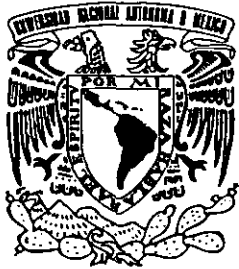


60

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO**



FACULTAD DE INGENIERIA

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES
EN LA CIUDAD DE MEXICO A BASE DE PILOTES
DE CONTROL.

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
I N G E N I E R A C I V I L
P R E S E N T A N :
ELISA NATALIA GUERRERO MARTINEZ
MARISOL ESGUERRA ROSAS



297432

ASESOR DE TESIS: ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ

CIUDAD UNIVERSITARIA

2001



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/068/01

Señoritas

ELISA NATALIA GUERRERO MARTÍNEZ

MARISOL ESGUERRA ROSAS

Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

**"PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACION DE EDIFICIOS
DE LA CIUDAD DE MÉXICO A BASE DE PILOTES DE CONTROL"**

INTRODUCCION

- I. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO**
- II. CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS**
- III. PILOTES DE CONTROL**
- IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO**
- V. MANTENIMIENTO DE LOS PILOTES DE CONTROL**
- VI. CONCLUSIONES**

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria a 3 de abril de 2001.
EL DIRECTOR


M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO
GFB/GMP/mstg.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México

A la Facultad de Ingeniería

A los profesores que de manera incondicional aportaron sus conocimientos para nuestra formación y en especial al Ing. Marcos Trejo Hernández por su gran apoyo para la realización de esta tesis.

A nuestros padres:

Paula Rosas García y Francisco Esguerra Soto

María Alicia Martínez Gutierrez y Gualberto Guerrero Rojas

A nuestras hermanas y hermanos:

Elizabeth, Claudia y Montserrat Esguerra Rosas

Gualberto, Héctor y David Guerrero Martínez

A nuestros amigos de la facultad:

Lilia Toledano Robles Gil, Angélica Hernández Carrillo, Alsacia Romero Vidal y David Graniel Graniel

A nuestros demás amigos:

Leticia Gómez García, Gabino Zárate Estrada y Francisco Castro Procel, por su gran ayuda.

María A. Urquiza Tavira, Blanca E. Peralta Duque, David Barrera Díaz, Rafael G. Camargo Gálvez, Roberto Güemes Vázquez y en especial a Ernesto Jiménez Tovar.

**PROCEDIMIENTO
CONSTRUCTIVO DE
CIMENTACIONES EN LA CIUDAD
DE MÉXICO A BASE DE PILOTES
DE CONTROL.**

CONTENIDO

<i>OBJETIVO DE CADA CAPÍTULO</i>	3
<i>INTRODUCCIÓN</i>	4
<i>I. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO</i>	
-ANTECEDENTES	8
-GEOLOGÍA	11
-ESTRATIGRAFÍA	17
-PROPIEDADES MECÁNICAS Y DINÁMICAS	25
-PROPIEDADES ÍNDICE	40
<i>II. CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS</i>	
-ANTECEDENTES	44
-CIMENTACIONES SUPERFICIALES	51
-CIMENTACIONES PROFUNDAS	55
<i>III. PILOTES DE CONTROL</i>	
-ANTECEDENTES	74
-ESTADO DEL ARTE DE LOS PILOTES DE CONTROL	76
-ESPECIFICACIONES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PILOTES DE CONTROL	87
-CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS PILOTES DE CONTROL	92
-EQUIPO USADO PARA LA COLOCACIÓN DE LOS PILOTES DE CONTROL	98
<i>IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO</i>	
-ANTECEDENTES	102
-ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	117
-PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN	123
<i>V. MANTENIMIENTO DE LOS PILOTES DE CONTROL</i>	
-ANTECEDENTES	136
-MANTENIMIENTO PREVENTIVO	139
-MANTENIMIENTO CORRECTIVO	145
<i>VI. CONCLUSIONES.</i>	149

OBJETIVO DE CADA CAPÍTULO

I. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUELO DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Exponer las características mecánicas y dinámicas, así como las propiedades índice del suelo de la Ciudad de México, para así posteriormente determinar la cimentación del edificio en estudio.

II. CARACTERÍSTICAS DE LAS CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS.

Conocer la clasificación de las cimentaciones superficiales y profundas aplicables para soportar diferentes tipos de estructura.

III. PILOTE DE CONTROL

Definir las cualidades y desventajas del sistema del pilote de control y su aplicación en la cimentación de edificios.

IV. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO

Especificar el proceso constructivo de la cimentación, utilizando el sistema de los pilotes de control en un caso en específico como lo es el edificio en estudio.

V. MANTENIMIENTO DE LOS PILOTES DE CONTROL

Dar a conocer el proceso del mantenimiento preventivo y correctivo de los dispositivos de control, así como de la renivelación, utilizando el sistema de pilotes de control en el caso específico, como lo es el edificio en estudio.

INTRODUCCIÓN

Motivos históricos, políticos, sociales y económicos han provocado un crecimiento desmedido de la población que habita la Ciudad de México, a medida que esto sucede se estimula el avance de la mancha urbana, mismo que tiende a proyectarse en forma vertical con preferencia al horizontal.

El urbanismo surge como la consecuencia de satisfacer las necesidades más primordiales de la población que lo exige; se manifiesta en la creación de infraestructura, con el objeto de brindar los servicios requeridos para un desarrollo pleno y ordenado. Dicha infraestructura la constituyen los servicios de agua potable, alcantarillado, energía eléctrica, construcción de edificaciones, transporte (terrestre y aéreo), así como sus respectivas vías de comunicación: carreteras, puentes, aeropistas, vías férreas, pasos a desnivel etc.

Antes de 1940 el conocimiento de la composición y las propiedades del subsuelo en la zona urbanizada del Valle de México, era fragmentario y empírico. El crecimiento de la población es la causa de transformaciones importantes en la Ciudad, empieza a ser notoria la insuficiencia del abastecimiento de agua potable, y se recurre a la explotación de los acuíferos del subsuelo dentro del área urbana. En ese periodo se registra el comportamiento defectuoso de algunas cimentaciones de estructuras mayores que habían sido diseñadas con las normas de 1942, se acentúa el hundimiento de los terrenos ubicados en el fondo del antiguo lago de Texcoco.

Estos hechos despertaron el interés de los ingenieros por la mecánica de suelos y la realización de estudios que permitieron analizar los fenómenos antes mencionados, lo que además proporciono información valiosa para construir cimentaciones, así como la excavación de túneles de gran diámetro en el subsuelo lacustre y el mejoramiento en el diseño de estructuras sometidas a la acción sísmica.

Como resultado de las investigaciones de Mecánica de Suelos realizados particularmente en México, han surgido diferentes métodos de diseño, proyección y construcción para las estructuras cimentadas en el subsuelo lacustre, mismas que tienen un comportamiento adecuado, sin embargo además de las propiedades mecánicas ya comentadas, debido al abatimiento del agua del subsuelo se agrega un hundimiento que se le ha denominado consolidación regional, aunado a que la zona de la Ciudad de México se ubica en una región sísmica, esto da como resultado que muchos de los edificios tengan un comportamiento inadecuado, es decir presenten un hundimiento excesivo ya sea uniforme o variable, en todo caso limitan y muchas veces inhabilitan al edificio para operar y cumplir con la finalidad con que fueron concebidos.

En resumen el suelo de la Ciudad de México se ha caracterizado por presentar condiciones geotécnicas muy desfavorables para la construcción de infraestructura.

Las causas principales son:

- Características del suelo (blando y compresible que presentan las arcillas constituyentes del depósito vulcano – lacustre del área metropolitana).
- Hundimiento regional.
- Alta sismicidad

Al presentarse estos problemas se tiene un mal comportamiento de la cimentación y surge la necesidad de dar soluciones adecuadas, económicas y en algunos casos prácticamente sin afectaciones a los usuarios, esto es, las soluciones que se pretendían dar, tenían como premisa principal el de respetar la estructura original, sin pensar en demoliciones y únicamente de tratar en lo posible de poner a la estructura en las condiciones que contempla el proyecto original, de ésta manera surgieron métodos y técnicas para rehabilitar estructuras que sufren de los problemas antes mencionados, entre los métodos más destacados por su sencillez y sus resultados favorables está el creado por el Ingeniero Manuel González Flores, el cual consiste en el conocido método de “PILOTES DE CONTROL”, el cual ha sido ampliamente usado en la Ciudad de México y en todas partes del mundo.

El interés de este trabajo se enfoca a una de las causas que caracterizan el problema que presentan las estructuras cimentadas en la zona en estudio del Valle de México y este es el hundimiento regional, así como la solución de dicha afectación.

El objetivo principal de ésta tesis es conocer en una forma explícita el procedimiento de una de las técnicas que se aplican en la renivelación de edificaciones que se encuentran cimentadas en subsuelos con problemas de hundimientos, la misma se expone en forma racional y ordenada; los temas se desarrollan a modo de que en los primeros capítulos describan las condiciones estratigráficas, propiedades índice, mecánicas y dinámicas del suelo de la Ciudad de México, así como sus características geológicas; en el capítulo posterior se hace referencia sobre las cimentaciones superficiales y profundas, haciendo un resumen de las actividades previas y / o antecedentes que se requieren para el pilote de control, en los capítulos finales se detallan los procedimientos constructivos, llegando al estudio de un caso particular pasando por el análisis estructural de la edificación, tipo de cimentación, haciendo referencia al mantenimiento que se aplica al dispositivo antes mencionado.

**CARACTERÍSTICAS
GEOTÉCNICAS
DEL SUELO DE LA
CIUDAD DE MÉXICO**

-ANTECEDENTES

Cualquiera que intente comprender la naturaleza geológica de los depósitos sobre los que se edifica la Ciudad de México, deberá partir de tres marcos de referencia:

- A) El geológico general
- B) El paleoclimático
- C) El vulcanológico

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

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 glaciares; estos suelos hoy transformados en paleosuelos, llevan el sello del clima en que fueron formados, siendo a veces amarillos productos de ambientes fríos, y otras veces cafés y hasta rojizos productos de ambientes moderados a subtropicales.

Sobre este complejo relleno ha crecido la Ciudad de México. Desde la fundación de Tenochtitlan, los pobladores del lugar han tenido que enfrentarse a las características difíciles de relleno, hacia la mitad de este siglo, sus edificios y obras se fueron desplantando sobre rellenos correspondientes al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales y en lo que va de la segunda mitad de la centuria, la urbe se ha extendido aun 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 superiores del centro de la cuenca.

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 domos pliocénicos del Cerro de Chapultepec y del Cerro del Tepeyac. Lo son también las lavas, brechas tezontles y cenizas del Peñón de Marqués, así como las de la Sierra de Santa Catarina con su hilera de conos escoriaáceos juveniles rodeados de lavas, y las coladas recientes del Pedregal de San Ángel originadas en el Xitle. Los productos de estos derrames volcánicos menores no compiten en variedad y volumen con los de un volcán grande, como lo es el Cerro de San Miguel, que se eleva al SW de la Ciudad de México.

En el renglón de depósitos volcánicos indirectos se deben mencionar las acumulaciones de polvo eólico. Las regiones volcánicas de por sí abundan en detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante periodos de clima frío se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierte en tobas amarillas que tanto abundan en las Lomas. Sin embargo si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas.

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. 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 arena fluviales y, en ciertos casos especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos. En la secuencia estratigráfica de las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- 1) La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- 2) La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- 3) El depósito en las barrancas de morenas.
- 4) El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

El empleo del cono eléctrico agiliza extraordinariamente la identificación de la estratigrafía de un sitio, captando hasta sus más pequeños detalles y permitiendo evaluar indirectamente las variaciones con la profundidad de la resistencia al corte y de la compresibilidad.

Es un hecho comprobado que los acuíferos existentes en el subsuelo de la Ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas, inclusive los relativamente poco profundos. Hoy el bombeo con fines de abastecimiento de aguas para la zona urbanizada ha producido abatimientos de los niveles piezométricos en algunos casos a los 20.00 m. Éste abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente consolidación de las arcillas, acompañada de la pérdida de volumen, aunado que desde la fundación del México – Tenochtitlan (1325), se inició la realización de obras hidráulicas para proteger de inundaciones a la metrópoli, ésta es una causa por la que no se propicia la recarga de los acuíferos, como por ejemplo el albarradón

de Netzahualcoyotl (1449). En la época colonial a fin de reducir el riesgo de inundaciones se construyeron varios diques y el túnel de Nochistongo (1608), que por derrumbes se convirtió en tajo (1789). En la época independiente, se realizaron los túneles de Tequisquiac (1895 y 1952), finalmente el sistema de drenaje profundo (1975). Estas tres últimas obras dieron salidas a las aguas de la cuenca de México hacia el norte (DDF 1975).

Las primeras advertencias serias sobre el hundimiento general del Valle de México fueron hechas por Roberto Gayol, alrededor de 1925, quien se fijó en el hundimiento de las construcciones especialmente el de la Catedral Metropolitana, durante sus trabajos sobre el sistema de drenaje de la Ciudad de México de cuyo proyecto fue el autor.

El continuador de las ideas del Ingeniero Gayol, fue José A Cuevas, quien es el verdadero precursor y primer introductor de la Mecánica de Suelos en México. El y su discípulo Nabor Carrillo analizaron la influencia del bombeo en los pozos de aprovisionamiento de agua de la Ciudad, a la luz de la Teoría de Consolidación de Terzagui.

Posteriormente los nombres del Marsal, Hiriart y Sandoval, están asociados en un gran número a las extensas investigaciones que se han venido realizando, en épocas más recientes, el nombre de L. Zeevaert, ha venido a sumarse a las anteriores.

