sin embargo, para generar una fuerza resistente (por fricción) no muy elevada (igual a la carga que se transmitirá al pilote) se necesita de una fuerza de compresión, en las placas, muy elevada; que aunque es posible proporcionarla con equipo especial, este mecanismo resultaría muy costoso.

Se buscó entonces la forma de proporcionar parte de esa fuerza de compresión necesaria por otros medios, que no dependiera únicamente del tornillo del control, llegando a la solución que se llama mecanismo de autocontrol. Este mecanismo está formado por cuatro ángulos metálicos que se acoplan a las aristas del pilote y están sujetos por tirantes de acero de alta resistencia anclados a la cimentación y cruzados en la cabeza del pilote como puede verse en la figura 28.

Este mecanismo de autocontrol tiene la propiedad de trasladar la fuerza que soporta el pilote a su cabeza en forma horizontal, variando este valor en función con el ángulo alfa, duplicándose cuando alfa es igual a 45° , la elevación en la figura

29 está representando un lado del pilote y la planta los cuatro lados y la forma en que está aplicada la fuerza 'F' horizontal resultante mediante el mecanismo del autocontrol.

De acuerdo a lo dicho anteriormente la carga vertical aplicada al pilote por la estructura servirá para soportarse asimismo al traducirse en fuerza horizontal mediante el mecanismo de "AUTOCONTROL".

Se buscó que la mayor proporción de carga la tomara el "AUTOCONTROL" y que el control sólo proporcionara la carga necesaria para controlar, precisamente, el mecanismo. Con este fin se realizaron varios ensayos logrando que el AUTOCONTROL Llegara a tomar del orden del 90% de la carga, todo esto modificando la textura de los ángulos del autocontrol, de la superficie del pilote y el ángulo alfa, para aumentar el coeficiente de fricción. Por ejemplo, en uno de los ensayos se modificó la textura del AUTOCONTROL y se varió el ángulo alfa, quedando el incremento de carga horizontal en 1.36 P, y el coeficiente de fricción en 0.65, dando una relación de resistencia CONTROL-AUTOCONTROL de 12 - 88%.

En todos los ensayos se superó la carga de proyecto y el mecanismo empezó a deslizarse, demostrándose con ello que el sistema CONTROL-AUTOCONTROL es confiable, que se puede llegar a una eficiencia óptima y que es manejable mediante un solo tornillo de que consta el mecanismo de CONTROL, el cual se gira manualmente para obtener la capacidad requerida.

En los ensayos realizados, se aplicó carga progresiva hasta romper el equilibrio, que equivale en la práctica a tener un asentamiento del terreno, que al "despegarse" de la losa de ci-

mentación hace que se sobrecargue el pilote (por fricción negativa) y que rompa el equilibrio, empezando a deslizarse el sistema.

Naturalmente que en la práctica se requiere un estudio de mecánica de suelos para proyectar la capacidad de carga que debe aportar el CONTROL Y AUTOCONTROL y de acuerdo con las gráficas de capacidad de carga, obtenidas en el laboratorio mediante giro del tornillo de control, cualquiera puede manejar el sistema, ya sea para disminuir la capacidad o para incrementarla.

IV.2.3 Otro dispositivo que se ha propuesto para usarse como mecanismo de control de carga en pilotes consiste en un conjunto de elementos en forma de 'J' (figura 30a), hechos de solera de fierro comercial y mantenidos en confinamiento mediante un tubo (figura 30b) para lograr el comportamiento deseado, el cual idealmente es de deformación a carga constante (figura 31).

El objetivo de este mecanismo es absorber grandes deformaciones o desplazamientos verticales bajo carga prácticamente constante, que al ser instalado en un edificio permita a éste seguir el hundimiento de sus alrededores.

Este dispositivo, dada su larga carrera (deformación total : 1.6m) ilustrada en la figura 31, debe reducir considerablemente el costo de mantenimiento.

Este elemento de control, no se ha usado hasta la fecha en ninguna cimentación, aunque se tienen planes para usarse en recimentar estructuras de instalaciones telefónicas afectadas por

los sismos de septiembre de 1985, por lo cual no se ha podido comprobar si el funcionamiento real es igual al mostrado en los ensayos.

La figura 32a muestra el diagrama de cuerpo libre del doblez de un elemento 'J'.

Partiendo de que la suma de momentos debe ser igual a cero, por condición de equilibrio, se tiene que la carga P necesaria para lograr la acción de flexión-rolado de un elemento 'J' es:

$$P = \frac{M_p}{R} \quad (1)$$

donde M_p es el momento asociado con la flexión plástica, y R el radio medio de curvatura del doblez del elemento 'J'.

Como $M_p = \frac{\bar{\sigma} b e^2}{4}$, de la ecuación anterior se llega a:

$$P = \frac{\bar{\sigma} b e^2}{4R} \quad (2)$$

donde $\bar{\sigma} = \frac{\int_0^{\epsilon_0} \sigma d\epsilon}{\epsilon_0}$ es el esfuerzo real promedio asociado con la flexión plástica cuyo valor se obtiene de la figura 32b partiendo de un valor conocido de la deformación unitaria máxima, $\epsilon_0 = \frac{e}{2R}$, y teniendo una representación del esfuerzo real σ en función de la deformación unitaria (se usó $\sigma = 6978.8 \epsilon^{0.13844}$ que da valores de σ , en kg/cm², aceptablemente precisos cuando $\epsilon \leq 0.30$); y b y e son, respectivamente, el ancho y el espesor del elemento 'J'.

Con objeto de facilitar la estimación de la carga P, en kg, necesaria para lograr la acción de flexión-rolado (línea punteada en la figura 33a), se recomienda usar la relación:

$$P = b f e \quad (3)$$

donde el factor f se obtiene de la figura 33b; entrando en la gráfica, ya sea con el valor de A/e o con el de la deformación unitaria máxima, $\epsilon_0 = \frac{e}{A-e}$, b es el ancho del elemento 'J', en cm, y e el espesor del mismo, en cm. La ecuación tres da valores idénticos a los que se obtendrían con la ecuación dos.

Se recomienda $b \geq 3e$, $1.27 \leq e \leq 2.54$, $A \geq 6.66e$, y $s = 3d$, donde d es el diámetro de los tornillos.

La ecuación tres debe emplearse para fines de estimación. Sería recomendable, para propósitos de cálculo, afinar la magnitud del factor f mediante, por lo menos, una prueba de dos o más especímenes.

La capacidad de carga de cada dispositivo resulta de multiplicar la carga P por el número de elementos J.

Una vez que estos dispositivos se encuentren en uso, se recomienda una inspección periódica a fin de detectar posibles ataques de corrosión en las soleras, contra los que se pueden usar diferentes recubrimientos (grasas u otros más permanentes que existen en el mercado). También se recomienda la inspección minuciosa de los dispositivos después de movimientos sísmicos.

IV.2.4 Existe otro tipo de control que consiste (figura 34) en dejar sobre el pilote un espacio lleno de arena con una tapa de concreto armado que en su centro lleva un tubo de acero de 10 centímetros de diámetro con su tapón de rosca que permite la extracción de la arena para bajar el edificio.

La tapa de concreto puede construirse entre dos viguetas de acero. Si con el tiempo, vaciando toda la arena, el pilote llega a esa tapa, ésta se puede destruir, rebajar el pilote, llenar el hueco otra vez de arena, reconstruir la tapa y así lograr que el sistema siga funcionando.

Este control no permite subir al edificio, pero bajando unos pilotes más que otros, sí se puede nivelar.

El agua freática, aunque llene el cilindro a través de la arena, no tiene por donde salir y como la tapa puede llegar prácticamente hasta el piso, solo requiere en éste, de un pequeño registro para poder extraer la arena.

La arena queda muy comprimida por la reacción del pilote. En este caso se puede aflojar con un taladro.

IV.3 Diseño de una cimentación en base a pilotes de control

Una de las ventajas de una cimentación piloteada es que reduce los asentamientos que produciría una cimentación superficial, ya que transmite la carga (total o parcialmente) a estratos profundos más resistentes y menos compresibles o la distribuye en un espesor mayor de suelo comprensible. De hecho muchas estructuras se desplantan sobre pilotes solamente porque una cimentación superficial produciría asentamientos inad

misibles, y no por falta de capacidad de carga de los estratos superficiales, por lo menos en los casos de estructuras urbanas ordinarias. Sólo en construcciones que transmiten a la cimentación incrementos netos de carga por unidad de área muy altos, la necesidad de incrementar la capacidad de carga puede ser prioritaria a la de reducir asentamientos. Una de las ventajas de reducir asentamientos consiste en disminuir concomitantemente la magnitud de los diferenciales capaces de distorsionar a las estructuras, sin olvidar tampoco la reducción de los riesgos de desplome que también son un caso de movimientos diferenciales.

La capacidad que tiene una cimentación piloteada para reducir los asentamientos es una propiedad del conjunto de pilotes que está en función del número de éstos de que consta la cimentación, de su capacidad de carga y de su longitud, entre otras características. Las obras subpiloteadas se hundan en exceso y las sobrepiloteadas emergen.

Una cimentación adecuada en base a pilotes debe estar comprendida entre los límites permisibles de asentamientos y emersiones (figura 35).

Un ejemplo puede ilustrar el concepto de un buen diseño: supóngase una estructura que se pilotea con 50 pilotes iguales de 20m de longitud y que se trate de pilotes de fricción conectados a la estructura a -5m con respecto al nivel del terreno natural (NTN) y que la punta quede a -25m con respecto al mismo nivel; si la capa dura está a 30m de profundidad, y los asentamientos caen en el rango permisible (punto a de la figura 35); la cimentación diseñada es adecuada (punto A de la figura 35).

Si se desprecia la contribucion de la punta de los pilotes en la capacidad de carga de los mismos, ésta está dada por:

$$Q_{G1} = N_1 A L_1 C$$

donde:

QG₁: capacidad de carga de los pilotes

AL: superficie lateral de cada pilote

C: cohesión media del suelo en contacto con los pilotes

N: número de pilotes de la cimentación

Si imaginamos que se usen los mismos 1000m de pilote de fricción, pero ahora con 100 pilotes de 10m de longitud, desplantados al nivel -15m y soportando la misma carga (la misma estructura), quedarán ahora 15m de materiales compresibles bajo las puntas y es probable que los asentamientos resulten mucho mayores que en el caso anterior. Los asentamientos serán b en la figura 35 y la cimentación se ubicará fuera del rango de movimientos permisibles (cimentación subpiloteada). Los asentamientos son mayores que en el caso anterior, a pesar de que:

$$QG_2 = QG_1 = N_2 A_{l2} C$$

porque

$$A_{l2} = A_{l1}/2, \text{ pero } N_2 = 2 N_1$$

También se pueden utilizar los mismos 1000m de pilote transformándolos en 40 pilotes de punta de 25m de longitud cada uno, con lo que se aumenta notablemente el valor de QG, tanto que la estructura cimentada puede emerger (punto C de la figura 35), resultando estar, al igual que la anterior, fuera del rango de movimientos permisibles (cimentación so brepiloteada).

Resulta claro que los movimientos resultantes dependen del metraje usado, pero también de la manera en que se le utiliza. Intervienen de ma nera preponderante en la reducción de asentamientos la capacidad de car

ga de la cimentación, la longitud de los pilotes individuales, su distribución y probablemente otros factores.

Podemos dividir a las cimentaciones piloteadas como rígidas, semirígidas y flexibles, entendiendo como rígida aquella cimentación que no puede modificarse, en ningún aspecto, a menos que se realicen obras adicionales fuera del lapso asignado a la instalación de los pilotes; semirígidas y flexibles las que pueden modificarse, están representadas por cimentaciones con pilotes de capacidad de carga variable, como lo son los controlados.

En cimentaciones piloteadas consideradas rígidas el subpiloteo es un caso que suele tener solución, mediante el hincado de pilotes suplementarios, que aumenten la capacidad de la cimentación de disminuir los hundimientos; el sobrepiloteo es muy difícil o imposible de subsanar, pues se requiere la extracción de pilotes.

La responsabilidad del diseñador se debe centrar pues, en el dimensionamiento de una cimentación que produzca hundimientos dentro de un rango permisible, pues adicionar pilotes a una cimentación rígida ya instalada implica un repiloteo, proceso caro y culpable de retrasos en obra; mientras que sobrepilotear fuera de los límites permisibles representa, literalmente, comprar un problema.

La ventaja principal de una cimentación en base a pilotes de control estriba en que podemos hacer trabajar a los pilotes con la carga que querrámos (teniendo como único límite la capacidad máxima del pilote), transmitiendo el resto de carga de la estructura al suelo a través del contacto de la losa de cimentación con éste, de tal forma que los hundimientos que se produzcan en conjunto, losa-pilotes, estén dentro del rango de lo considerado como permisible.

Aquí la responsabilidad del diseñador se centra en proporcionar una cimentación que resulte óptima, es decir, que considerando la interacción losa-pilotes - suelo, los hundimientos se mantengan dentro de lo permisible.

El principio de una cimentación a base de pilotes de control está en hincar un grupo de pilotes que trabajen por punta, que brindan una posibilidad de variar su capacidad de carga desde cero hasta un máximo determinado por las características del subsuelo o la resistencia estructural del propio pilote (capacidad de carga máxima del pilote). Como las cabezas de los pilotes atraviesan la losa de cimentación, existe una reserva de capacidad de carga, representada por la magnitud de la carga que puede aplicarse a la cabeza de cada pilote, sin sobrepasar la capacidad de carga admisible de la punta, misma que se apoya en la capa dura. Esta capacidad de carga de la cimentación puede variarse a voluntad desde una carga nula en la cabeza de los pilotes, hasta su carga máxima permisible. En otras palabras, la cimentación en base a pilotes de control puede variarse en un rango continuo desde un mínimo representado por la capacidad de los pilotes trabajando sólo por punta hasta un máximo que representa aprovechar la capacidad portante de los pilotes hasta el límite de la fricción lateral, más el límite de la capacidad de carga admisible de la capa dura. Tal aprovechamiento se logra mediante un cabezal o puente especial que aplique cargas variables a voluntad en la cabeza de los pilotes (mecanismos de control).

Aún hoy en día es difícil diseñar una cimentación exacta a los propósitos del proyectista, pues aún existen huecos por llenar en el conocimiento del suelo. Por ello el diseñar una cimentación sigue siendo un trabajo donde se involucre la experiencia, el criterio y el buen juicio. Esto es insoslayable y por ello contar con un tipo de pilote que permita variar su capacidad a voluntad resulta particularmente ventajoso tanto para el ingeniero bisoño como para el experimentado.

IV.3.1 Capacidad de carga

Una cimentación en base a pilotes de control transmite el peso de la estructura al subsuelo a través del contacto de la losa (cimentación superficial) y a través de los pilotes (cimentación profunda). La capacidad de carga de la losa se determina según lo expuesto en el punto III.1.1, y la capacidad de carga de los pilotes según el punto III.2.1. La capacidad de operación de los pilotes dependerá de la capacidad de los controles.

Es más o menos común, sin embargo, el uso de fórmulas empíricas en el cálculo de capacidad de carga, que permiten hacer estimaciones útiles para el diseño de cimentaciones en corto tiempo. Por ejemplo, para la capa dura se ha encontrado una relación aproximada de la capacidad de carga con el número de golpes, obtenido con la herramienta de penetración estándar, que es la siguiente:

$$Q_p = 500 + 20N, \text{ ton/m}^2$$

donde N es el número de golpes en la prueba de penetración estándar, pero con un valor máximo de 50 (si N = 50, $Q_p = 1500$ ton/m²).

Es también empírico el suponer que basta con que la capa dura tenga un espesor de cuatro diámetros del pilote para que las fórmulas sean aplicables.

IV.3.2 Cálculo de hundimientos

Los hundimientos producidos por una estructura dependen directamente del incremento de esfuerzos en el subsuelo y de la compresibilidad del mismo.

En el sistema de pilotes de control tanto la losa como los pilotes inducen esfuerzos en el subsuelo; el sistema de pilotes de control consiste en transmitir parte del peso de la estructura directamente al suelo mediante elementos superficiales (losa, zapatas, etc.) y el resto a un estrato resistente por los pilotes que reciben la carga a través de mecanismos controlables que actúan directamente en la cabeza de los mismos, que a su vez se apoyan sólidamente en la capa dura de manera que no la penetren y el movimiento relativo de la estructura respecto a los pilotes (necesario para seguir los hundimientos regionales de la Ciudad de México) se logra haciendo que los pilotes atraviesen la losa de cimentación. Como resultado de esto existe un tercer factor de generación de esfuerzos dentro de la masa de suelo, la fricción negativa.

Para determinar el incremento de esfuerzos en un punto cualquiera del subsuelo, producido por una estructura cimentada a base de pilotes de control, es necesario sumar tres efectos, el efecto de una sobrecarga superficial, el efecto de pilotes y, de la influencia de la fricción negativa actuando en cada uno de los pilotes.

Una vez determinados los incrementos de esfuerzo inducidos por la carga que se transmite al suelo por la losa de cimentación (III.12) así como por la carga que se transmite a través de

los pilotes (.II.2.2) bajo el eje vertical de cualquier punto ubicado en la superficie, se suman y se obtiene el esfuerzo inducido por la estructura.

En la figura 36 se muestra una distribución de este tipo donde se observa que la parte más compresible de la formación arcillosa superior está sujeta a un esfuerzo de tensión que no le produce disminución de volumen, y por tanto no contribuye a los hundimientos de la estructura. En cambio los esfuerzos de compresión se desarrollan en la parte superficial (costra superficial) preconsolidada por desecación, y en estratos profundos que incluyen la capa dura, de baja compresibilidad. De aquí se concluye por qué una cimentación piloteada disminuye los asentamientos.

Con estos resultados el cálculo de hundimientos se vuelve sencillo, debiéndose contar con curvas de compresibilidad (determinadas en pruebas de consolidación) de cada uno de los estratos definidos en el perfil del suelo y el espesor de los mismos y aplicando la siguiente expresión:

$$H_i = \Delta e H / (1 + e_0)$$

donde:

- Hi: hundimiento correspondiente al estrato i
- Δe : diferencia en la relación de vacíos en condiciones actuales y en condiciones futuras
- e_0 : relación de vacíos asociada al estrato correspondiente, en condiciones naturales
- H: espesor del estrato i

La sumatoria de los hundimientos de todos los estratos afectados por los esfuerzos nos da el hundimiento de la estructura en el punto referido.

Determinando los esfuerzos en varios puntos se determinarán los hundimientos correspondientes.

Si la magnitud de los asentamientos totales o diferenciales es inadmisibles, se procede a efectuar otra repartición (por tanteos, pero basada en la capacidad de carga tanto de la losa como de los pilotes) de la carga de la estructura que se transmitirá al suelo a través de la losa y los pilotes, a calcular la nueva distribución de esfuerzos y con éstos los nuevos hundimientos, hasta que el diseñador quede satisfecho de los resultados y se dé por terminado el análisis.

El diseño de una cimentación a base de pilotes de control consiste en proporcionar el mínimo número de pilotes para mantener los asentamientos totales y diferenciales dentro de valores aceptables, resultado de una distribución óptima de la carga de la estructura entre la losa y los pilotes, permitiendo el buen funcionamiento de la estructura que soportan y de los equipos instalados dentro de ella, así como sostenerla cuando se generen fuerzas adicionales por inercia como las inducidas por un sismo.

Como ya se mencionó anteriormente, el proceso de diseño de una cimentación en base a pilotes de control avanza por "tanteos" y resulta indispensable contar con el auxilio de computadoras, pues los métodos elásticos (Boussinesq y Mindlin) requieren de un considerable volumen de cálculo.

Además de las computadoras se requiere de programas apropiados, al respecto se incluyen en este trabajo dos programas que consiguen este objetivo, ECDAMY y PILSCONT, que el usuario puede mejorar y hacerlos más eficientes.

El programa ECDAMY se basa en la integración de la ecuación de Boussinesq, realizado por Damy, para una carga superficial uniformemente repartida sobre un área (polígono) de cualquier número de lados. El programa PILSCONT se basa en las integraciones de la ecuación de Mindlin, realizadas por Geddes, para diferentes condiciones de carga (fricción positiva, fricción negativa, carga puntual, etc.).

El proceso se inicia eligiendo, arbitrariamente, un grupo de pilotes a base de criterios de resistencia (IV.4). En esta etapa se decide qué valor aproximado se dará a la presión estática de contacto de la losa de cimentación y qué parte de la descarga media deberá ser transmitida a través de los mecanismos de carga (mecanismos de control).

Los programas están diseñados para analizar casi cualquier problema que pudiera presentarse en la práctica. Mediante el uso del programa ECDAMY es posible calcular los incrementos de esfuerzo bajo cualquier punto en la superficie provocado por una losa de cimentación de cualquier forma geométrica (de hasta 30 lados) o por hasta 30 áreas cargadas (zapatas) de hasta 30 lados cada una, cualesquiera que sean los valores de las cargas que actúen sobre estas áreas (normalmente se tendrá una sola área definida por el perímetro de la losa de cimentación y un solo valor de la presión de contacto losa-suelo). Con la ayuda del programa PILSCONT es posible calcular los incrementos de es

fuerzo, bajo cualquier punto, causados por cualquier tipo de pilote (de fricción, de punta, de control, etc.) ya que presenta diversas opciones, además de los pilotes de control, para los casos en que se tengan grupos mixtos o para analizar en general una amplia gama de cimentaciones.

En el anexo A se presenta el programa ECDAMY y en el anexo B se presenta el programa PILSCONT.

IV.4 Recimentaciones

Recimentar y renivelar edificios en la Ciudad de México ha sido una actividad común desde hace algún tiempo, debido al mal comportamiento de las cimentaciones originado por las características propias del subsuelo (alta compresibilidad), así como los efectos de la explotación, a gran escala, de los mantos acuíferos del Valle; que se ha constituido en un reto para los ingenieros e investigadores de la construcción.