En la actualidad el hundimiento ocurre como una función lineal del tiempo, pero es muy variable de unos a otros puntos de la Ciudad, por lo que es difícil hablar de una cifra representativa del hundimiento anual, que oscila de 5 a 20 cm por año y aún más. Los estratos arcillosos que se encuentran a profundidades menores de 50 m, son los principales responsables del fenómeno, particularmente los comprendidos entre los 20 y los 50 m de profundidad.

-GEOLOGÍA

El Valle de México es una unidad geográfica limitada al norte por las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Pachuca; al este por los llanos de Apan, los montes del Río Frio y la Sierra Nevada; al sur por las Sierras de Cuauhtzin y Ajusco; y al oeste por las Sierras de las Cruces, Monte Alto y Monte Bajo (Fig.1). La superficie total del Valle es del orden de 7,160.00 Km², de los cuales 3,080.00 Km², corresponden a zonas montañosas, y 2,050.00 Km², a zonas bajas bien definidas. La altura sobre el nivel del mar en la parte más baja es de 2,240.00 m, aproximadamente.

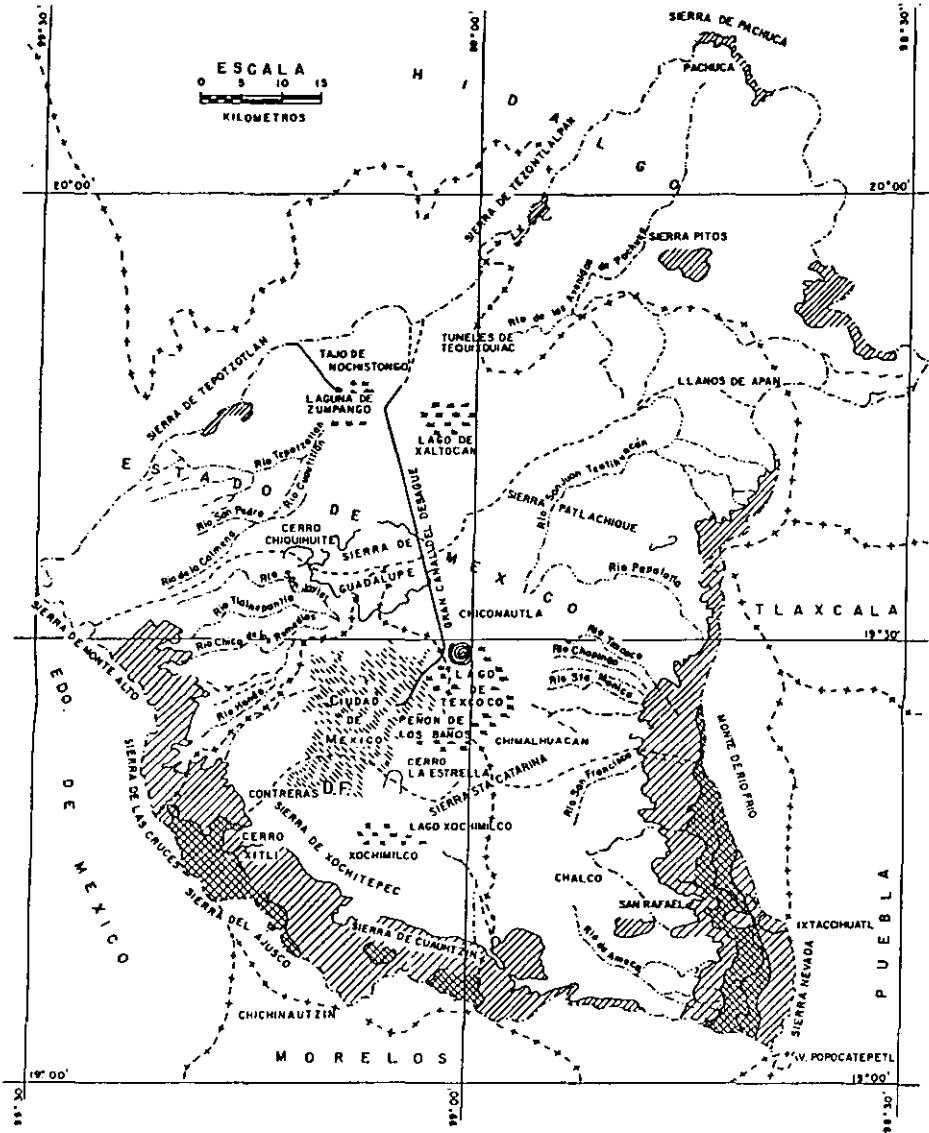
Dentro del Valle de México está ubicado el Distrito Federal, cabecera política de la República Mexicana, el cual incluye a la Ciudad de México ocupando un total de 1,480.00 Km², de los cuales unos 500.00 km², son zona urbanizada.

La interpretación de 26 líneas sísmicas de reflexión (Fig. 2), permitió definir la estructura geológica y la secuencia sísmo – estratigráfica debajo de la planicie aluvio – lacustre de la Ciudad. Existe en el plano superior una red de valles sepultados, erosionados en una serie estratificada, correccionable con la formación Tepozteco. Estos valles acusan profundidades de 200 a 300 m debajo de la Alameda y el Zócalo. Fueron rellenados al obstruir la Sierra del Chichinautzin el antiguo desagüe al Alto Amacuzac.







Debajo de la serie estratificada se detectaron depósitos lacustres del Plioceno, siguen vulcanitas correlacionables al Grupo Pachuca; subyacen vulcanitas del Oligoceno y sedimentos del Grupo Balsas a profundidades de 1500 a 3500 m. los sedimentos marinos plegados del cretácico forman anticlinorios y sinclonorios extensos.

Estructuralmente el Valle de México esta flaqueado, al poniente por la fosa de la Sierra de las Cruces, al norte por la fosa de Barrientos, al sur por la fosa compleja del Chichinautzin. A profundidad las vulcanitas del Oligoceno están controladas por la fosa de Tenochtitlán, dirigida al NW. Las series volcánicas superiores están afectadas por fosas dirigidas al NW, al NE; al E y finalmente al ENE. Estas últimas están genéticamente a la fosa moderna del Chichinautzin. Su génesis se explica por empujes y cizalleos pulsantes y cambiantes a partir de las subducciones en el Pacífico.

Como ya se mencionó la cuenca tiene un área de 7,160.00 Km² (de los cuales 2050.00 Km² corresponden a las zonas bajas), con una longitud de 110 Km en dirección de N-S, y anchura de 80 Km en la dirección E-O. Hacia el centro de la cuenca y corriendo de oeste a este se encuentra la Sierra de Guadalupe. En la parte sur, en dirección E-O, se extiende la Sierra de Santa Catarina.

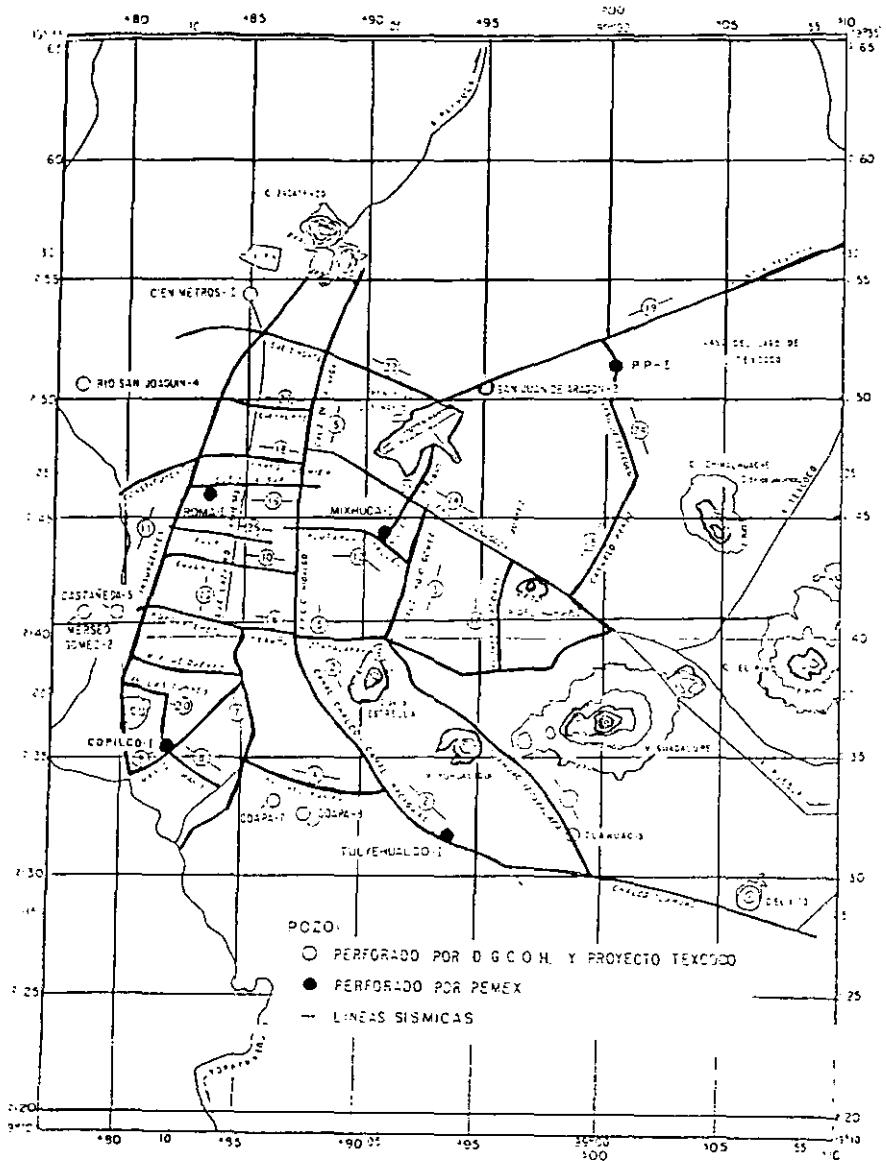


SIGNOS CONVENCIONALES

-  < 500 m. s. n. Valle
-  500 a 1000 m. s. n. Valle
-  1000 a 2000 m. s. n. Valle
-  > 2000 m. s. n. Valle
-  Parteaguas General de la Cuenca
-  Parteaguas de los Subcuencas
- Fondo del Valle : 2240 m. s. n. m.

MAPA OROGRAFICO E HIDROGRAFICO DEL VALLE DE MEXICO

Fig 1



CALLES Y AVENIDAS Y POZOS PROFUNDOS
Fig. 2

Desde el punto de vista geológico, las formaciones más superficiales de la cuenca se dividen en Tarango, Tacubaya, Becerra y Reciente. La formación Tarango, del pleistoceno superior, está constituida por brechas andesíticas, arenas y limos, esta formación aflora al oeste y suroeste la cual se prolonga hasta el fondo de la cuenca, misma que constituye la base de los depósitos más recientes. La formación Tacubaya, está constituida por arcillas producto de la deposición de cenizas volcánicas muy finas que fueron transportadas por aire o agua hacia los lagos de la cuenca. La formación Becerra contiene estratos de aluvión y polvo volcánico con abundancia de fósiles.

En el Valle de México se identifican tres zonas que a continuación se describen:

Depósitos del lago.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depósito y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática, se presentaron interrupciones provocadas por etapas de actividad volcánica que cubrieron toda la cuenca con mantos de arena basálticas o pumíticas.

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 generan dos tipos de transiciones: interestratificada y abrupta.

- Interestratificada.-Se presenta en los suelos que se originaron al pie de barrancas, donde se acumularon los acarreo fluviales que descendieron de las lomas a la planicie; estos depósitos se extendieron hasta la arcilla del antiguo lago de Texcoco, formándose intercalaciones de arcillas lacustres con arenas y gravas de río.
- Condición abrupta cercana a los cerros.- Esta condición se identifica en el contacto entre los rellenos de la cuenca que sobresalen de dicho relleno; a manera de islotes; en éste 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, esta transición abrupta se presenta en el Peñón de los Baños, en el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el Cerro de Tepeyac.

Depósito de lomas.

La zona de las lomas está formada por la 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 y depósitos fluviglaciales más antiguos.

Pueden reconocerse dentro del espacio de la cuenca de México y muy especialmente en su parte SW, fracturamientos dirigidos principalmente a tres direcciones.

- a) Al NW
- b) Al NE
- c) Al ENE

Fallas al NW Oligocénicas.

Las vulcanitas del Oligoceno, según el análisis de las líneas sísmicas, están afectadas por fosas dirigidas al NW; mientras que se extravazaban dichas vulcanitas, se iban hundiendo. Éste comportamiento tectónico puede explicarse por medio de un cizalleo lateral – derecho, a lo largo de una antigua debilidad cortical, dirigida grosso modo WE. Hoy se conectaría este cizalleo con la antigua subducción de la Placa Farallón en el Pacífico.

Fallas al NW posteriores.

Las primeras fallas visibles, que afectan las vulcanitas post Oligocénicas, están ligadas a la subducción de la placa de Cocos. Están dirigidas igualmente al NW y cortan las calderas del Tigre y de Tlaixpan en dos. Estas fallas, delimitando bloques, pueden explicarse como el resultado de un renovado movimiento de cizalleo lateral – derecho, inducido esta vez por esfuerzos originados en la moderna trinchera de Acapulco y ejercidos sobre la misma debilidad cortical supuesta de la cuenca. Basta que por un corto tiempo de la Cresta del Pacífico Oriental pare su expansión y se generen en seguida empujes de la Placa de Cocos al poniente, creando fosas escalonadas al NW.