Las características del sistema de pilotes de control de poder repartir la carga de una estructura entre dos estratos del subsuelo de características diferentes, uno muy resistente y poco compresible representado por la costra superficial y la formación arcillosa superior (Zona del Lago); de poder transferir la totalidad de la carga a los pilotes, definiendo la estructura en un nivel fijo; o de liberar los pilotes de la totalidad de la carga, permitiendo el descenso libre de la estructura, han sido puestos en práctica con resultados espectaculares en trabajos de este tipo.

Ha sido el campo de las recimentaciones, sin duda, donde se ha podido demostrar con "hechos" la efectividad del sistema, no sólo para evitar problemas, sino también para corregirlos.

Se han recimentado estructuras que habían sufrido hundimientos inadmisibles generales o locales (totales o diferenciales), dotando, primeramente a la cimentación de pilotes de control para posteriormente transferirles la carga e iniciar su ascenso mediante gatos hidráulicos colocados en las cabezas de los pilotes, o bien, detenerla en un nivel fijo y esperar que el movimiento del terreno alcance este nivel, momento en el cual se transferirá al suelo, mediante el contacto de la losa, la parte del peso que le permita seguir el hundimiento del suelo.

En el caso de estructuras que han emergido (estructuras piloteadas, generalmente), el procedimiento de recimentación iniciará por desligar subestructura y pilotes y dotarlos del sistema de control e hincar algunos complementarios si es necesario. Posteriormente se transferirá una parte del peso de la estructura al suelo a través de la losa, de manera que se produzca un incremento de esfuerzos en los estratos superficiales y poco profundos, muy compresibles, y se generen hundimientos que le permitan descender hasta alcanzar un nivel determinado. En este momento se repartirá la carga entre los pilotes y la losa de tal forma que la estructura siga los movimientos del suelo.

Para los trabajos de recimentación de estructuras desplomadas se podrán manejar ambos procedimientos, es decir, se mantendrá fija una zona, donde los pilotes tomarán toda la carga, y la otra se moverá, bien sea mediante el uso de gatos hidráulicos colocados en las cabezas de los pilotes (para levantarla), o bien transmitiendo al suelo una porción importante de la carga a través de la losa, para generar hundimientos que le permitan llegar a un plano horizontal determinado.

El sistema de pilotes de control nos ofrece la opción, primero de que los pilotes penetren la estructura "libremente", con lo cual la losa tendrá la libertad de descender, y segundo de controlar este descenso a la velocidad del suelo, repartiendo adecuadamente la carga que se transmite al suelo entre las cabezas de los pilotes y la superficie de la losa.

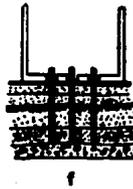
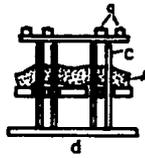
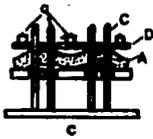
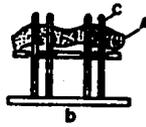
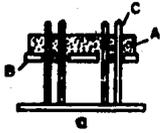
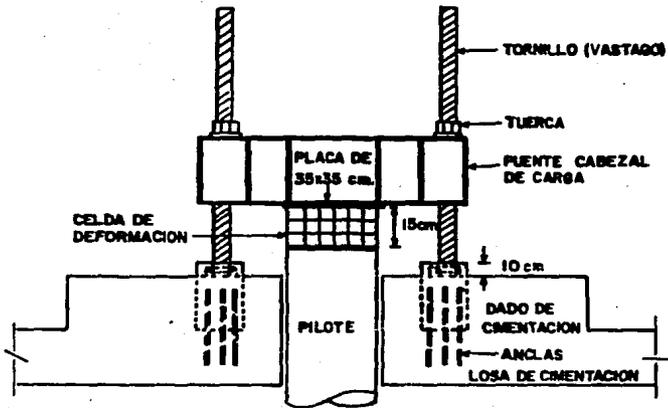
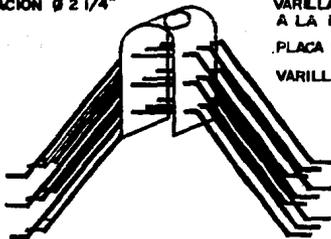


FIGURA No. 25



PERFORACION \varnothing 2 1/4"



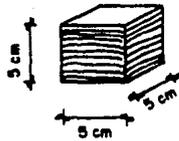
VARILLA SOLDADA
A LA PLACA

PLACA DE ACERO 1/2" x 6"

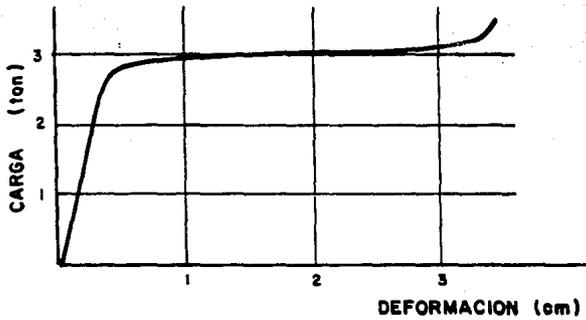
VARILLA \varnothing 5/8"

ANCLAS (TIPO ARARA)

FIGURA No. 26



CUBO DE CAOBILLA



**GRAFICA CARGA-DEFORMACION
DEL CUBO DE CAOBILLA**

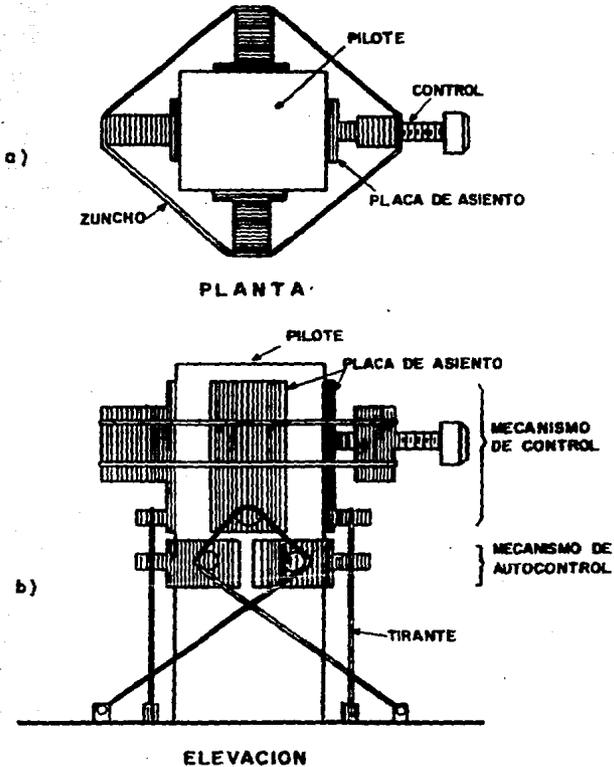


FIGURA No. 28

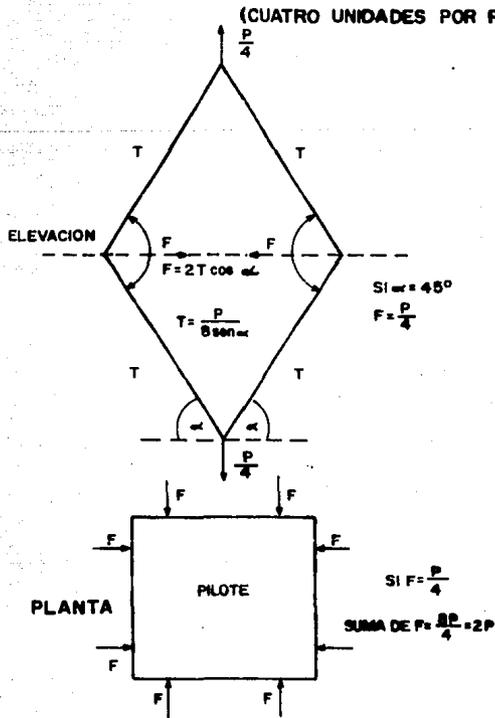
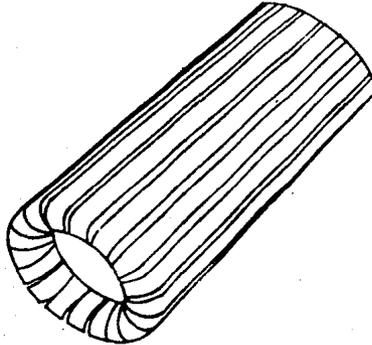


DIAGRAMA DEL MECANISMO DE AUTOCONTROL.

MECANISMO DE CONTROL A BASE DE
ELEMENTOS METALICOS EN FORMA DE "J"



ELEMENTOS , J

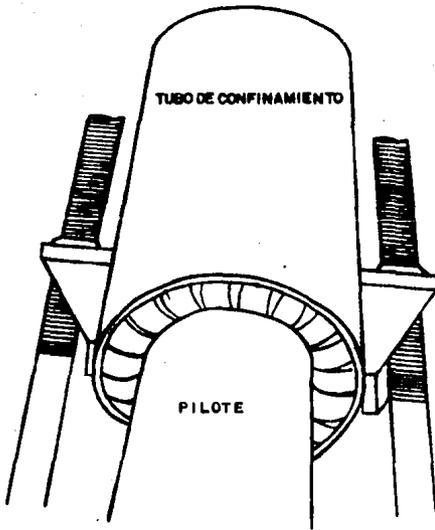
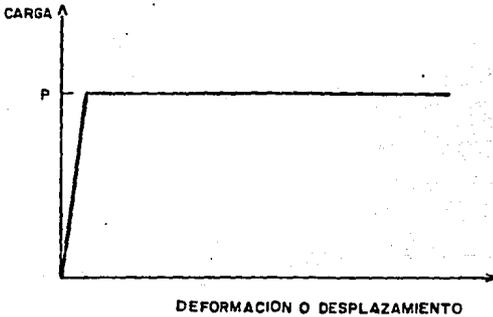
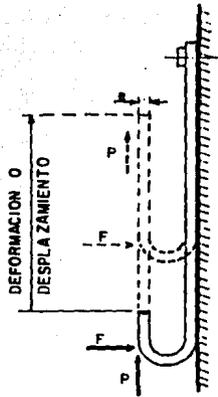
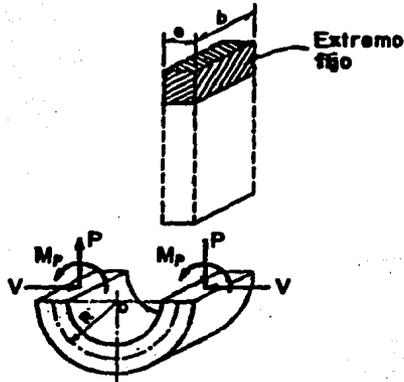


FIGURA No. 30

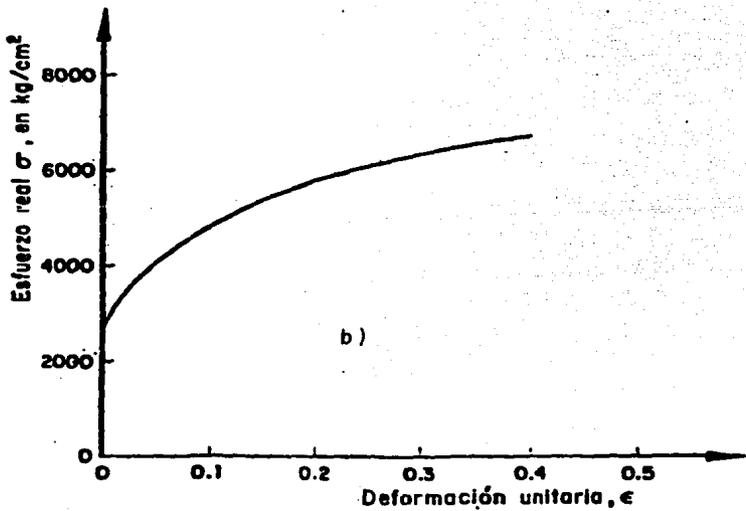


COMPORTAMIENTO IDEAL DE UN ELEMENTO J
(F, FUERZA CONFINANTE)

FIGURA No. 31



a)



b)

FIGURA No. 32

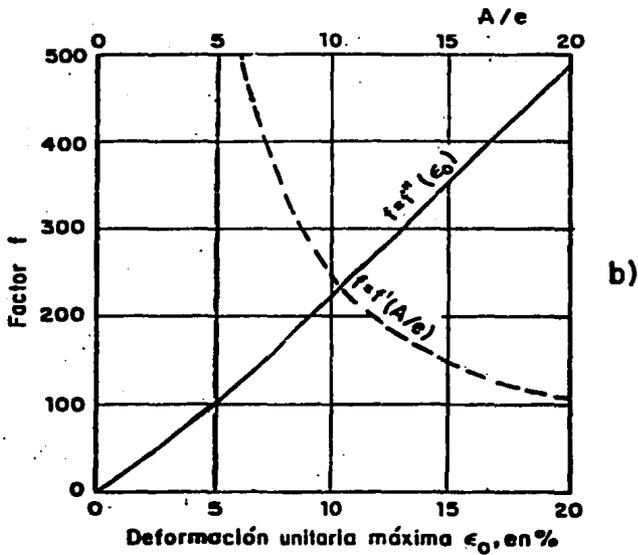
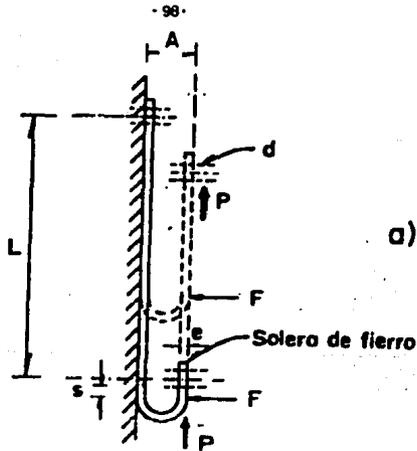


FIGURA No. 33

MECANISMO DE CONTROL A BASE DE UN DEPOSITO DE ARENA

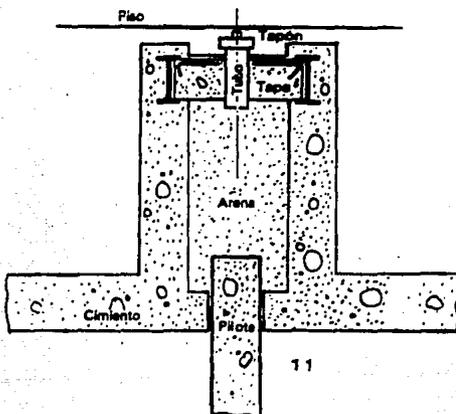


FIGURA No. 34

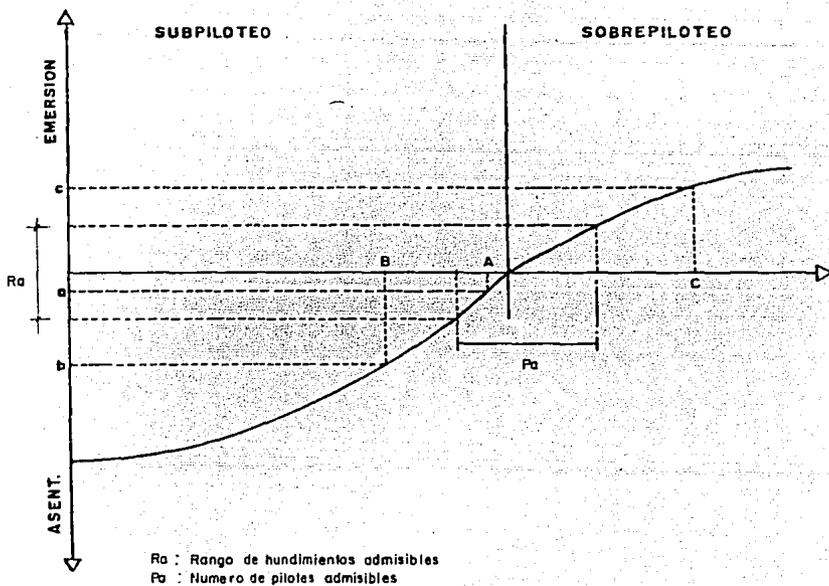


FIGURA No. 35

**DISTRIBUCION DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR
UNA ESTRUCTURA CON PILOTES CONTROLABLES.**

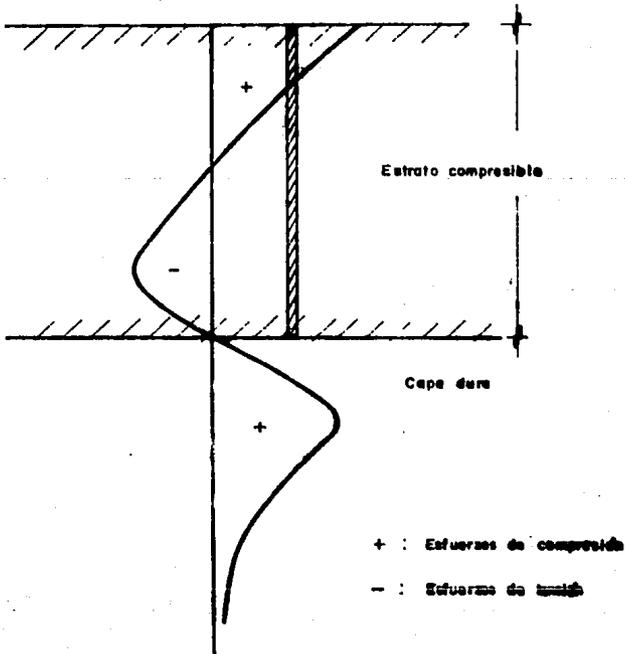


FIGURA No. 36

ANEXO IV-A
PROGRAMA ECDAMY

Mediante este programa es posible calcular los incrementos de esfuerzo bajo cualquier punto, ubicado en la superficie, provocados por hasta 30 polígonos cargados (zapatas, por ejemplo) de hasta 30 lados cada uno, cualquiera que sean los valores de las cargas que actúen sobre estos polígonos.

El primer paso será grabar el programa en disco o cinta magnética de tal forma que se pueda introducir rápidamente a la computadora.

Una vez que el programa está corriendo, en el monitor se piden los siguientes parámetros (datos):

- Número de polígonos cargados (losa de cimentación, zapatas, etc.), P
- Número de vértices del polígono número 1.
- Coordenadas de cada uno de los vértices del polígono número 1.
- Sobrecarga neta aplicada superficialmente por el polígono 1.

(Estas preguntas aparecen en el monitor tantas veces como polígonos se involucra en el análisis).

- Coordenadas del punto de interés (punto en el que se desea calcular los esfuerzos inducidos, por la sobrecarga, en la masa del suelo).
- Máxima profundidad de análisis (profundidad hasta la que se considera que los esfuerzos inducidos son importantes), ZM.
- Profundidad de excavación (profundidad de desplante de la losa de cimentación o de las zapatas), PE.

Los datos que se manejan en base a coordenadas, tanto en el programa ECDAMY como en el PILSCONT, se refieren a un mismo origen, elegido arbitrariamente por el usuario, dados en un sentido antihorario (vértices de los polígonos), y que deberá mantenerse para todos los datos del programa.

El programa está preparado para calcular automáticamente los esfuerzos, que por sobrecarga superficial se producen a intervalos del 10% de la profundidad de análisis (dada como dato), apareciendo en una tabla conforme van siendo de terminados.

LISTADO DE ECDAMY

```
1 ECDAMY, Programa No. 1, Instructivo de Pilotes de Control.
2 REM por Abraham Ellstein R.
10 DIM X(30,31),Y(30,31),XP(30,31),YP(30,31),N(30),S(30),B(30)
20 CLS
30 PRINT "ESFUERZOS GENERADOS POR POLIGONOS CARGADOS UNIFORMEMENTE EN LA
SUPERFICIE".
40 PRINT :PRINT" *****FORMULA DE BOUSSINESQ, INTEGRACION DE DAMY-CASALES*****".
50 PRINT :PRINT" - PARA INDICAR FIN DE ABCISAS DAR #":PRINT
60 PRINT
70 INPUT " - NUMERO DE POLIGONOS";P
75 INPUT " - PROF. DE EXCAVACION (m) =";PE
80 INPUT " - MAXIMA PROF. DE ANALISIS (m) =";ZM
90 FOR J=1 TO P
100 PRINT : PRINT "SOBRECARGA NETA EN EL ";J;"o. POLIGONO (ton/m2)=";
110 INPUT S(J)
120 CLS
130 N(J)=1
140 PRINT "X(";N(J);")";
150 INPUT A$
160 IF A$="#0" GOTO 200
170 X(J,N(J))=VAL(A$)
180 N(J)=N(J)+1
190 GOTO 140
```

```
200 N(J)=N(J)-1
210 FOR I=1 TO N(J)
220 PRINT "Y(";I;")";
230 INPUT Y(J,I)
240 NEXT I
250 NEXT J
300 FOR J=1 TO P
310 K=0
320 CLS
330 PRINT J;"o. POLIGONO":PRINT
340 FOR L=1 TO 20
350 PRINT 20*K+L,X(J,20*K+L),Y(J,12*K+L)
360 NEXT L
370 INPUT "HAY ERROR":E$
380 IF E$="SI" THEN INPUT "EN QUE LINEA";NE ELSE GOTO 410
390 INPUT "X=";X(J,NE)
400 INPUT "Y=";Y(J,NE) :GOTO 320
410 IF N(J) 20*K+21 GOTO 430
420 K=K+1 :GOTO 320
430 NEXT J
500 CLS
510 PRINT "COORDENADAS DEL EJE"
520 PRINT
```

```
530 INPUT "X0=";X0
540 INPUT "Y0=";Y0
550 PRINT :PRINT , "PROFUNDIDAD", "INCREMENTO"
560 PRINT , " m", " ton/m2"
600 FOR Z=.1*ZM TO ZM+.1 STEP .1*ZM
610 B=0:ZE=Z-PE
620 FOR J=1 TO P:B(J)=0
630 FOR I=1 TO N(J)
640 XP(J,I)=X(J,I)-X0
650 YP(J,I)=Y(J,I)-Y0
660 NEXT I
670 XP(J,N(J)+1)=XP(J,1)
680 YP(J,N(J)+1)=YP(J,1)
690 FOR I=1 TO N(J)
700 F=XP(J,I)*YP(J,I+1)-XP(J,I+1)*YP(J,I):IF F=0 THEN F=.0000001
710 SL=(XP(J,I+1)-XP(J,I))^2+(YP(J,I+1)-YP(J,I))^2
720 L=SQR(SL)
730 C1=(XP(J,I)*(XP(J,I+1)-XP(J,I))+YP(J,I)*(YP(J,I+1)-YP(J,I)))/F
740 C2=SL/F+C1
750 A=(Z-PE)*L/ABS(F)
760 G=A^2+1
770 B1=A*C1/SQR(G+C1^2)
780 B2=A*C2/SQR(G+C2^2)
```

```
790 B(J)=B(J)+ATN(C2)-ATN(C-1)-ATN(B2)+ATN(B1)+(B2-B1)/G
```

```
800 NEXT I
```

```
810 B(J)=S(J)*B(J):B=B+B(J)
```

```
820 NEXT J
```

```
830 PRINT "      ";Z,"      ",INT(100*B/6.2832+.5)/100
```

```
840 NEXT Z
```

```
900 PRINT :INPUT "OTRO EJE?, XO=";XO
```

```
910 GOTO 540
```