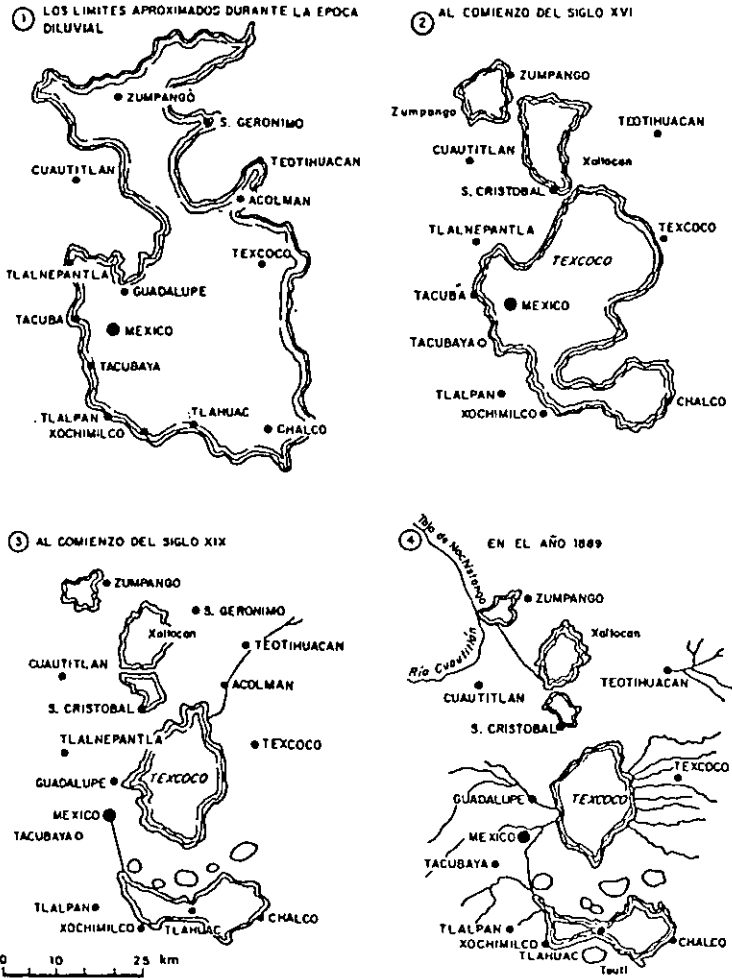
Fallas al NE.

El cizalleo lateral izquierdo en la cuenca de México, propuesto originalmente en 1961, puede haber sido la causa también de fallamientos en bloques dirigidos al NE. La fosa de Cautepéc, en el centro de la Sierra de Guadalupe, es un ejemplo de este tectonismo. En la cima del Cerro de Tlaloc, se han reconocido fracturamientos más jóvenes, que limitan fosas menores dirigidas al NE (fracturas del sistema Tlaloc Apan).

Fallas al ENE.

Por fin destacan en la cuenca los fallamientos con bloques dirigidos al ENE. Así la fosa de Barrientos marca una debilidad de este tipo, formada anteriormente a la fosa de Cuautepéc. La Sierra de Santa Catarina, por otra parte, se ha considerado como el ejemplo clásico de un cizalleo tectónico moderno a la izquierda; igual esfuerzo se produjo al sur, con extraña claridad, en la Sierra de Chichinautzin. Las hileras de conos dirigidos al ENE en sus cumbres son evidencia de ello a gran escala (Los Tenangos).

Hacia la cuenca fluyen gran cantidad de ríos y arroyos pequeños, entre los que destacan los ríos de Cuautitlán, Tlalnepantla, de los Remedios, Churubusco, Texcoco y de la Compañía (Fig.1). Estas corrientes de agua dieron origen a los seis lagos: de norte a sur, Zumpango, Xaltocan, San Cristóbal, Texcoco, Xochimilco y Chalco, de los cuales sólo subsisten porciones de los lagos Zumpango, Texcoco y Xochimilco (Fig.3).



PRINCIPALES LAGOS EN LA CIUDAD DE MEXICO
Fig 3

-ESTRATIGRAFÍA

Los trabajos de los Profesores Marsal y Zeevaert enfocados en definir la estratigrafía del Valle se desarrollaron casi simultáneamente a resolver problemas de cimentaciones de edificios por construir. De esos casos prácticos recopilamos laboriosamente la información que a través de los años les permitió interpretar la estratigrafía y características del suelo.

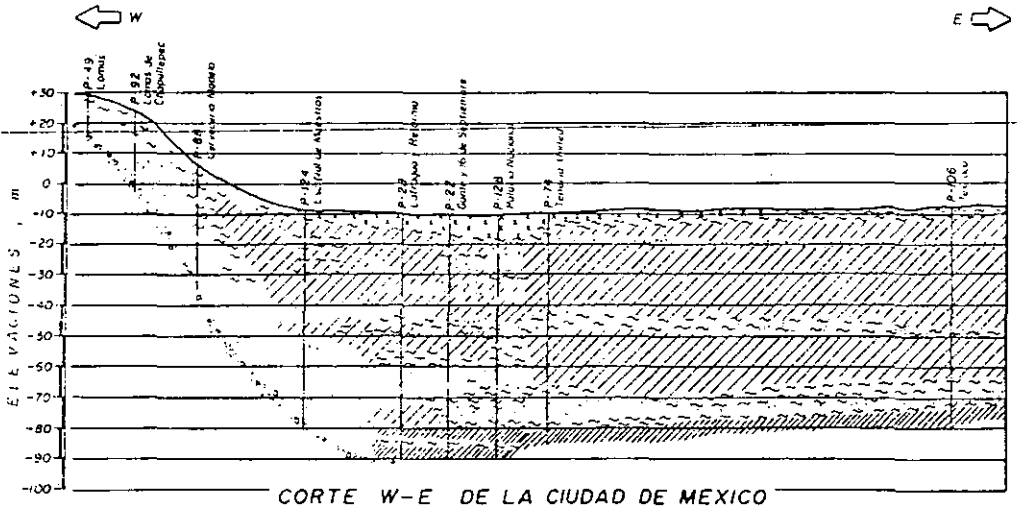
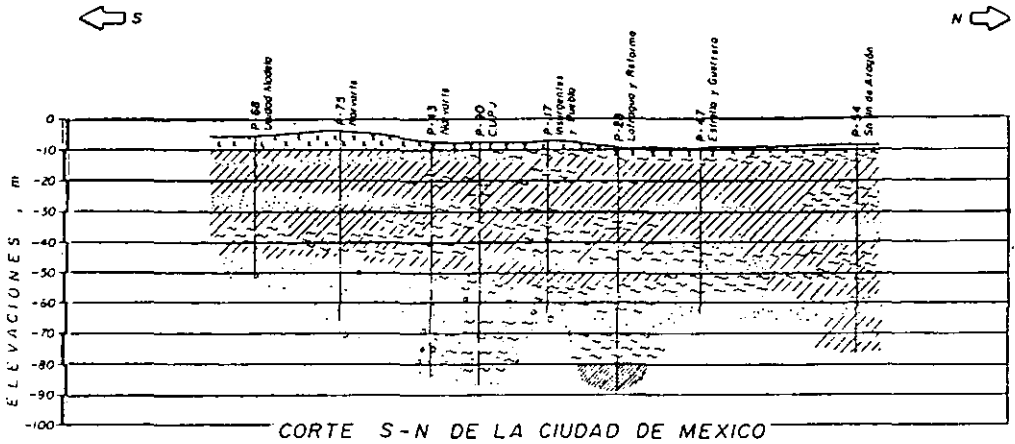
Modelo estratigráfico del Profesor Marsal.

En el Congreso de la Investigación Científica de la UNAM de 1953, el Profesor Marsal, presentó su modelo estratigráfico basado en 15 sondeos. La secuencia de estratos está integrada por un relleno natural o artificial, manto superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos (Fig. 4).

Modelo estratigráfico del Profesor Zeevaert.

En el mismo Congreso de la Investigación Científica, el Profesor Zeevaert presentó también su modelo estratigráfico integrado por la información de 10 sondeos, en la (Fig. 5), se muestran los siguientes estratos: relleno arqueológico o natural (Totolsingo), formación lacustre Tacubaya, arena I Tarango y depósitos lacustres aluviales Tarango. En el depósito de arcillas Tacubaya identifica 5 substratos que los describe como aproximadamente homogéneos, separados por 4 lentes delgadas, cada uno con huellas de raíces y enalichamiento que se desarrollaron en periodos geológicos semiáridos. En el substrato de arcilla I, señala la presencia de un lente de arena negra y en la arcilla IV otro lente de arena blanca. A la arena I Tarango la define como la primera formación resistente. Finalmente en la arcilla I Tarango señala la presencia de dos lentes de arena blanca.

Con el fin de resolver problemas específicos y aportar información necesaria para verificar la teoría del hundimiento que desarrolló Nabor Carrillo en 1948, se realizaron trabajos de exploración y laboratorio que paulatinamente permitieron conocer con buena precisión la estratigrafía y propiedades mecánicas del subsuelo en la zona céntrica de la Ciudad de México, hasta profundidades de 50 a 100 m.



SIMBOLOGIA

	Rellena		Arena
	Arcilla		Grava
	Limo		Arcilla compacta

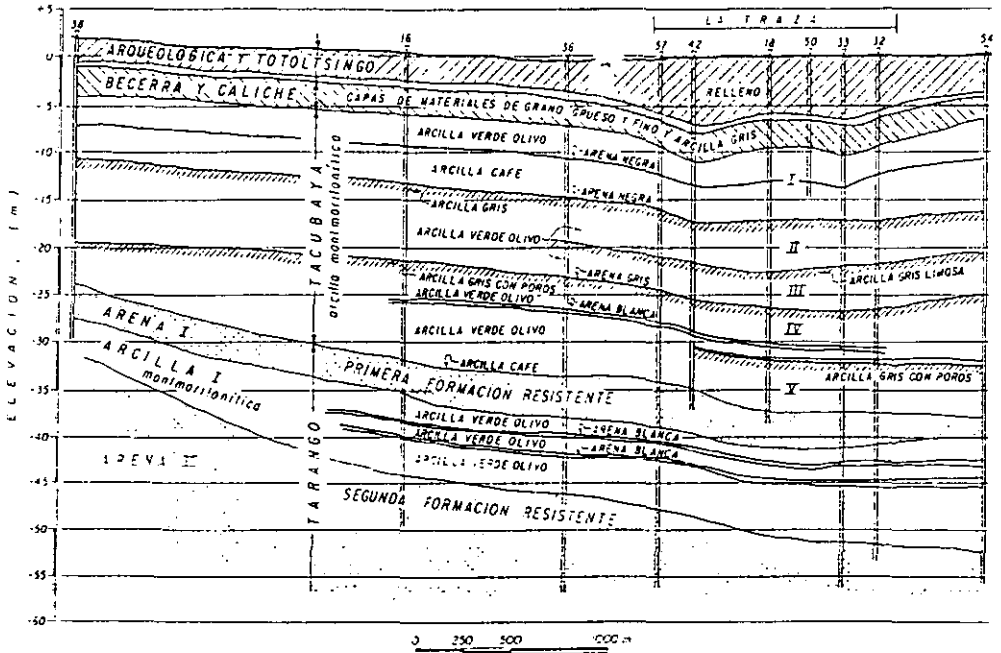
0 1 2 3 4 5 km
ESCALA HORIZONTAL GRAFICA APROX

NOTA - La elevación 0, corresponde a la cota del Banco de Atzacacoac = 2244.48 m

CORTES ESTRATIGRAFICOS SEGUN PROF. MARSAL.

Fig. 4

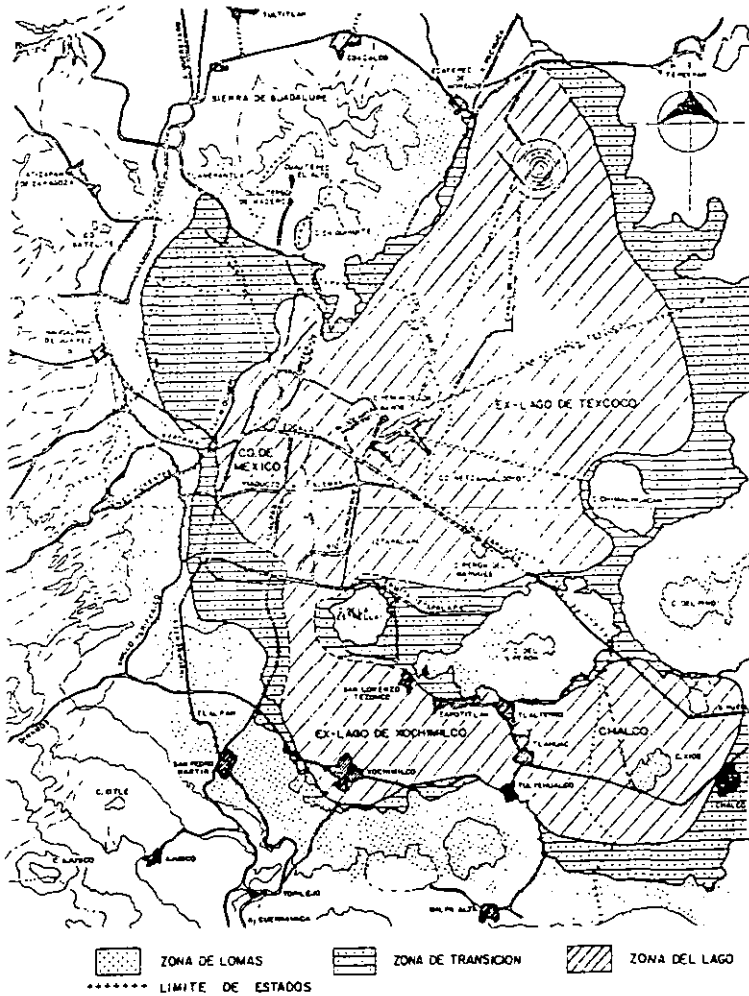
Con tal información fue posible elaborar en 1952, la zonificación del área urbanizada, atendiendo a las características más significativas del subsuelo. Se distinguen tres zonas: la de las lomas.- en las estribaciones de la Sierra de las Cruces, al oeste del Valle, en general formada por suelo poco compresibles y de alta resistencia al cortante; la del lago.- ubicada al oriente y antiguamente ocupada por el lago de Texcoco, en la que se tienen depósitos lacustres blandos y compresible hasta profundidades de 50 a 60 m, apoyados en suelos más duros y rígidos; la zona de transición caracterizada por una secuencia variable de estratos aluviales intercalados con arcillas blandas similares a las del lago.