A N E X O IV-B
PROGRAMA PILSCONT

Con la ayuda de este programa es posible calcular los incrementos de esfuerzo, sobre el eje vertical de cualquier punto ubicado sobre la superficie, causados por cualquier tipo de pilote, ya que presenta diversas opciones, además de los pilotes de control, para los casos en que se tengan grupos mixtos o para analizar en general una amplia gama de cimentaciones.

Para un fácil manejo del programa es necesario gravarlo en disco o cinta magnética. Los parámetros del programa serán solicitados en el manitor conforme se vayan necesitando y su lista completa es la siguiente:

- Número de pilotes.
- Abscisas de las coordenadas de los pilotes X (i)
- Ordenadas de las coordenadas de los pilotes Y (i)
- Coordenadas del punto bajo el que se desea calcular los incrementos de presión XO, YO (no debe coincidir con el eje de ningún pilote).
- GRUPO DE PILOTES DE FRICCION?
 - . Magnitud de las cargas sobre cada pilote, Q.
 - . Longitud de los pilotes, L.
 - . Profundidad máxima de análisis, ZM.
- GRUPO DE PILOTES DE PUNTA?
 - . Carga por fricción negativa, NF.
 - . Profundidad de la cabeza, PC.
 - . Profundidad de desplante, PD.
 - . Profundidad máxima de análisis, PF.
- GRUPO DE PILOTES DE CONTROL?
 - . Carga sobre la cabeza del pilote, Q.
 - . Carga por fricción negativa, QF.
 - . Profundidad de la cabeza, PC.
 - . Longitud del fuste, L.
 - . Profundidad de desplante de la punta, PD.
 - . Profundidad máxima de análisis, PF.

- GRUPO DE PILOTES DE PUNTA PENETRANTE?

- . Carga sobre el pilote, Q
- . Carga tomada por fricción, QF
- . Profundidad de la cabeza, PC
- . Longitud del fuste, L
- . Profundidad de desplante de la punta, PD
- . Profundidad máxima de análisis, PF

El programa determina la distancia de cada pilote al punto estudiado y calcula su contribución al incremento de esfuerzos a la profundidad que corresponda. Este procedimiento se repite automáticamente para diez profundidades (a intervalos del 10% de la profundidad de análisis) hasta llegar a la máxima especificada y los resultados aparecen tabulados en la pantalla conforme se calculan.

LISTADO DE PILSCONT

```
1 REM** PILSCONT, Programa No. 2, Instructivo de Pilotes de Control **
2 REM *** Por Abraham Ellstein R. ***
10 DIM X(200),Y(200),R(200)
20 CLS
30 PRINT:PRINT" INCREMENTOS DE ESFUERZOS DEBIDOS A UN GRUPO DE PILOTES
IGUALES DE CONTROL,":PRINT" DE FRICCION (POSITIVA O NEGATIVA) O DE PUNTA
PENETRANTE":PRINT
40 PRINT:PRINT TAB(33)" M E N U ":PRINT
50 PRINT TAB(25)"PILOTES DE CONTROL = C"
60 PRINT TAB(25)"PILOTES DE FRICCION = F"
70 PRINT TAB(25)"PILOTES DE FRICCION NEGATIVA = FN"
80 PRINT TAB(25)"PILOTES DE PUNTA PENETRANTE = PP"
90 PRINT :INPUT "CUAL ES SU OPCION";M$
100 FOR I=1 TO 250:NEXT I
110 CLS
120 PRINT :PRINT TAB(17)"COORDENADAS DE LOS EJES DE LOS PILOTES (m)",PRINT
130 PRINT :PRINT "Nota bene: Primero dar la lista de X's; 1000 como último
valor para indicar fin de datos y despues la lista de Y's":PRINT
140 NR=0
150 NR=NR+1
160 PRINT"X";NR;"=" ;:INPUT X(NR)
170 IF X(NR)=1000 THEN 260
180 GOTO 230
190 FOR I = 1 TO NR-1
200 PRINT"Y";U;".=" ;:INPUT Y(I)
```

```
280 NEXT I
290 NR=NR-1:FLAG=0
300 CLS
310 PRINT TAB(8)"REVISION DE DATOS":PRINT
320 FOR J=1 TO 20
330 PRINT" No.      X(I)      Y(I)"
340 FOR I=20*J-19 TO 20*J
350 PRINT TAB(2)I;TAB(12);X(I);TAB(24)Y(I)
360 NEXT I
380 INPUT"HAY ERROR EN LA TABLA DE VALORES";A$
390 IF A$="SI" OR A$="si" THEN INPUT "EN QUE NUMERO ";M
400 IF A$="SI" OR A$="si" THEN PRINT"X";M;" ";;INPUT X(M)
410 IF A$="SI" OR A$="si" THEN PRINT"Y";M;" ";;INPUT Y(M)
420 IF A$="SI" OR A$="si" THEN 340
430 IF 20*J>=NR THEN 445
440 NEXT J
445 IF FLAG =1 THEN 540
450 IF M$="F" OR M$="f" THEN 1000
460 IF M$="FN" OR M$="fn" THEN 2000
470 IF M$="C" OR M$="c" THEN 3000
480 IF M$="PP" OR M$="pp" THEN 4000
500 CLS
510 PRINT" COORDENADAS DEL EJE DONDE SE DESEA CONOCER LOS INCREMENTOS DE
ESFUERZOS (m)";:PRINT
```

```
515 PRINT "nota Bene: El eje no debe coincidir con el eje de ningún pilote  
o se producirá un erro de tipo 'DIVISION BY ZERO' ":PRINT  
520 INPUT"XC= ";XC  
530 INPUT"YC= ";YC  
540 PRINT:PRINT"CALCULANDO, ESPERE UN MOMENTO POR FAVOR"  
550 FOR I=1 TO NR  
560 R(I)=SQR((XC-X(I))^2+(YC-Y(I))^2)  
565 IF R(I)=0 THEN PRINT:PRINT "ERROR, EL EJE COINCIDE CON EL PILOTE";I:STOP  
570 NEXT I  
600 IF M$="F" OR M$="f" THEN 1040  
610 IF M$="FN" OR M$="fn" THEN 2060  
620 IF M$="C" OR M$="c" THEN 2060  
630 IF M$="PP" OR M$="pp" THEN 4060  
1000 CLS:PRINT:PRINT TAB(12)"GRUPO DE PILOTES DE FRICCION":PRINT  
1010 INPUT"CARGA SOBRE UN PILOTE (ton)= " ;Q  
1020 INPUT"LONGITUD (m)=" ;L  
1030 INPUT"PROF. MAXIMA DE ANALISIS (m)=" ;PF  
1035 GOTO 500  
1040 FOR I=1 TO 250:NEXT I  
1050 CLS  
1100 PRINT:PRINT TAB(8)"PROFUNDIDAD VS. INCREMENTO DE ESFUERZOS":PRINT  
1110 PRINT, "PROF.", "ESFUERZO"  
1120 PRINT, " m", " ton/m2":PRINT
```

```
1200 FOR Z=.1*PF TO PF STEP .1*PF
1210 DZ=0
1220 M=Z/L:MA=M+1:ME=M-1
1230 FOR I=1 TO NR
1240 N=R(I)/L
1250 A2=N^2+ME^2:B2=N^2+MA^2:F2=N^2+M^2
1260 A1=SQR(A2):B1=SQR(B2):F1=SQR(F2)
1270 A3=N2^1.5:B3=B2^1.5:F3=F2^1.5
1280 B5=B2^2.5:F5=F2^2.5
1300 GOSUB 5000
1310 DZ=DZ+KZ*Q/L^2
1320 NEXT I
1330 PRINT TAB(15)Z,TAB(30)INT(DZ*100+.5)/100
1340 NEXT Z
1350 GOTO 8000
2000 CLS:PRINT:PRINT TAB(12)"GRUPO DE PILOTES DE FRICCIÓN NEGATIVA":PRINT
2010 Q=0
2020 INPUT "CARGA POR FRICCIÓN NEGATIVA (ton) =";NF
2030 INPUT "PROFUNDIDAD DE LA CABEZA (m) =";PC
2040 INPUT "PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m) =";PD
2050 INPUT "PROFUNDIDAD MÁXIMA DE ANÁLISIS (m) =";PF
2055 GOTO 500
2060 FOR I=1 TO 250:NEXT I
```

```
2070 CLS
2080 PRINT:PRINT TAB(8)"PROFUNDIDAD VS. INCREMENTO DE ESFUERZOS":PRINT
2090 PRINT,"PROF.,""ESFUERZO"
2100 PRINT, " m"," ton/m2":PRINT
2110 LE=.75*(PD-PC)
2200 FOR Z=.1*PF TO PF STEP .1*PF
2210 DZ=0:ZB=Z-PC
2220 M=ZB/LE:MA=M+1:ME=M-1
2230 K=Z/PD:KA=K+1:KE=K-1
2240 FOR I=1 TO NR
2250 IF ZB =0 THEN 2330
2260 N=R(I)/LE
2270 A2=N^2+ME^2:B2=N^2+MA^2:F2=N^2+M^2
2280 A1=SQR(A2):B1=SQR(B2)
2290 A3=A2^1.5:B3=B2^1.5:F3=F2^1.5
2300 B5=B2^2.5:F5=F2^2.5
2310 GOSUB 6000
2320 DZ=DZ-KZ*NF/LE^2
2330 N=R(I)/PD
2340 E2=N^2+KE^2:P2=N^2+KA^2
2350 E5=E2^2.5:P5=P2^2.5:P7=P2^3.5
2360 GOSUB 7000
2370 DZ=DZ+KZ*(Q+NF)/PD^2
```

```
2380 NEXT I
2390 PRINT TAB(15)Z,TAB(30)INT(DZ*100+.5)/100
2400 NEXT Z
2410 GOTO 8000
3000 CLS:PRINT:PRINT TAB(15)"GRUPO DE PILOTES DE CONTROL":PRINT
3010 INPUT"CARGA SOBRE LA CABEZA DEL PILOTE (ton) =";Q
3040 GOTO 2020
4000 CLS:PRINT:PRINT TAB(12)"GRUPO DE PILOTES DE PUNTA PENETRANTE":PRINT
4010 INPUT"CARGA SOBRE EL PILOTE (ton) =";Q
4020 INPUT"CARGA TOMADA POR FRICCIÓN + (ton) =";QF
4025 INPUT "PROF. DE LA CABEZA (m) =";PC
4030 INPUT"LONGITUD DEL FUSTE (m) =";L
4040 INPUT"PROF. DESPLANTE DE LA PUNTA (m) =";PD
4050 INPUT"PROF. MAXIMA DE ANALISIS (m) =";PF
4055 GOTO 500
4060 FOR I=1 TO 250:NEXT I
4070 CLS
4080 PRINT TAB(8)"PROFUNDIDAD VS. INCREMENTO DE ESFUERZOS":PRINT
4090 PRINT, "PROF.", "ESFUERZO"
4100 PRINT, " m", " ton/m2":PRINT
4110 FOR Z=.1*PF TO PF STEP .1*PF
4120 DZ=0
4130 M=(Z-PC)/L:MA=M+1:ME=M-1:K=Z/PD:KA=K+1:KE=K-1
4140 FOR I=1 TO NR
4145 IF Z<=PC THEN 4220
```

```
4150 N=R(I)/L
4160 A2=N^2+ME^2:B2=N^2+MA^2:F2=N^2+M^2
4170 A1=SQR(A2):B1=SQR(B2):F1=SQR(F2)
4180 A3=A2^1.5:B3=B2^1.5:F3=F2^1.5
4190 B5=B2^2.5:F5=F2^2.5
4200 GOSUB 5000
4210 DZ=DZ+KZ*QF/L^2
4220 N=R(I)/PD
4230 E5=(N^2+KE^2)^2.5
4240 P5=(N^2+KA^2)^2.5
4250 P7=(N^2+KA^2)^3.5
4260 GOSUB 7000
4270 DZ=DZ+KZ*(Q-QF)/PD^2
4280 NEXT I
4290 PRINT TAB(15);Z,TAB(30);INT(DZ*100+.5)/100
4300 NEXT Z
4310 GOTO 8000
5000 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE FRICCIÓN NEGATIVA
5010 KZ=-.15915*(3*((4*M+1)/B1-1/A1)-12*M/F1+M*N^2+ME^3)/A3+(4*M^3-13
*M^2*M-12*(M/N)^2*MA^3+MA^3)/B3+(12*M*N^2-6*M^3+12*(M/N)^2*M^3)/
F3+(6*M*N^2*(N^2-M^2)+12*(M/N)^2*MA^5)/B5-(12*(M/N)^2*M^5+6*M*N^2*
(N^2-M^2))/F5-3*LOG((A1+ME)*(B1+MA)/(F1+M)^2))
5020 RETURN
```