CORTE ESTRATIGRAFICO EN LA ZONA DEL LAGO SEGUN EL PROF. ZEEVAERT

Fig 5

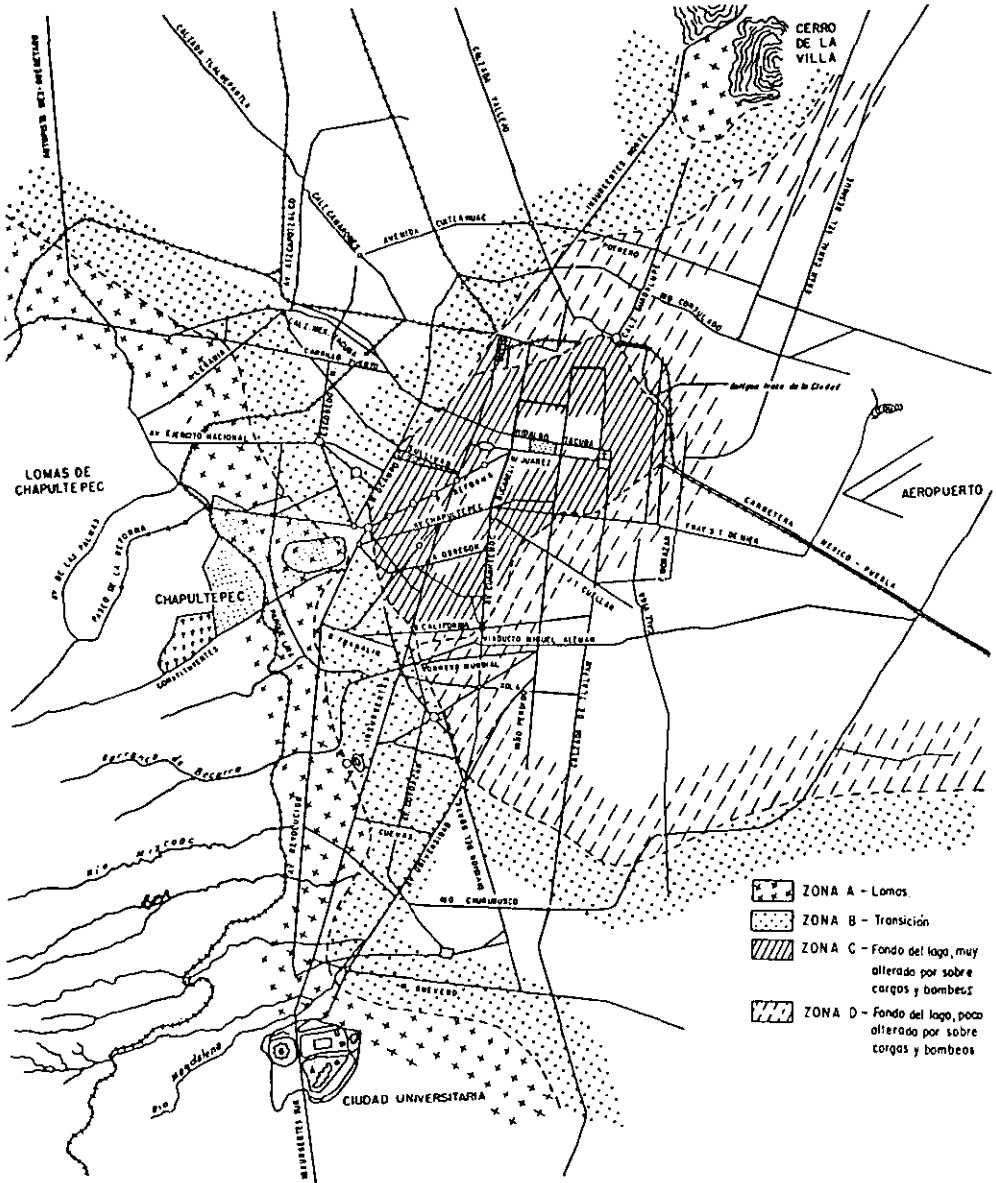
La actualización geotécnica de 1970 con datos de sondeo efectuados después del sismo de 1957, extendió y perfeccionó la información hasta ese entonces obtenida, comprobándose que los daños registrados durante el temblor de Marzo de 1979 y después durante el terremoto de Septiembre de 1985, se ajustaban a la zona establecida en 1970. Esta a su vez se amplió a terrenos urbanizados en las últimas décadas, al sur y al oriente del Valle. Actualmente las zonas lomas, transición y lago han recibido la denominación de zonas I, II, III, respectivamente, en el Reglamento de Construcciones para el D.F. (Fig. 6).



ZONIFICACIÓN ESTRATIGRÁFICA DE LA CIUDAD Y PARTE DEL VALLE DE MÉXICO

Fig 6

Los numerosos estudios que se han realizado hasta hoy en relación con el subsuelo del Valle de México han permitido a Marsal y Mazari, zonificar la Ciudad de México en tres grandes áreas atendiendo a un punto de vista estratigráfico (Fig. 7).



ZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE MEXICO ATENDIENDO AL PUNTO DE VISTA ESTRATIGRÁFICO
Fig 7

La primera de las áreas mencionadas corresponde a la zona llamada de las Lomas por desarrollarse en parte en las últimas estribaciones de la Sierra de las Cruces y está constituida por terrenos compactos, arenosos – limosos, con alto contenido de grava unas veces y con tobas pumíticas bien cementadas, por algunas partes esta zona invade los derrames basálticos del Pedregal. En general la zona de Lomas presenta buenas condiciones para la cimentación de estructuras; la capacidad de carga del terreno es alta y no hay formaciones compresibles capaces de asentarse mucho. Sin embargo, debido a la explotación de minas de arena y grava muchos predios pueden estar cruzados por galerías de desarrollo muy errático. Cuando las zapatas de cimentación quedan asentadas en estas zonas falsas se producen asentamientos diferenciales fuertes entre columnas, lo cual ha sido una fuente de problemas en estas áreas, análogamente en la zona del Pedregal en la que aparece una fuerte costra de derrames basálticos, en el contacto entre estos derrames pueden aparecer cuevas o aglomeraciones de material suelto y fragmentado que puede ser causa de fallas bajo columnas pesadas. Otro problema que se presenta en la parte norte de la Ciudad de México, dentro de la zona general de las Lomas es la presencia de depósitos eólicos de arena fina y uniforme; estas formaciones son susceptibles de producir asentamientos diferenciales bruscos.

Entre las serranías del poniente y el fondo del lago de Texcoco se presenta una zona de transición en donde las condiciones del subsuelo desde el punto de vista estratigráfico varían de un punto a otro de la zona urbanizada. En general aparecen depósitos superficiales arcillosos o limosos, orgánicos cubriendo arcillas volcánicas muy compresibles que se presentan en espesores muy variables, con intercalaciones de arenas limosas o limpias, compactas, todo el conjunto sobreyace en mantos potentes, predominantemente de arena y grava. Los problemas de capacidad de carga y de asentamientos diferenciales pueden ser muy críticos sobre todo en construcciones extensas sujetas a condiciones de carga dispares.

Además de la anterior zona de transición existe en la Ciudad de México la zona del Lago, así llamada por corresponder a los terrenos del antiguo Lago de Texcoco.

Un corte estratigráfico típico en esta zona exhibe los siguientes estratos.

1. Depósitos arena – arcillosos o bien rellenos artificiales de hasta 10 m de espesor.
2. Arcillas de origen volcánico, altamente compresibles, con intercalaciones de arena en pequeñas capas o en lentes.
3. La primera capa dura, de unos 3 m de espesor, constituida por materiales arcillosos – arenosos o limo – arcillosos muy compactos. Esta capa suele localizarse a una profundidad del orden de 33 m.
4. Arcillas volcánicas de características semejantes a las del punto 2), aunque de estructuración más cerrada. El espesor de este manto oscila entre 4 y 14 m.

5. Estratos alternados de arena con grava y limo o arcilla arenosa.

En resumen esta zona está compuesta por un manto superficial duro; una secuencia de arcillas intercaladas con estratos delgados de arena, vidrio volcánico y fósiles llamada formación arcillosa superior (FAS); una capa dura de limo arenoso cementado de espesor variable hasta un máximo de 5cm; una formación arcillosa inferior (FAI), con espesor variable entre 4 y 14m, y finalmente por los llamados depósitos profundos. La zona de Xochimilco – Chalco se distingue por tener capas de arcillas blandas de gran espesor; en algunas partes alcanza profundidades superiores a los 110 m.

En algunos lugares a partir de los 65 m, se ha encontrado un tercer manto arcilloso compresible.

Es claro que en la zona urbanizada pueden encontrarse variaciones importantes respecto a la anterior secuencia estratigráfica. Una causa importante de diferente comportamiento mecánico en los suelos radica en los antiguos monumentos aztecas o coloniales, hoy desaparecidos, pero que han inducido fuerte preconsolidación en zonas bien determinadas; hay lugares en que por estos efectos la capa arcillosa superior no pasa de 20 m de espesor, otra causa diferente es el bombeo disparado en intensidad en los distintos puntos de la ciudad. Con base a estos criterios, la Zona del Lago, ha sido subdividida por Marsal y Mazari en dos (Fig. 7), la primera abarca la ciudad antigua y en ella son frecuentes diferencias por preconsolidación, notorias aun dentro de los límites de un predio; la segunda cubriendo aquella parte de la ciudad que no fue antes cargada con construcciones antiguas hoy inexistentes y que, por lo tanto, presenta mayor homogeneidad en propiedades mecánicas

Por métodos gravimétricos se ha estudiado en una amplia zona del Valle de México la topografía de la masa ígnea basal, llegándose a la conclusión de que existe a gran profundidad, en ocasiones del orden de 1,000.00 m.

Hasta el día de hoy se dispone de una amplia información del subsuelo proveniente de la perforación de muchos pozos de muestreo y exploración en todos los rumbos de la Ciudad de México. De ahí salieron innumerables muestras que han sido probadas en gran número de laboratorios y que han producido el cúmulo de información y experiencia con que hoy se cuenta. En algunas ocasiones, para comprender correctamente tanta información de laboratorio se han realizado estudios estadísticos, de los cuales el más completo en conocimiento resulta ser el realizado por Marsal y Mazari, que sirve de base para los polígonos de regresión.

Perfil idealizado de la zona del lago de Texcoco.

	PERFIL ESTRATIGRAFICO	DESCRIPCION	CONTENIDO DE AGUA	COMPACIDAD	COMPRESIBILIDAD
0	costra superficial	material de relleno, limo, arena	muy variable pero menor de 50	media a dura o compactado	baja
10	formación arcillosa superior	capa de (arena fina limosa negra) arcilla intercalada con pequeños lentes de vidno volcánico, ceniza, fósiles y arenas. Con frecuencia se encuentran fisuras y raíces	variable entre 150 y 450, en algunas partes puede alcanzar valores de 500	blanda o muy blanda	alta o muy alta
20					
30	capa dura	limo arenoso cementado	menor de 25	dura o muy dura	muy baja
40	formación arcillosa inferior	arcilla con intercalaciones de ceniza y vidno volcánico	entre 100 y 200	media a dura	media o alta
50	depósitos profundos	depósitos aluviales de gravas y arenas andesíticas, limos cementados, pueden presentarse capas de arcilla o limo arcilloso (de consistencia media dura y de baja compresibilidad)	menor de 40	dura a muy dura	muy baja
60					

Profundidad en m

-PROPIEDADES MECÁNICAS Y DINÁMICAS

El problema con el que se enfrenta el proyectista de estructuras en el Valle de México es, en general, el de los asentamientos, que inducen las sobrecargas y su efecto en la estructura misma; sin embargo el problema de la resistencia del subsuelo es digno de consideración, dado que se refleja de un modo directo en la Capacidad de Carga que es de vital importancia.

Para tener una información estadística relativa a resistencia en las arcillas del Valle de México, es preciso recurrir a los trabajos realizados por Marsal y Mazari, la (Fig. 8), presenta polígonos de frecuencias y curvas de regresión estadística para los valores de la resistencia a la compresión simple en estado natural (q_u), y remoldeado (q_{ur}); en las arcillas del Valle de México se cumple con bastante precisión la regla de que la resistencia a la compresión simple es el doble del valor de la cohesión o resistencia "rápida", del material, por lo que el valor de q_u es de suma utilidad en cuestión de capacidad de carga.