6000 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE FRICCION NEGATIVA

6010 KZ=-.07958*(3*(1/B1-1/A1)+N^2/A3+4*M^2/F3-6*M^4/N^2/F3+(6*M*MA*(M/N+1/N)^2-(4*M^2+N^2))/B3+6*M^2*(M^4-N^4)/N^2/F5+6*M*(M*N^2-NA^5/N^2)/B5)

6020 RETURN

7000 REM SUBROUTINA PARA EL CALCULO DE CARGA DE PUNTA

7010 KZ=.07958*(3*KE^3/E5+(3*K*KA^2-3*KA*(5*K-1))/P5+30*K*KA^3/P7)

7020 RETURN

8000 PRINT

8010 PRINT " *****"

8020 PRINT " * 1.- DESEA CALCULAR BAJO OTRO PUNTO DE ESTE GRUPO? *"

8030 PRINT " * 2.- DESEA CAMBIAR LOS PARAMETROS DE ESTE GRUPO? *"

8040 PRINT " * 3.- DESEA CAMBIAR A OTRQ GRUPO? *"

8050 PRINT " * 4.- DESEA AGREGAR O QUITAR PILOTES ? *"

8060 PRINT " * 5.- DESEA TERMINAR LA SESION ? *"

:PRINT " *****"

8070 PRINT :INPUT "QUE NUMERO";NU\$

8100 IF NU\$="1" THEN 500

8110 IF NU\$="2" THEN 450

8120 IF NU\$="3" THEN 20

8200 IF NU\$="4" THEN 8300

8210 IF NU\$="5" THEN CLS:END

8220 PRINT "DISCULPE, SOLO HAY CINCO OPCIONES.";GOTO 8070

8300 INPUT "AGREGAR O QUITAR (A/Q)";AQ\$

```
8310 IF AQS="A" THEN 9000
8315 CLS
8316 PRINT "PARA VER LISTA DE PILOTES GOTO 300":PRINT
8320 INPUT "NUMERO DE PILOTES POR QUITAR"; NQ
8325 FLAG=1
8330 PRINT :PRINT "Los pilotes por quitar no son obliterados, solamente se
alejan para que su influencia sea despreciable";PRINT
8340 FOR I=1 TO NQ
8350 PRINT"QUE NUMERO DE LISTA TIENE EL";I;"o. PILOTE POR QUITAR";:INPUT NL
8360 X(NL) = 999:Y(NL) = 999
8370 NEXT I
8380 CLS:GOTO 300
9000 CLS: INPUT "NUMERO DE PILOTES POR AGREGAR";NA
9010 PRINT :PRINT "EMPEZAMOS CON EL";NR+1;"o. PILOTE"
9020 FLAG=1
9030 FOR I=NR+1 TO NR+NA
9040 PRINT "X(";I;:INPUT ")=";X(I)
9050 NEXT I
9060 PRINT
9070 FOR I=NR+1 TO NR+NA
9080 PRINT "Y(";I;:INPUT ")=";Y(I)
9090 NEXT I
9100 NR=NR+NA
9200 CLS:GOTO 300
```

CAPITULO V
USO DE LOS PILOTES DE CONTROL

Ejemplo:

En este capítulo se presentan los resultados de los programas, propuestos en el anterior, aplicados a un ejemplo teórico cuya finalidad es mostrar la interacción losa-pilote-suelo en cuanto a la distribución de esfuerzos de los dos primeros en el tercero.

El objetivo es determinar el número óptimo de pilotes de control necesarios para una estructura supuesta, ubicada en la zona de lago, donde el espesor del estrato compresible del suelo (serie arcillosa superior) se desarrolla hasta los 30m y presenta una cohesión media de 2.6 ton/m². La resistencia a la penetración estándar de la primera capa dura que servirá de apoyo a los pilotes es de 30 golpes.

Bajo estas circunstancias la capacidad de carga de la losa es de 11.4 ton/m² (III.1.1) y la capacidad de los pilotes por punta, de 0.40m de diámetro, es de 138 ton (IV.3.1).

Se requiere diseñar la cimentación, en base a pilotes de control, de una estructura con planta rectangular de 8 x 25m, con un sótano desplantado a 4.5m, bajo el nivel del terreno natural. La estructura transmite una carga, a nivel de la losa de cimentación de 13.4 ton/m². En base a los resultados de capacidad de carga tanto de la losa como de los pilotes se propone, para un primer análisis, dotar a la estructura de 18 pilotes de control con su cabeza a 4.5m bajo el nivel del terreno natural, profundidad de la excavación del sótano, donde se alojará la estructura de la cimentación (controles); de manera que su longitud efectiva es de 25.5m. La carga que se aplicará a cada pílote, a través de los controles será de 35 ton y la carga por fricción negativa de 62 ton (III.2.2). Se desea calcular los incrementos de esfuerzo hasta la profundidad de 50m, que permitan determinar la magnitud de los asentamientos para esta distribución de cargas entre losa y pilotes.

La distribución de pilotes se halla sobre un área rectangular de 25 x 8m, en una retícula de 5 x 4m. Sobre el eje de las X existen seis pilotes, estando el primero en el origen (0,0) (origen elegido arbitrariamente), el segundo en las coordenadas (5,0) y el último de la primera fila en (25,0). El primer pilote de la segunda fila está en (0,4), el segundo en (5,4) y así sucesivamente (ver figuras 37a y 37b)

Parte de la descarga de la estructura es transmitida directamente al suelo por la losa de cimentación, con un valor medio de 10.25 ton/m². La excavación a su vez compensa una carga media de 6.75 ton/m², de manera que la diferencia es la sobrecarga neta y vale 3.5 ton/m².

Se desea calcular los incrementos de esfuerzo bajo el punto (12.5,3), punto de interés, y se empieza por realizar los cálculos con el programa 1, ECDAMY. Los resultados se dan en la siguiente tabla:

T A B L A I
Incrementos de esfuerzos debidos a una sobrecarga superficial

Profundidad m	Incremento ton/m ²
5	3.5
10	2.37
15	1.41
20	0.89
25	0.60
30	0.42
35	0.31
40	0.24
45	0.19
50	0.15

A su vez el grupo de pilotes analizado con el programa 2, PILSCONT, induce los siguientes esfuerzos:

T A B L A I I

Incrementos de esfuerzos debidos al grupo de pilotes

Profundidad m	Incremento ton/m ²
5	-0.11
10	-0.86
15	-1.47
20	-2.30
25	-3.03
30	-0.73
35	1.53
40	1.10
45	0.73
50	0.50

El efecto combinado de la sobrecarga neta aplicada por la losa y de los pilotes provee el total de los esfuerzos generados por la obra. Sumando los valores de ambas tablas se obtiene:

T A B L A III

Incrementos de esfuerzos debidos a la estructura

Profundidad m	Incremento ton/m ²
5	3.39
10	1.51
15	-0.06
20	-1.41
25	-2.43
30	-0.31
35	1.84
40	1.34
45	0.92
50	0.65

Entre los 15 y 30m los esfuerzos inducidos son negativos, es decir, el material está sujeto a tensión, y los esfuerzos por peso propio del suelo se ven disminuidos; mientras que bajo las puntas de los pilotes (capa dura) los incrementos de carga son comparativamente pequeños. Si se toma en cuenta que el incremento neto al suelo más la descarga media equivalente a las cargas to madas por los pilotes suma 6.65 ton/m², valor nada despreciable y se compara con los esfuerzos de la tabla III, se comprende por qué los pilotes de control han resultado tan eficaces en la práctica (ver figura 38).

Como ya se mencionó en el capítulo anterior, los pilotes de control se han apuntado éxitos espectaculares en trabajos de recimentación, veamos por qué:

En el ejemplo elegido se propuso una distribución de pilotes simétrica en ambos sentidos, lo que ocasiona esfuerzos y hundimientos iguales en puntos simétricos, pero ahora desconéctense los nueve pilotes a la izquierda del eje transversal de la planta para determinar qué ocurre (ver figura 39).

Son 315 ton que originalmente tomaban los pilotes y que ahora deben ser tomadas por la losa. Se supone que la mitad izquierda que mide 12.5 x 8m toma la totalidad del incremento mientras que la mitad de la derecha queda exactamente como antes (ver figura 39). Ahora se deben sumar los siguientes efectos: la carga superficial de la izquierda, la carga superficial de la derecha; un grupo de nueve pilotes sin carga en la cabeza y otro grupo de nueve pilotes de control como los anteriores.

La presión añadida a la porción izquierda de la losa es de 3.15 ton/m², de manera que se tienen dos rectángulos contiguos, uno con una presión de contacto de 6.65 ton/m² y otro con 3.5 ton/m². El programa ECDAMY puede manejar esta situación de un golpe, pues está diseñado precisamente para este tipo de situaciones.

Los esfuerzos inducidos en los puntos A y B de coordenadas (2.5,2) y (22.5,2) respectivamente, debido al efecto de la carga superficial transmitida por los dos polígonos, se muestran en la tabla IV y se grafican en la figura 40.

T A B L A I V
Incrementos de carga por superficie
en los puntos simétricos A y B

Profundidad m	Incremento en A ton/m ²	Incremento en B ton/m ²
5	6.62	3.48
10	3.26	1.75
15	1.76	1.05
20	1.10	0.74
25	0.75	0.56
30	0.54	0.44
35	0.41	0.35
40	0.32	0.28
45	0.25	0.23
50	0.21	0.19

El análisis de ambos grupos de pilotes arroja cuatro grupos de valores, pues con cada uno de ellos se deben calcular incrementos en los puntos A y B (ver figura 39). Los resultados parciales y su suma se presentan en la siguiente tabla y se grafican en la figura 41:

T A B L A V

Incrementos de esfuerzos debidos a los
dos grupos de pilotes
(ton/m²)

Profundidad m	Grupo Izquierda		Grupo Derecha		Suma	
	A	B	A	B	A	B
5	-0.06	0.0	0.0	-0.08	-0.06	-0.08
10	-0.56	-0.04	-0.05	-0.63	-0.61	-0.67
15	-0.87	-0.09	-0.10	-1.05	-0.97	-1.14
20	-1.42	-0.11	-0.10	-1.76	-1.52	-1.27
25	-1.98	-0.10	-0.07	-2.59	-2.05	-2.69
30	-0.56	-0.10	-0.07	-0.56	-0.63	-0.62
35	0.81	-0.09	-0.06	1.51	0.75	1.42
40	0.47	-0.04	-0.01	0.89	0.48	0.55
45	0.25	-0.01	0.06	0.51	0.31	0.50
50	0.14	0.01	0.06	0.32	0.22	0.32

Finalmente la suma de los efectos de la losa y de los pilotes arroja los resultados consignados en la siguiente tabla y graficados en la figura 42.

T A B L A VI

Incrementos de esfuerzos debidos a la estructura

Profundidad m	Punto A ton/m ²	Punto B ton/m ²
5	6.56	3.40
10	2.65	1.08
15	0.79	-0.09
20	-0.42	-1.13

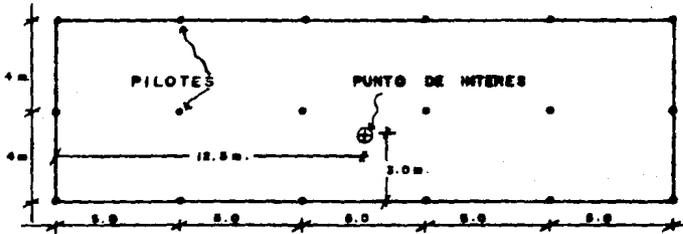
25	-1.30	-2.13
30	-0.09	-0.18
35	1.16	1.77
40	0.80	1.13
45	0.56	0.73
50	0.43	0.92

Se puede apreciar la presencia de esfuerzos de compresión hasta antes de los 20m de profundidad y bajo las puntas de los pilotes. Se recomienda despreciar las extensiones (-) para efectos de generación de hundimientos. Bajo el punto A existen mayores compresiones bajo la losa, pero en B son algo mayores bajo las puntas de los pilotes.

Esta distribución de esfuerzos manejada al gusto se ha usado con mucho éxito en trabajos de recimentación, aprovechando la elevada compresibilidad de los estratos arcillosos que subyacen la cimentación.

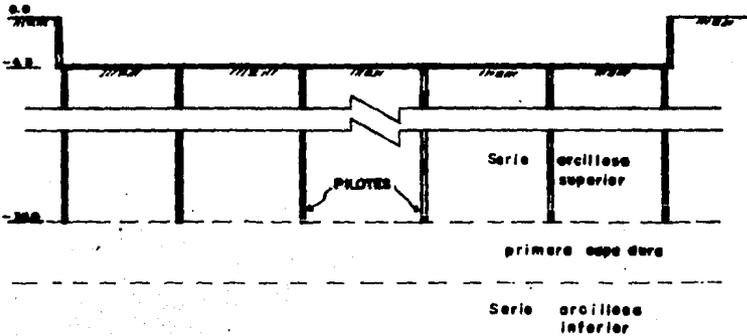
El proceso de análisis puede continuar aumentando o disminuyendo pilotes, proyectando lastres, etc.

DISTRIBUCION DE PILOTES.



PLANTA

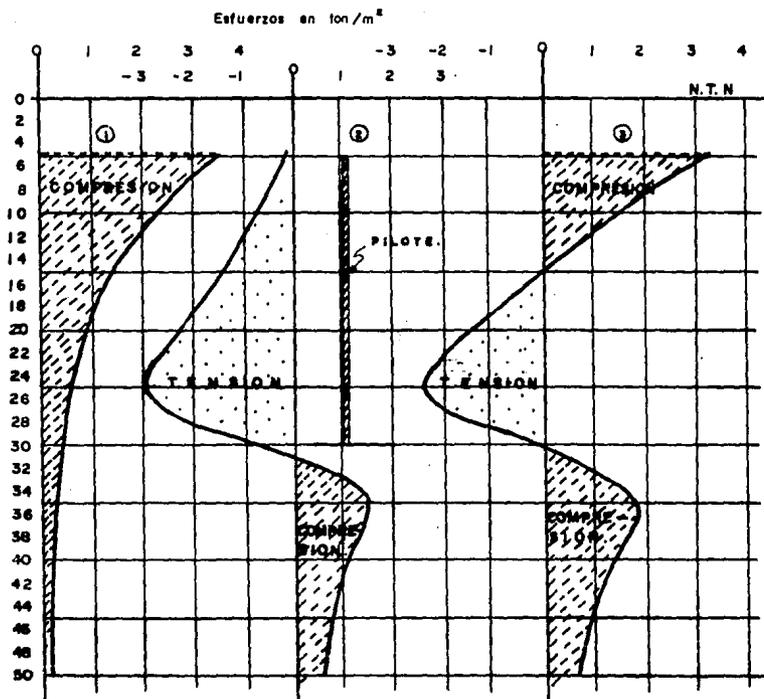
a)



CORTE

b)

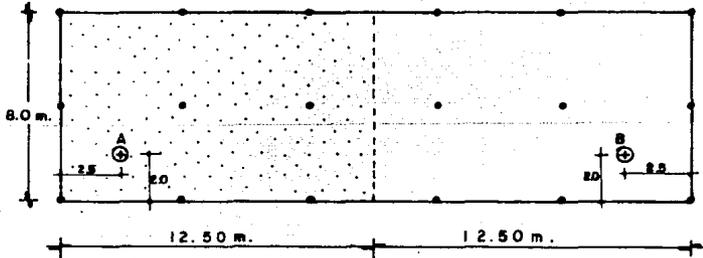
FIGURA No. 37



- ① GRAFICA DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA LOSA .
- ② GRAFICA DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR LOS PILOTES .
- ③ GRAFICA DE ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA ESTRUCTURA .
(losa mas pilotes.)

FIGURA No. 38

DISTRIBUCION DE PILOTES.



AREA CON PILOTES DESCONECTADOS DE LA LOSA DE CIMENTACION.



AREA CON PILOTES CONECTADOS A LA CIMENTACION MEDIANTE EL MECANISMO DE CONTROL.

FIGURA No. 39

ESFUERZOS INDUCIDOS POR LA LOSA DE CIMENTACION .

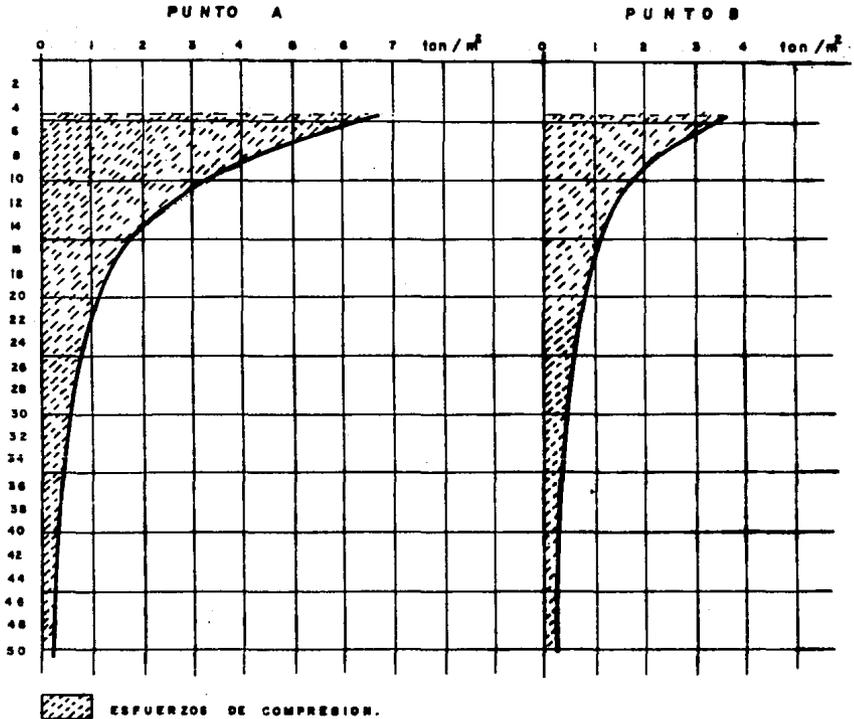


FIGURA No. 40

ESFUERZOS TOTALES INDUCIDOS POR LA ESTRUCTURA.