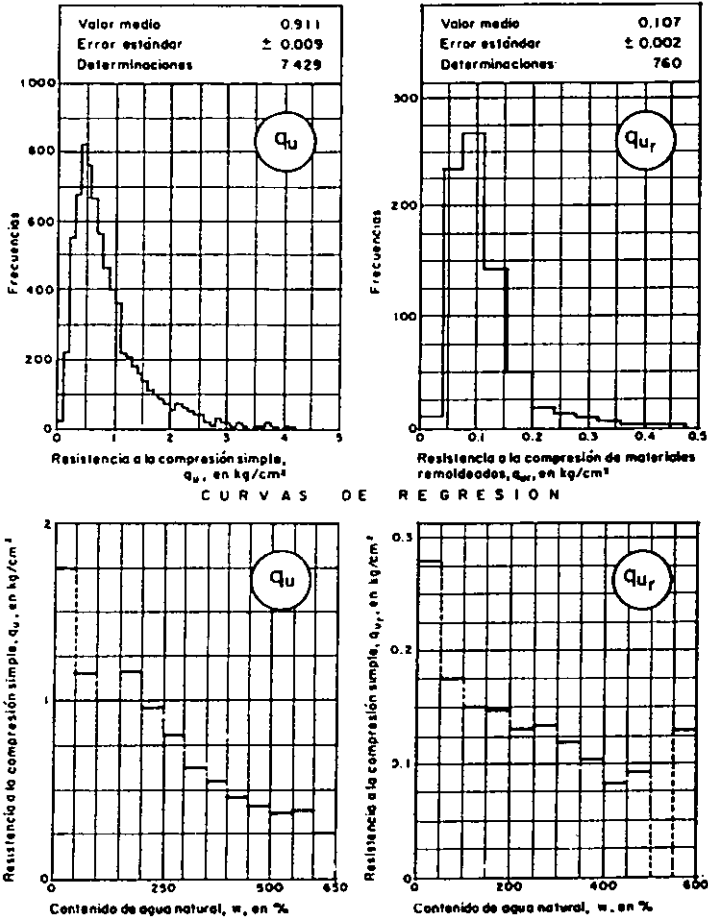
En la (Fig.9), se aprecia una curva de regresión estadística del ángulo de fricción interna aparente, ϕ obteniendo en pruebas rápidas consolidadas, contra el contenido de agua natural de la respectivas muestras.

Marsal y Mazari comentan que intentaron ejecutar pruebas triaxiales lentas y rápidas, pero con dispersiones de tal magnitud durante el proceso de carga que los datos logrados son dudosos. También se describen mediciones de presión neutral en pruebas rápidas – consolidadas.

Se hicieron pruebas de resistencia al corte en el lugar, por medio de una veleta diseñada de un modo bastante preciso. Estos resultados se compararon con la resistencia a la compresión simple, q_u , obtenida en puntos en un pozo hecho en las inmediaciones del lugar en que se había hincado la veleta. Sistemáticamente se observó que la resistencia a la compresión simple era menor que el doble de la resistencia obtenida con la veleta, de manera que aproximadamente:

$$\frac{q_u}{2 * \text{resistencia en la veleta}} = 0.74$$

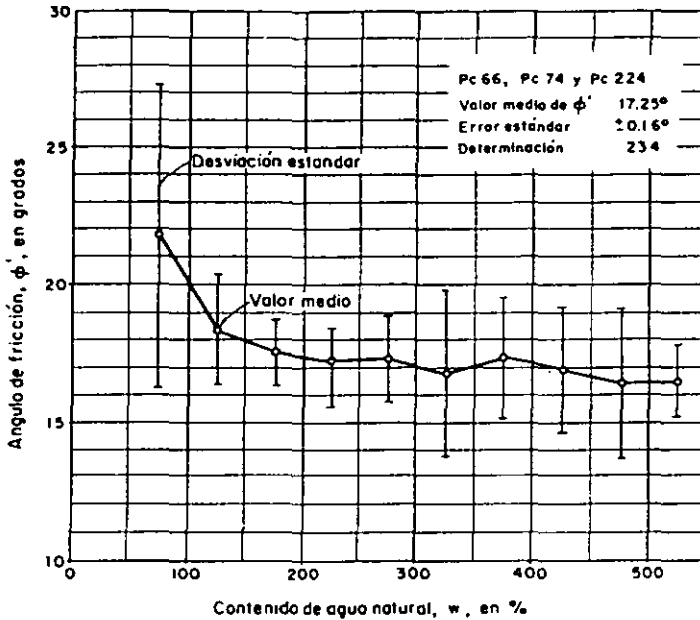
POLÍGONOS DE FRECUENCIA



CURVAS ESTADÍSTICAS RELATIVAS A LA COMPRESIÓN SIMPLE

Fig 8

Las arcillas del Valle de México son altamente compresibles al grado de que el problema de los asentamientos es el que debe preocupar a los ingenieros proyectistas de cimentaciones. Las arcillas están normalmente consolidadas; sin embargo el intenso bombeo que últimamente se ha efectuado en los acuíferos del terreno ha aumentado las cargas de preconsolidación en los materiales sujetos a dicho fenómeno.



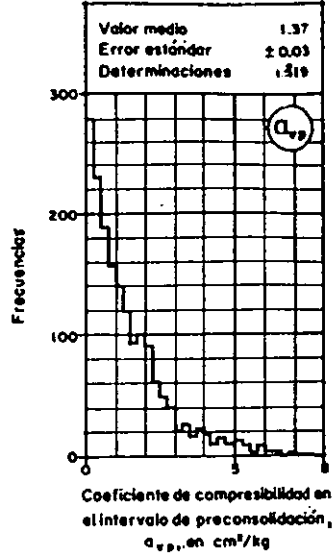
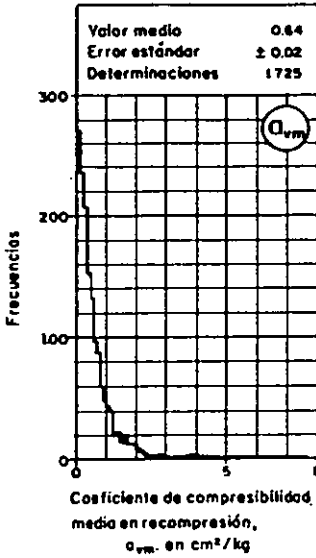
CURVAS DE REGRESIÓN ESTADÍSTICA DEL ÁNGULO DE FRICCIÓN EN PRUEBA R_c CONTRA EL CONTENIDO NATURAL DE AGUA
Fig. 9

Gracias a mediciones piezométricas en muchos puntos de la zona urbanizada ha sido posible verificar los valores de las cargas de preconsolidación calculados en el laboratorio; en efecto la gráfica de presión por peso propio con la profundidad puede trazarse y también puede conocerse la influencia de la sobrecarga superficial, aplicando la teoría de Boussinesq, por ejemplo, salvo casos de alteración de probetas o de capas que sufrieron la acción de un secado, la información de este estudio indica que las cargas de preconsolidación coinciden aproximadamente con las máximas presiones intergranulares calculadas, tomando en cuenta el efecto de bombeo.

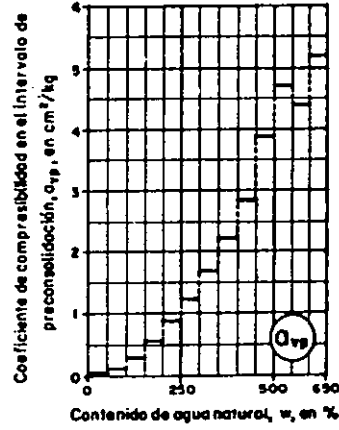
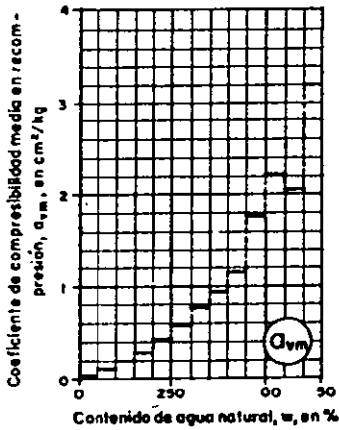
Dada la forma de las curvas de compresibilidad en los materiales del Valle, Marsal y Mazari distinguen tres coeficientes compresibilidad; el primero es el valor medio en el tramo de recompresión (α_{vm}), el segundo es el representativo del intervalo de presiones que comprende a la carga de preconsolidación y corresponde al tramo de fuerte curvatura de la gráfica de compresibilidad (α_{vp}); el tercero representa al tramo "virgen", en el que la arcilla en estudio, e varía respecto a p con la ley:

$$e = A p^{-m}$$

POLÍGONOS DE FRECUENCIA



CURVAS DE REGRESION



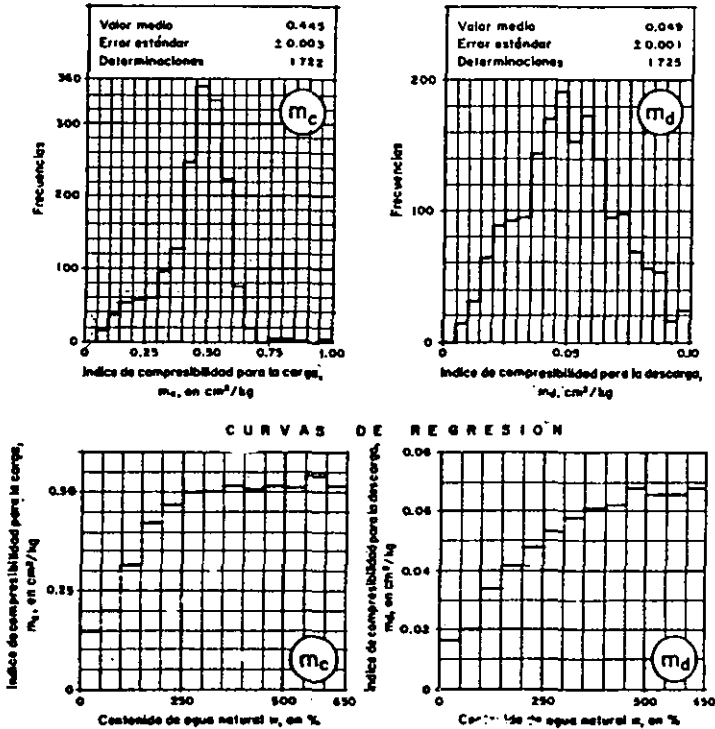
POLÍGONOS DE FRECUENCIA Y CURVAS DE REGRESIÓN DEL COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD
Fig. 10

Donde A es una constante y m es el índice de compresibilidad definido por dicha ecuación. El valor de m en el proceso de carga se ha representado por m_c . En la (Fig. 10), aparecen polígonos de frecuencia y curvas de regresión estadística para \bar{p} , \bar{a}_{vm} , \bar{a}_{vp} y en la (Fig. 11), se da la misma información para m_c , a partir del cual puede calcularse \bar{a}_v en el tercer tramo de la curva de compresibilidad con la expresión .

$$\bar{a}_v = \frac{m_c e}{\bar{p}}$$

Una ecuación igual a la anterior puede escribirse para el tramo de descarga con un valor de m que ahora se presenta por m_d . En la (Fig. 11), se dan curvas de regresión también para este último valor.

POLÍGONOS DE FRECUENCIA

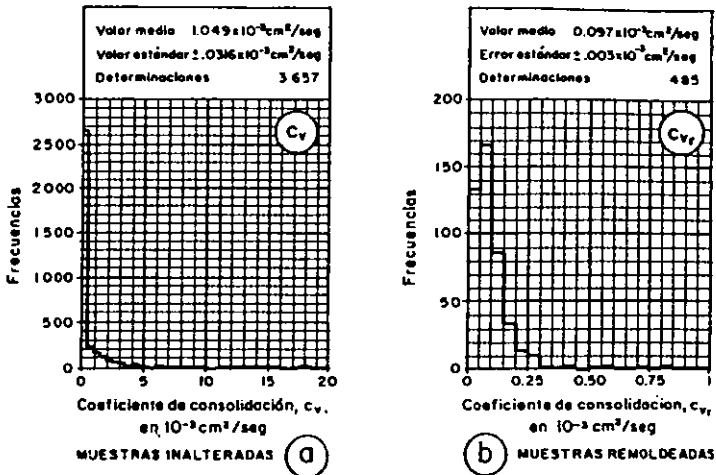


POLÍGONOS DE FRECUENCIA Y CURVAS DE REGRESIÓN RESPECTO AL CONTENIDO DE AGUA PARA EL ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD

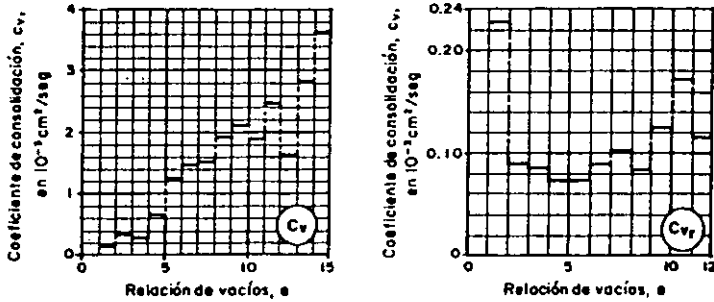
Fig. 11

En la (Fig. 12), tomada de la misma referencia que tanto se ha comentado, aparecen las curvas de regresión estadística del Coeficiente de Consolidación (C_v), respecto a la relación de vacíos.

POLÍGONO DE FRECUENCIA



CURVAS DE REGRESION



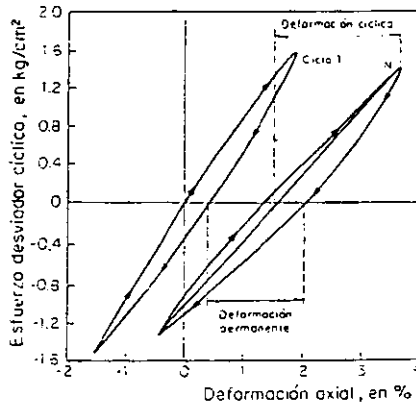
POLÍGONOS DE FRECUENCIA Y CURVAS DE REGRESION RESPECTO A LA RELACION DE VACIOS DEL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

Fig. 12

Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México

A pesar de que la Ciudad de México está ubicada en una zona de alto riesgo sísmico, existen relativamente pocos estudios sobre los diversos aspectos de las propiedades dinámicas y del comportamiento cíclico de las arcillas del área metropolitana. Los trabajos de León et al (1976); Romo y Jaime (1986); Jaime (1987); y Romo et al (1988), se enfocaron principalmente a evaluar el módulo de rigidez G , y el amortiguamiento λ , en función de la deformación angular γ . Los resultados de estas investigaciones mostraron que, en general, la arcilla de la Ciudad de México tiene un amplio intervalo de deformación en el que su comportamiento es cercano al elástico lineal.

Cuando una muestra de suelo se somete a carga dinámica, en general, ocurren dos tipos de deformaciones. Una transitoria que varía cíclicamente con la carga, y otra permanente que se acumula durante la aplicación de los esfuerzos cíclicos. En la (Fig. 13), se muestra ambos componentes de la deformación. Conviene señalar que la deformación cíclica o transitoria es la que se emplea para definir los parámetros de rigidez y amortiguamiento del suelo, y la deformación permanente se usa para estimar los desplazamientos permanentes en las cimentaciones causados por la acción de los sismos.

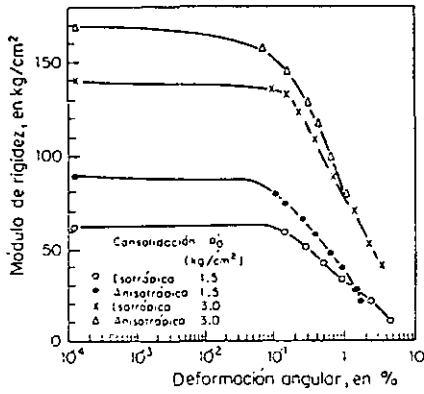


COMPONENTES DE DEFORMACIÓN EN CARGA DINÁMICA
Fig. 13

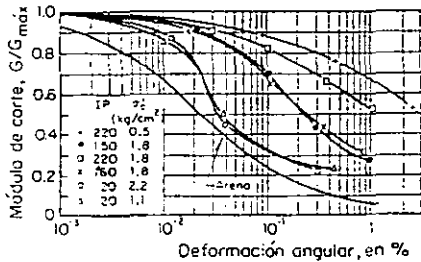
El comportamiento dinámico de las arcillas se puede caracterizar completamente con las propiedades siguientes:

❖ Variación del módulo de rigidez al corte con la deformación angular.

El valor del módulo de rigidez depende fuertemente de la magnitud de la deformación cíclica inducida. Como se muestra en la (Fig. 14), al aumentar la deformación disminuye la rigidez de la arcilla. Estudios experimentales indican que la deformación crítica para arcillas varía entre 0.01 y 0.5 %, dependiendo del IP (Índice de Plasticidad), del suelo. Al aumentar éste, la deformación de umbral se incrementa como se ve en la (Fig. 15), donde se presentan curvas del módulo de rigidez normalizado versus la deformación de diferentes arcillas con índices de plasticidad diversos. El hecho que el quiebre de las curvas ocurra a deformaciones más altas al crecer el IP, indica que el intervalo de comportamiento lineal de la arcilla aumenta con su plasticidad. El límite superior parece estar dado por las arcillas plásticas de la Cd. De México (IP > 250%) y el límite inferior por las arenas limpias (IP = 0%).



EFFECTO DEL TIPO DE CONSOLIDACIÓN Y ESFUERZO OCTAHÉDRICO EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ
Fig. 14



EFFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD
Fig. 15

Esta diferencia de comportamiento se puede explicar en términos de las características de las micro estructuras de las arcillas plásticas y no plásticas. En general, las arcillas plásticas tienen una estructura floculada, abierta, caracterizada por la enorme cantidad de contactos vértice – lado entre las partículas y entre grumos o agregados de partículas. Por otro lado, debido a su baja actividad, las arcillas no plásticas tienen una estructura dispersa con pocos contactos vértice – lado entre partículas la mayor estructuración de las arcillas plásticas aumenta la “flexibilidad” del sistema, lo que redundará en un incremento en el valor de la deformación de umbral.

La siguiente expresión reproduce con buena aproximación los resultados experimentales de la (Fig. 15).

$$G(\gamma) / G_{\max} = [1 - H(\gamma)]$$

Donde

$$H(\gamma) = [(\gamma / \gamma_r)^2]^B / [H(\gamma / \gamma_r)^2]^B]^A$$

$G(\gamma)$.- módulo de rigidez al corte en función de γ

γ .- deformación angular en %

G_{\max} .- es el módulo de rigidez al corte para $\gamma \leq 10^{-4}$ %

γ_r .- es una deformación de referencia, en %

A y B son parámetros del suelo.

Los valores de γ_r , A y B, están en función del índice de plasticidad, se presentan en la (Fig. 16).

$$G_{\max} = \frac{\gamma_s}{g} \gamma_s^2$$

Donde:

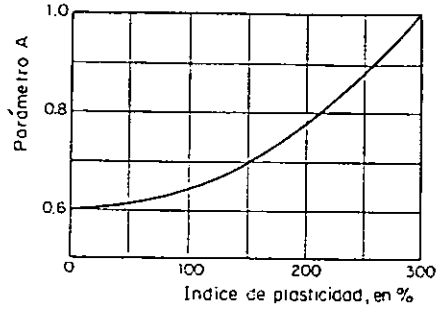
γ_s .- es el peso volumétrico del suelo y g es la aceleración de la gravedad.

Para la zona del lago (bombeo severo) $V_s = 10.03 + 7.89 q_c$

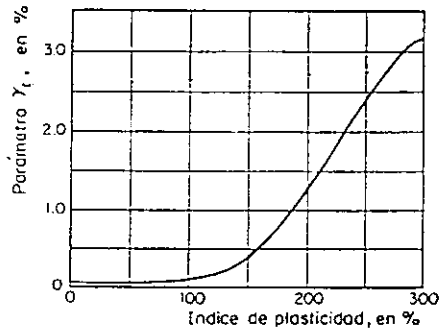
Para la zona del lago (bombeo y sobrecarga ligeros) $V_s = 6.00 + 12.11 q_c$

q_c .- resistencia de punta en kg/cm^2

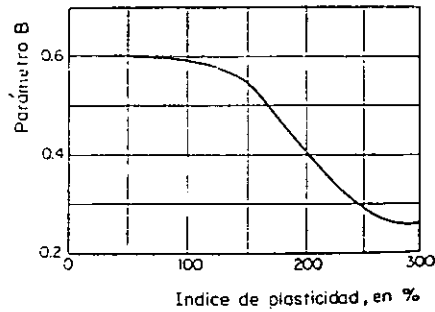
V_s .- velocidad m/s



EFFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD



EFFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD EN EL PARÁMETRO γ_r



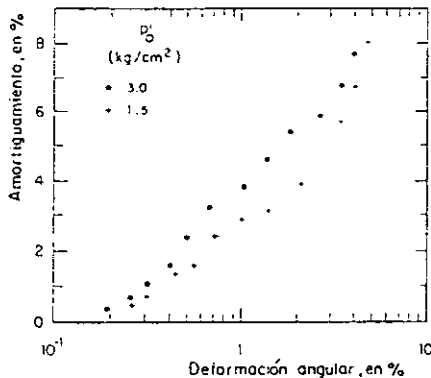
EFFECTO DEL ÍNDICE DE PLASTICIDAD EN EL PARÁMETRO B

Fig 16

❖ Amortiguamiento histerético

Cuando un suelo es sometido a la acción de las cargas dinámicas, su respuesta esfuerzo – deformación se caracteriza por la aparición de ciclos histéresis, que son la manifestación de la capacidad que tiene el suelo para disipar energía. Por otra parte, debido a la rigidez del suelo, éste almacena energía potencial en cada ciclo de carga. La relación entre la energía disipada y la energía almacenada se denominará amortiguamiento histerético.

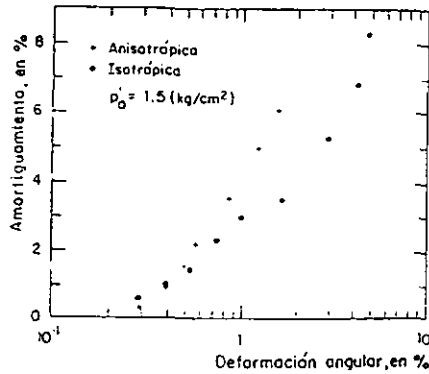
Es un hecho experimental que la capacidad de los suelos para disipar energía depende de la magnitud de la deformación inducida. Al incrementarse ésta, el amortiguamiento aumenta como se indica en la (Fig. 17), donde se muestran los resultados de ensayos triaxiales cíclicos en la arcilla de la Ciudad de México para dos presiones de consolidación. Por otro lado, el tipo de consolidación parece tener cierto efecto en el amortiguamiento, sobre todo para deformaciones angulares mayores que 0.90 % , como se observa en la (Fig. 18), donde se comparan los resultados de dos ensayos triaxiales cíclicos sobre dos muestras de arcilla de la Ciudad de México.



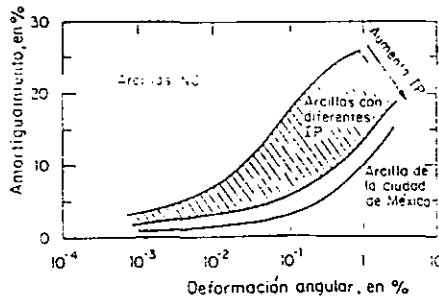
RELACIÓN DE AMORTIGUAMIENTO, CONSOLIDACION ISOTROPICA

Fig. 17

Resultados experimentales muestran que el índice de plasticidad influye en la capacidad que tienen las arcillas para disipar energía. En la (Fig. 19), se observa que existe la tendencia de que al aumentar el valor de IP (Índice de Plasticidad), el amortiguamiento disminuye para igual deformación angular.



EFEECTO DEL TIPO DE CONSOLIDACIÓN EN EL AMORTIGUAMIENTO
Fig. 18



EFEECTO DEL IP EN EL AMORTIGUAMIENTO
Fig. 19

❖ Resistencia a la falla dinámica.

Investigaciones realizadas con la arcilla de la Ciudad de México muestran que la resistencia a la falla bajo carga dinámica es sensiblemente mayor que la correspondiente en condiciones estáticas. Los resultados indican que independientemente de la trayectoria de consolidación seguida y la magnitud del esfuerzo octaédrico de consolidación, la resistencia a la falla dinámica no drenada, S_{ud} , varía entre 1.20 y 1.40 veces la resistencia no drenada en condiciones estáticas, S_u .

Para generalizar la relación entre las resistencias S_{ud} y S_u se puede utilizar el diagrama $q - p$ de la (Fig. 20).

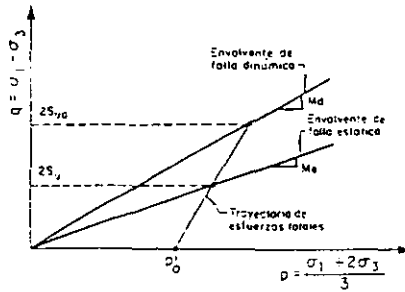


DIAGRAMA q-p
Fig. 20

Considerando que la trayectoria de esfuerzos totales, que se sigue durante la aplicación de la carga cíclica es de compresión pasiva (aumenta el desviador manteniéndose constante el esfuerzo confinante), se puede tener la siguiente relación.

$$Sud = \frac{Md (3 - Mc)}{Mc (3 - Md)} Su$$

Donde:

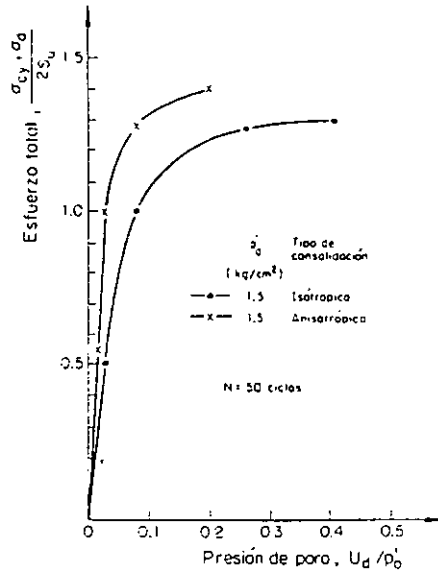
Md.- es la pendiente de la envolvente de falla dinámica en términos de esfuerzos totales.

Me.- es la pendiente de la envolvente de falla estática en términos de esfuerzos totales.

❖ Respuesta esfuerzo - deformación, presión de poro dinámica.

La presión de poro permanente depende del índice de plasticidad de la arcilla y del nivel de las deformaciones angulares inducidas.

Para las arcillas plásticas ($IP > 250\%$), de la Ciudad de México, la presión de poro acumulada (después de 50 ciclos de aplicación de la carga), varía con el esfuerzo total y el tipo de consolidación, como se muestra en la (Fig. 21).