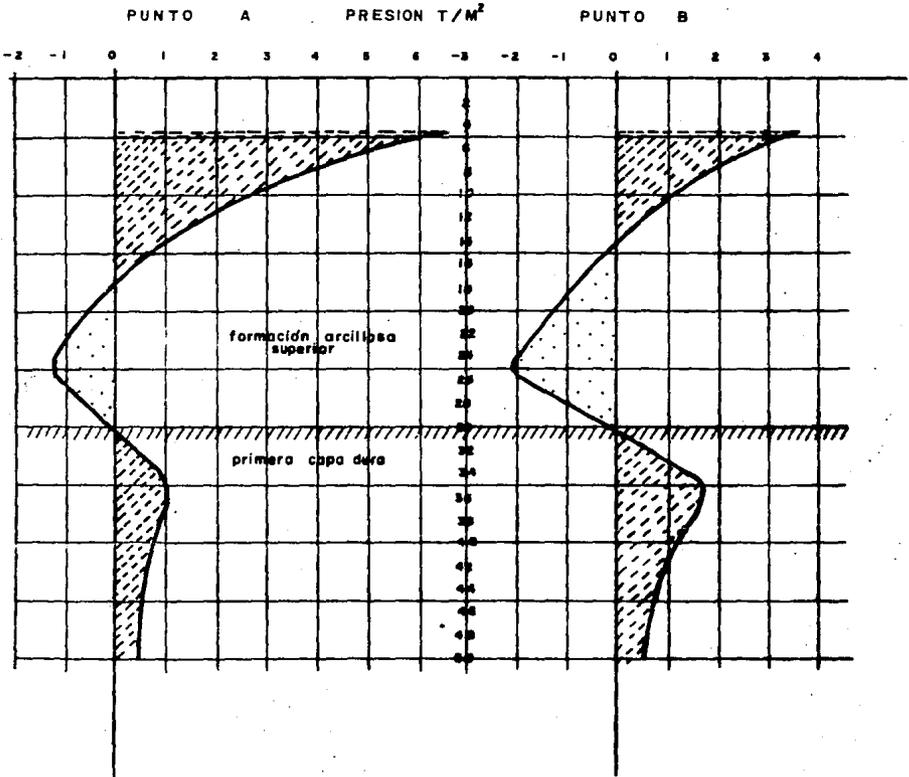


FIGURA No. 42

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El subsuelo de la Ciudad, ubicada en el suroeste del Valle de México, está constituido por limos, arcillas y arenas producidas por la actividad tectónica y volcánica así como por la erosión, arrastrados hacia la parte baja del Valle por las lluvias torrenciales, vientos y corrientes debidas a los deshielos de diferentes periodos geológicos.

Este Valle que a partir del cierre de su desagüe natural, por la erupción del volcán Chichinautzin, se convirtió en un Valle cerrado, recibió en gran cantidad agua y los materiales arrastrados, sepultando el relieve original que presentaba, grietas, pequeños promontorios y serranías de altura importante como la de Guadalupe y la de Santa Catarina que sólo quedaron parcialmente ocultos por el embalse de materiales, y que hoy en día muestran su presencia por su parte visible. El espesor del relleno no es uniforme en todo el Valle, y su variación depende de la pendiente de las faldas de las serranías, al pie de ellas existen intercalaciones de arenas, arcillas y limos con estratigrafía errática tanto desde el punto de vista topográfico como mecánico, constituyen do una zona de transición entre las serranías y el centro del Valle.

Estas tres zonas son conocidas como ZONA DE LOMAS, ZONA DE TRANSICION Y ZONA DE LAGO, sujetas a una más detallada clasificación para efectos de estudios de detalle con motivo de los recientes sismos.

El temor al hundimiento de las estructuras, en la zona del lago, dada su alta compresibilidad, motivó el uso de pilotes apoyados en su punta sobre una capa dura profunda que subyace a los depósitos compresibles. El extremo superior del pilote se ubicaba, invariablemente, en el eje de las columnas o de las contrarabes y se ligaban firmemente a ellas. Esta solución satisfizo temporalmente el deseo de evitar el hundimiento de las estructuras, pero con el paso del tiempo vino a constituir un contrasentido, pues al aparecer el hundimiento general (hundimiento regional) de todo el Valle con motivo de la extracción de agua de los mantos acuíferos, esos pilotes constituyeron una res-

tricción a que el edificio descendiera a la par que el suelo, y consecuentemente las estructuras empezaron a "emerger", fenómeno aparente pues en realidad permanecen en su sitio y lo que baja es la superficie del suelo.

El doble requerimiento que necesitaba una cimentación de no causar hundimientos inadmisibles por los esfuerzos que la estructura transmitiría al suelo y de seguir el hundimiento del Valle inducido por la extracción de agua, hizo aparecer primero el concepto de solución por flotación (compensación) y posteriormente el concepto de los pilotes equipados con dispositivo de control, ca paz de regular la distribución de cargas entre el suelo subyacente y la cabeza del pilote, para obtener en suma el comportamiento adecuado de la estructura, evitando por una parte que se hunda por deformar al suelo y por otra, permitiéndole bajar junto con él.

El sistema de pilotes de control ha sido una de las aportaciones importantes de la ingeniería mexicana al campo de las cimentaciones. Curiosamente este sistema de cimentación es poco usado en México en el diseño de nuevas estructuras, siendo la aparente causa el mantenimiento que necesita este sistema. Sus mejores logros y mayor uso se ha dado en trabajos de recimentación, dadas sus características.

Los nuevos controles abren la posibilidad de disminuir los trabajos de mantenimiento.

La finalidad de este trabajo ha sido exponer el funcionamiento del sistema de pilotes de control en suelos muy compresibles y afectados por la consolidación inducida por la explotación de los mantos acuíferos como lo es el suelo de la zona del lago de la Ciudad de México, así como la utilidad del uso de computadoras en el diseño de una cimentación de estas características, ya que permiten optimizar el número de pilotes necesarios para una estructura, favoreciendo con ello directamente el costo de la misma.

El diseño de una cimentación en base a un grupo de pilotes de control parece ser la mejor opción donde la incertidumbre en el conocimiento de las características del subsuelo (compresibilidad) eleva el riesgo de un mal comportamiento de otro tipo de cimentación, ya que nos permite, en un futuro, modificar la transmisión de esfuerzos al subsuelo, modificando con ello el comportamiento de la estructura.

Dentro del campo de las cimentaciones el sistema de pilotes de control se ha apuntado éxitos espectaculares al devolver su funcionalidad a estructuras desplomadas o con hundimientos considerados inadmisibles, sin que para ello deban ser desalojados, y en tiempos muy cortos.

Pareciera ser que la experiencia había sido siempre la única guía en el uso de los pilotes de control, dándose un fenómeno muy singular, donde los ingenieros de cimentaciones evitan o temen el uso de los pilotes de control por carecer de experiencia en su manejo, y al abstenerse de usarlos se han negado a sí mismos el beneficio de una acumulación de experiencia.

Hoy en día ya existen las bases teóricas para el uso rutinario de los pilotes de control, principios teóricos respaldados por la amplia utilización que de esta cimentación hizo el Ingeniero Manuel González Flores (d.e.p.). Sin embargo la experiencia siempre será indispensable para el proyectista.

La basta experiencia lograda por el Ingeniero Manuel González Flores en el campo de las cimentaciones a lo largo de su vida profesional, y sus observaciones del comportamiento de las cimentaciones piloteadas lo hicieron concluir en las siguientes sugerencias:

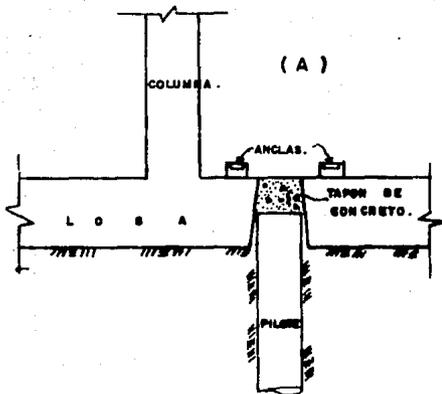
1. No usar pilotes de punta en la zona deformable de la ciudad de México (zona del lago) por los problemas inmediatos que causan.

Los edificios apoyados sobre pilotes de punta empiezan a "emerger" con respecto a banquetas y calles y los pilotes se sobrecargan con el terreno que se les cuelga, llamado este fenómeno "fricción negativa", en forma muy desigual, ya que el volumen de suelo que se cuelga de los pilotes centrales, es inferior al volumen que se cuelga de los pilotes de orilla y aún hay mayor diferencia con el volumen que se cuelga de los pilotes de las esquinas, lo que puede ocasionar que los pilotes penetren un poco más en las orillas y en las esquinas que en el resto del edificio y que por tal motivo se deforme y se llegue a lastimar seriamente en su estructura. Al colgarse el suelo a los pilotes, se forma una loma en el área construida que inclinará a los edificios vecinos, especialmente si son ligeros.

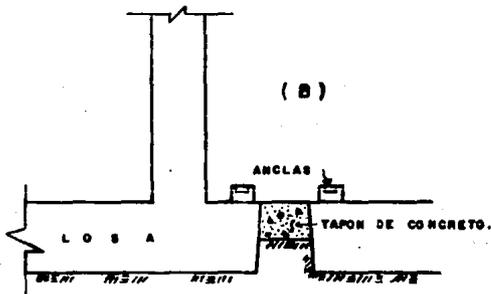
La fricción negativa puede reducir la capacidad de carga útil de estos pilotes en un porcentaje que puede llegar a un 50%.

2. No usar pilotes de fricción en edificios esbeltos. Los pilotes de fricción trabajan a la falla, es decir, van penetrando conforme se da el descenso de la ciudad, en caso de temblores (especialmente si los edificios son esbeltos) pueden inclinarse. De estos casos abundan después de los sismos de septiembre de 1985.
3. No colocar los pilotes (de punta o de fricción) ni abajo de las trabes ni abajo de las columnas, sino a un lado de las mismas, como se muestra en la figura 43. Se debe dejar abierta la posibilidad de convertir este tipo de pilotes en pilotes de control, en caso que presenten problemas.
4. El pilote de control necesita mantenimiento; si no se piensa dar ese mantenimiento, no se debe de usar el pilote de control, ya que la estructura empezará a emerger.

5. Siempre que se prevea la posibilidad de incrementar la carga de la estructura, deben dejarse las preparaciones para el futuro pilote de control, como se muestra en la figura 43.



PILOTE DE PUNTA O DE FRICCIÓN PREPARADO PARA TRANSFORMARSE.



PREPARACION PARA COLOCAR EN UN FUTURO UN PILETE.

B I B L I O G R A F I A

- | | |
|---|---|
| Mecánica de Suelos, Tomos 1 y 2 | Juárez Badillo, E. y Rico Rodríguez A.
Ed. Limusa |
| Mecánica de suelos y Cimentaciones | Chespo Villalaz, Carlos
Ed. Limusa |
| Ingeniería de Cimentaciones | Peck, R. B.
Ed. Limusa |
| Información Reciente Sobre las Características del Subsuelo y la Práctica de la Ingeniería de Cimentaciones en la Ciudad de México. | Reséndiz, D.
Instituto de Ingeniería, UNAM |
| Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. | D. D. F. |
| Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México. | COVITUR |
| Analysis of pile foundations in consolidating soil | Reséndiz, D. y Auvinet, G.
Instituto de Ingeniería, UNAM |
| Propuestas para la Recimentación de Centrales Telefónicas | Inédito |
| Propaganda de PICOSA e información directa del Ingeniero Manuel González Flores. | PICOSA |