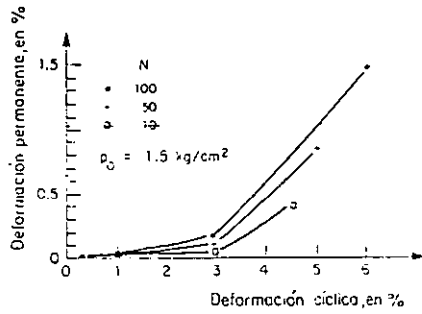


PRESIÓN DE PORO DINÁMICA
Fig. 21

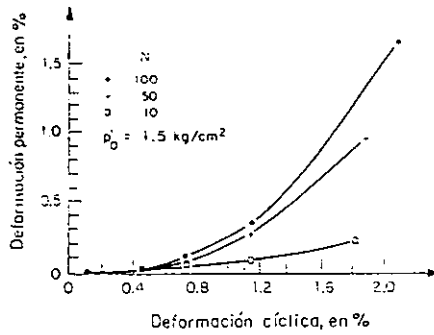
Un espécimen de suelo sujeto a carga cíclica se deforma de manera transitoria (deformación cíclica) y, además, después de varias aplicaciones de carga acumula deformación (permanente). Para un material dado, la primera depende de la magnitud del esfuerzo cíclico y la segunda es función de éste y del número de veces que se aplica el esfuerzo cíclico.

Ambos tipos de deformación están relacionados ya que al aumentar la amplitud de la deformación cíclica, la deformación permanente se acumula más rápido. En la (Fig.22), se muestra la variación de la deformación permanente, ϵ_p , con el número de ciclos de carga N , y la deformación cíclica ϵ_c , para la arcilla de la Ciudad de México. Los resultados de las gráficas indican que el valor de la deformación ϵ_c de umbral es del orden de 1 %, para el caso de consolidación isotrópica y aproximadamente 0.60 % para anisotrópica.

Es un hecho que el tipo de suelo y su comportamiento norman el diseño de las cimentaciones. Por tal motivo, es necesario conocer las propiedades esfuerzo – deformación – resistencia de los suelos involucrados para evaluar las diversas alternativas de cimentación para un caso en específico. Estas propiedades en zonas sísmicas deben de incluir tanto las condiciones estáticas como dinámicas.



a) CONSOLIDACIÓN ISOTRÓPICA



b) CONSOLIDACIÓN ANISOTRÓPICA

RELACIÓN ENTRE LA DEFORMACIÓN PERMANENTE Y LA CÍCLICA
Fig. 22

-PROPIEDADES ÍNDICE

Marsal y Mazari recurrieron al análisis estadístico de los resultados de las pruebas realizadas en las muestras obtenidas en el subsuelo de México con el doble objeto, a su propio decir, de presentar en forma concisa los numerosos datos obtenidos y de describir posibles relaciones entre las propiedades. Para tal fin trazaron los polígonos de frecuencia de los contenidos de agua natural, de la relación de vacíos "in situ" y del peso específico relativo de los sólidos (Fig. 23). También tomando como variable independiente el contenido de agua, se trazaron las curvas de regresión estadística de las otras dos propiedades citadas.

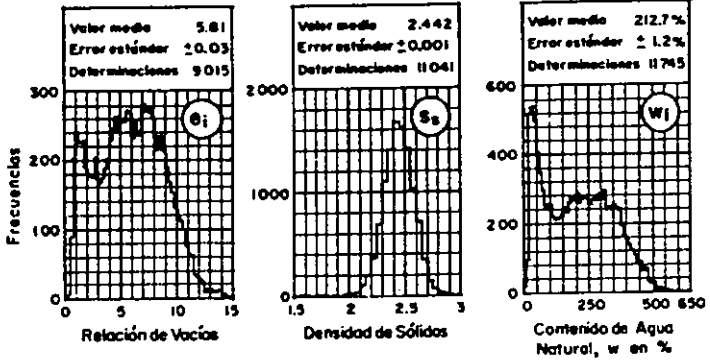
De un modo análogo se investigaron los límites de plasticidad, con resultados que aparecen en la (Fig. 24).

Los mismos autores realizaron un completo estudio sobre la composición de las arcillas que constituyen el subsuelo en el ex lago de Texcoco; las conclusiones de ese estudio son las siguientes:

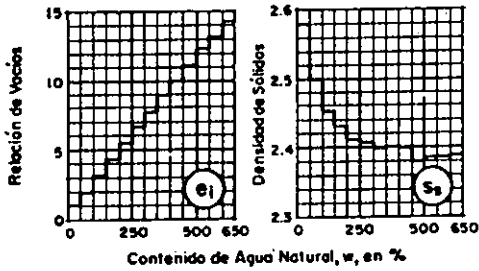
Sin duda la constitución petrográfica de los materiales ensayados es compleja. Además no existe todavía una clasificación general bien definida ni métodos de laboratorio precisos para lograrla.

Se concluye del estudio que las partículas minerales conservan su estructura cristalina, aún las más finas. De acuerdo a los estudios realizados sobre muestra de arcilla del Valle de México por Skempton, el tipo de mineral constitutivo en estos materiales sería la montmorilonita; sin embargo, la revisión del trabajo de Marsal y Mazari no parece confirmar tal conclusión. En efecto, de diversos tipos de análisis parece poder extraerse la conclusión de que el grupo mineralógico predominante es el de las ilitas.

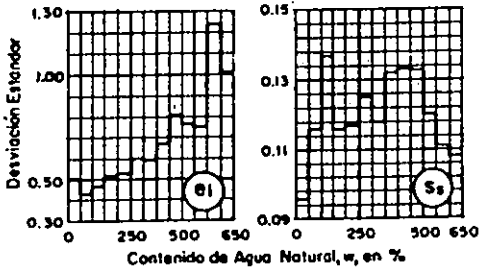
POLIGONOS DE FRECUENCIAS



CURVAS DE REGRESION



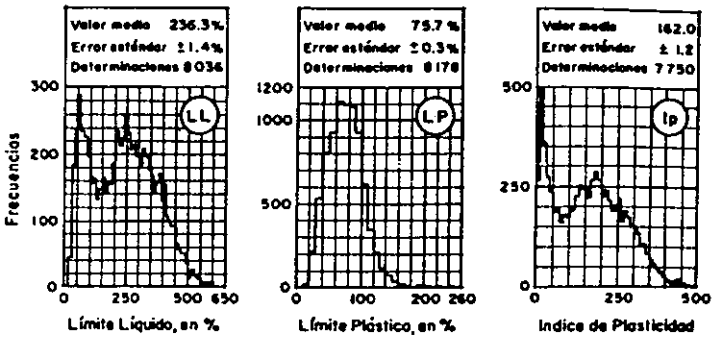
DESVIACIONES ESTANDAR



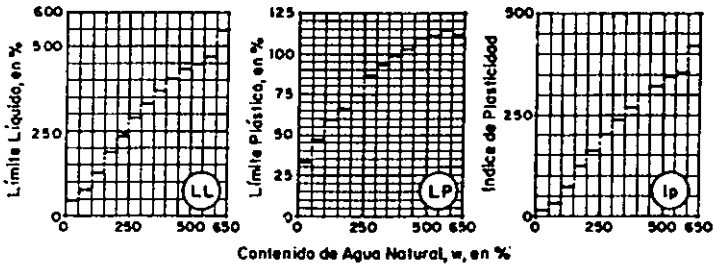
CURVAS RELATIVAS AL CONTENIDO DE AGUA, LA RELACION DE VACIOS Y AL PESO ESPECIFICO RELATIVO EN LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

Fig 23

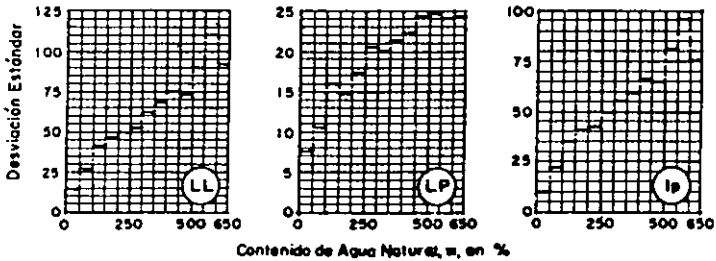
POLIGONOS DE FRECUENCIAS



CURVAS DE REGRESION



DESVIACIONES ESTANDAR



CURVAS RELATIVAS A LÍMITE DE PLASTICIDAD

Fig. 24

**CARACTERÍSTICAS DE LAS
CIMENTACIONES
SUPERFICIALES Y PROFUNDAS**

-ANTECEDENTES

La preocupación del constructor por el comportamiento de las cimentaciones es, por supuesto, tan antigua como la construcción misma, pero hasta épocas relativamente recientes tal preocupación no se reflejó en intentos de analizar científicamente el comportamiento de las cimentaciones, tratando de establecer principios generales que sirvieran a la vez de normas tanto para el proyecto, como para la construcción de campo.

Durante muchísimo tiempo, la tecnología de las cimentaciones se estableció solamente con bases puramente empíricas, más que de una técnica en el actual sentido de la palabra, resulta justificado hablar de un “arte de cimentar”. El hecho es que el constructor de antaño fue capaz de realizar obras magníficas que perduraron hasta los tiempos actuales, cabe bien hablar a favor de la inventiva y capacidad de adaptación de los ingenieros de otras épocas, que de la técnica que utilizaron. Hoy no resulta razonable seguir usando tan pobres medios y prescindir de los avances recientes en el conocimiento del campo, en nombre de las mayores realizaciones de la ingeniería clásica.

La transmisión de conocimientos puramente experimentales en forma de una auténtica tradición oral, fue, durante largos siglos, el único modo de que disponía un constructor para adquirir el arte de cimentar. Naturalmente, todos los vicios del conocimiento puramente experimental, sin bases científicas generalizadoras, estaban presentes en este método.

En el momento en que el ritmo de la construcción aumentó hasta los niveles similares a los que hoy se conocen, el método del “arte” se transportó en un riesgo, al aumentar el número de constructores con lo que, necesariamente, el arte de cimentar cayó en manos inexpertas. Los fracasos que entonces se hicieron notar condujeron al primer intento de racionalizar la construcción de las cimentaciones. Los constructores de alguna determinada ciudad volvieron la vista a las realizaciones bien logradas y, relacionando la carga soportada con el área de cimiento trataron de establecer un valor seguro del esfuerzo que era posible dar el suelo de aquel lugar en particular. Nacieron así las leyes de “Código o Reglamento”, que en muchas partes perduran en la actualidad. Sin embargo, basta pensar por un instante en las complejidades y variaciones del suelo, en cualquier lugar de la tierra, para darse cuenta que la generalización que se persigue en código urbano de tal estilo es, por lo menos muy peligroso.

Las Teorías de la Capacidad de Carga, desarrolladas a partir de 1920, proporcionaron una base más o menos científica al estudio de las cimentaciones combinadas con el creciente

conocimiento de los suelos y sus propiedades mecánicas y con el mejoramiento de las técnicas de medición de campo, han permitido en la actualidad el desarrollo de una metodología de proyecto y construcción de cimentaciones. De lo anterior no debe seguirse que las teorías recientemente desarrolladas resuelven los problemas por completo; ya se ha insistido sobre las limitaciones aún enormes. Pero tales teorías, auxiliadas por la clasificación y el estudio de los suelos y por mediciones del comportamiento de cimentaciones construidas, que permiten encasillarlas y asimilar correctamente las experiencias adquiridas, proporcionan una base común, que hace posible el intento de generalizar el conocimiento sobre cimentaciones, convirtiendo el arte de cimentar en una disciplina que tiende a la científica cada vez más.

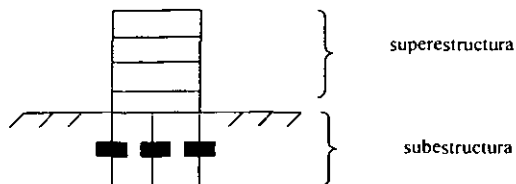
La cimentación, es la parte de las estructuras que tiene por objeto transmitir su peso al terreno natural. Si existe a poca profundidad un estrato de suelo adecuado para soportar la estructura, ésta puede establecerse sobre el mismo con una cimentación directa o superficial, simplemente por contacto, pero si los estratos son muy débiles, las cargas se transmiten aun material más adecuado situado a una mayor profundidad, suelen llamarse cimientos profundos.

Una solución común en suelos saturados predominantemente arcillosos, es la cimentación por sustitución o compensación, ya sea total o parcial donde el peso del suelo excavado se sustituye con el peso del edificio o parte de él.

En un sentido más amplio una cimentación es o las partes de una estructura que le proporciona apoyo a la misma y a sus cargas. Incluye al suelo o roca y a las partes de la estructura que sirven para transmitir las cargas.

En toda estructura se distinguen dos partes principales:

- La super – estructura; en el caso de los edificios, es aquella parte de la estructura que esta formada por las losas, trabes, muros, columnas, etc.
- La sub – estructura; que es la parte de la estructura que sirve para transmitir las cargas de ésta al suelo de la cimentación.



Objetivos de las cimentaciones.

Todas las edificaciones en la Ingeniería Civil se desplantan sobre o bajo la superficie del terreno y requieren de una cimentación apropiada que proporcione seguridad y buen comportamiento a costo razonables.

En cuanto a estabilidad deben observarse los siguientes requisitos básicos:

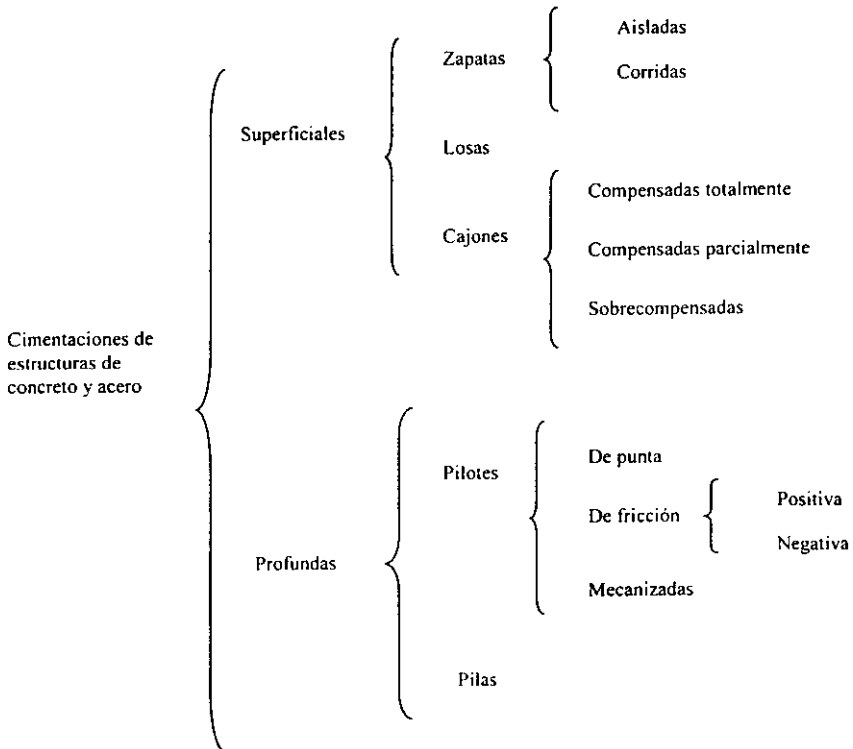
- a) La cimentación deberá localizarse y ser diseñada apropiadamente, para evitar cualquier influencia futura que pudiera afectar su comportamiento.
- b) La cimentación no debe asentarse diferencialmente ni deformar al subsuelo más allá de los valores tolerables, tampoco debe “emerger”, para evitar daños y reparaciones de la estructura. Consecuentemente la estructura debe permanecer vertical y en caso de consolidación del suelo por causas ajenas a la estructura, ésta debe descender con el suelo.
- c) El buen comportamiento de la edificación debe satisfacerse tanto para carga estática gravitacional como para sollicitación horizontal por sismo.

Estos tres requisitos son independientes uno del otro, pero deben satisfacerse conjuntamente. Los mismos deben aplicarse en forma racional para evitar diseños de funcionamiento deficiente que pudiera desembocar en colapso – súbito de la estructura en un sismo.

Cuando se elige una cimentación inapropiada y se sobre estiman las propiedades mecánicas del subsuelo, se corre el riesgo de proyectar una cimentación de comportamiento inadecuado, o llegarse al caso de fallas que inutilicen a la estructura y que impliquen una recimentación o una demolición con la subsecuente pérdida económica en detrimento del propietario.

Clasificación de las cimentaciones.

Las cimentaciones de las estructuras de concreto y acero se clasifican de la siguiente forma:



Para una elección acertada del determinado tipo de cimentación, es necesario seguir los siguientes pasos:

- 1) Estudio de cargas y de la compatibilidad entre el tipo de cargas y de las características del subsuelo (según tipo de estructura), llevando a cabo análisis cuidadoso y apegados en lo posible a la realidad.
- 2) Determinación de la capacidad de carga del suelo de cimentación y de los asentamientos probables.
- 3) Preparación de varios anteproyectos de los diferentes tipos posibles de cimentación.
- 4) Selección del tipo de cimentación más adecuada atendiendo a :
 - Tipo de subsuelo
 - Rapidez de la construcción
 - Adaptabilidad
 - Economía

Descripción de algunos tipos de cimentación.

- Las zapatas y losas de cimentación se utilizan cuando las capas superficiales del terreno son resistentes y de baja compresibilidad para las cargas que la estructura les trasmite.
- Las zapatas aisladas se emplean como elementos de cimentación bajo columnas y las continuas o corridas bajo muros de carga. En ocasiones se utilizan zapatas combinadas que reciben las descargas de dos o más columnas, siendo su finalidad reducir los asentamientos diferenciales.
- Las losas de cimentación se emplean cuando las zapatas resultan tan grandes que traslapan sus áreas de contacto con el suelo, y se utilizan cuando se requiere reducir la presión de contacto con el terreno. Sin embargo ésta no es regla general.
- Los cajones de cimentación se emplean en terrenos compresibles para reducir la descarga neta por compensación y así evitar incrementos de presión en la masa del subsuelo que pudiera producir asentamientos intolerables.

Cuando la descarga neta se hace igual a cero, la cimentación se denomina totalmente compensada. Si la descarga neta es sólo una fracción del peso del edificio, la cimentación se denomina parcialmente compensada. Cuando el peso del terreno es mayor que el de la estructura, las presiones efectivas del subsuelo sufren decrementos, para ésta condición se tiene una cimentación sobrecompensada.

Siendo el caso de que las capas del subsuelo, cercanas a la superficie son muy compresibles, formadas por arcilla muy blanda, suelos orgánicos y turba o limo, arena en estado suelto, se utilizan cimientos profundos constituidos por elementos alargados llamados pilotes que transmiten parte o todo el peso del edificio a estratos profundos resistentes o menos compresibles que las superiores.

- Los pilotes de adherencia o fricción, transmiten al subsuelo la carga de la estructura, a través de la superficie lateral, siendo la carga transmitida en la punta solo una fracción pequeña de la total, generalmente despreciable. Cuando la fuerza resistente del terreno se debe a la cohesión, como es el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia. Si la fuerza resistente se debe a la fricción entre pilote y suelo granular se les llama pilotes de fricción.

En muchos casos, como ocurre en la Ciudad de México donde el subsuelo es muy compresible, los pilotes de adherencia se utilizan junto con un cajón que compensa parte del peso del edificio. La carga no compensada es transmitida a los pilotes para evitar asentamientos intolerables.

- Los pilotes de punta como su nombre lo indica, transmiten todo o la mayor parte del peso del edificio, por la base o punta, a la roca o estrato de suelo resistente y poco o nada compresible. En la zona céntrica de la Ciudad de México se ha utilizado en edificios muy pesados donde otro tipo de cimiento no ofrece mayor seguridad.

En éste caso tienen inconvenientes:

- a) El hundimiento regional hace que con el tiempo el edificio emerja aparentemente y se incline por la diferente distribución de la fricción negativa en los pilotes del edificio, a menos que los pilotes estén mecanizados.
- b) Causan daños a las construcciones vecinas cuando éstas fueron cimentadas por superficie y aún sobre pilotes de adherencia, con cajón parcialmente compensado, pudiendo llegar a la falla total.

El proyecto de una cimentación exitosa sobre pilotes, requiere como principales ingredientes de decisión, la elección del tipo, la longitud, el espaciamiento y carga admisible de los pilotes.

La elección del tipo de pilote se determina por razones de carácter técnico o económico por la experiencia.

Para escoger el tipo de pilote de punta debemos basarnos en su resistencia por punta y no por capacidad de carga de falla total como columna.

La longitud de los pilotes de punta se determina por la ubicación del estrato resistente.

- CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Zapatas:

El paso más importante en el proyecto de cimentaciones con zapatas, consiste en determinar la máxima presión que puede aplicarse al suelo que queda debajo de las zapatas, sin que se produzca la falla por esfuerzo cortante o un asentamiento excesivo del suelo, que son los requisitos mínimos necesarios solicitados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal "estado límite de falla y de servicio".

La estructura de los edificios antes del siglo pasado, estaba formada de pesadas paredes principales algo flexibles, segmentadas y unidas por paredes transversales de las mismas características. Estos edificios podían sufrir grandes asentamientos sin dañarse, por lo que los constructores prestaban poca atención a los cimientos.

Durante el siglo XIX el desarrollo industrial, condujo a la demanda de edificios grandes pero económicos, este tipo de construcciones resultaron muy sensibles a los asentamientos diferenciales, además que la localización de algunos terrenos para los nuevos edificios estaban en lugares que antes se habían desechado por las malas condiciones del subsuelo. Por esto los proyectistas se encontraron en la necesidad de disponer de procedimientos más seguros, aplicables a todas las condiciones del subsuelo, que les proporcionase un método para proyectar zapatas de un determinado edificio, para que todas sufriesen el mismo asentamiento en forma aproximada.

La resistencia al esfuerzo cortante o capacidad de carga de un suelo se basó en el hecho de que bajo condiciones bastante similares del suelo, las zapatas que transmiten grandes presiones al subsuelo sufren asentamientos mayores que las que transmiten presiones menores, con ésta idea se observan las condiciones en que se encontraban las zapatas de edificios que ejercían diferentes presiones en el suelo. Llegándose a una presión considerada como la admisible del suelo, y se le llamó "capacidad de carga admisible".

Se fomentó la creencia que los asentamientos en zapatas eran uniformes y no tendrían consecuencias. Muchas de estas cimentaciones se comportaron de manera satisfactoria, y de vez en cuando había sorpresas y suponían que habían elegido una presión admisible equivocada, y gradualmente se hizo costumbre para evitar esto, seleccionar la capacidad de carga admisible en base a los resultados de ensayos de carga.

La profundidad activa de los esfuerzos en el suelo depende del tamaño de la zapata, de la carga que soporta, en alto grado del perfil del subsuelo y de las propiedades físicas de los suelos que constituyen cada uno de los estratos.

Losas:

Cuando las áreas de contacto de las zapatas es mayor que el 50% del área del edificio es preferible en general una losa de cimentación, que se puede decir es una zapata grande y como tal debe satisfacer las exigencias conocidas para las zapatas.

El coeficiente de seguridad con respecto a la falla por esfuerzos cortante del suelo debe ser tres como mínimo y el asentamiento no tiene que exceder de una cantidad aceptable, para el proyectista de la superestructura.

El coeficiente depende de la naturaleza del subsuelo.

El coeficiente de seguridad de las losas de cimentación en arcilla, es prácticamente independiente del tamaño del área cargada. Para evitar problemas, sobre arcilla debe proyectarse de modo que la carga neta sobre el suelo no exceda los valores admisibles.

La carga neta se calcula de igual forma que para las zapatas.

Tratándose de losas de cimentación y zapatas, las leyes que gobiernan la seguridad al hundimiento por falla al esfuerzo cortante son similares, pero la distribución de los asentamientos es diferente.

En la (Fig. 1), se muestra las secciones verticales de dos estructuras, una sobre zapatas y la otra sobre losa y se aclara las causas de ésta diferencia.

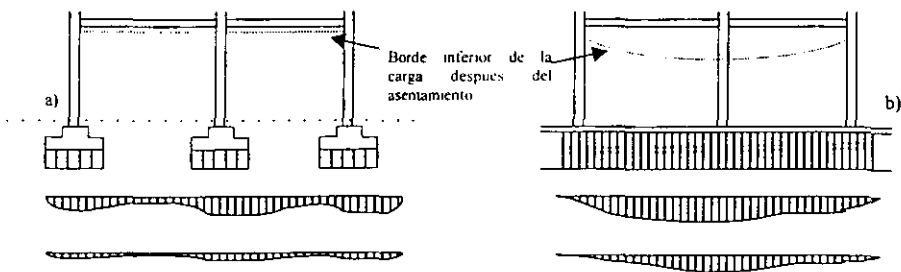


Fig 1.- Distribución de las presiones dentro del suelo situado debajo de un edificio: a) apoyado sobre zapatas muy espaciadas entre sí; b) apoyado sobre losa de concreto. La presión unitaria que se transmite al suelo es la misma en ambos casos.

Las zapatas indicadas en la figura, están separadas entre sí que cada una de ellas se asienta como si la otra no existiera, y si el suelo fuera homogéneo se asentarían todas prácticamente igual, pero en realidad se asientan en forma asimétrica debido a que ningún estrato es homogéneo. Este hecho es el que determina las reglas que se establecieron para fijar las presiones admisibles en cimentaciones con zapatas.

En una losa de cimentación, la profundidad activa de esfuerzos en el suelo se extiende a una distancia mucho mayor y dentro de la misma los puntos débiles están distribuidos al azar, de modo que los efectos sobre el asentamiento del área cargada, se contrarrestan parcialmente unos con otros. Por lo anterior la estructura se asienta como si el subsuelo cargado fuese más o menos homogéneo. El asentamiento no es necesariamente uniforme pero adquiere una forma bastante definida en lugar de la errática que se observa en las zapatas. La forma difiere dependiendo si el suelo está situado de una profundidad activa en arena o arcilla.

Tanto en teoría como en experiencia se tiene que en arena el asentamiento de superficies cargadas es bastante uniforme, siempre que dichas superficies se hallen a una profundidad mayor de 2.50 m por debajo del terreno adyacente a la misma. Si la profundidad es menor las partes exteriores del área suelen asentarse más que la parte central salvo que la fluencia lateral de la arena sea impedida en una profundidad comprendida entre 2.50 m y 3.00 m desde la superficie del terreno.

El asentamiento diferencial de la superficie cubierta por la losa refleja en forma general las variaciones de compresibilidad del subsuelo, la rigidez de la losa tiende a uniformizar los asentamientos. Se puede suponer con seguridad que el asentamiento diferencial de una losa de cimentación por centímetro de hundimiento máximo, no es mayor de la mitad del valor que le correspondería a un edificio de zapatas. Por ello se puede tolerar un asentamiento diferencial de 2 cm. El ancho de las losas está comprendido entre 10.00 m y 50.00 m, y dentro de esta zona el ancho tiene poca influencia sobre el asentamiento máximo, de modo que al fijarse la presión admisible no necesita ser tomado en cuenta. Finalmente la mayor parte de la arena situada dentro de la zona activa de los asentamientos suele hallarse saturada debido a que la distancia vertical entre la cota de cimentación y la del nivel freático es generalmente pequeña comparada con el ancho de la losa.

Dichas condiciones conjuntamente con la densidad relativa de la arena determinan la presión admisible del suelo.

Cajones de cimentación:

En relación a las cimentaciones por compensación o cajones se puede aseverar que al aumentar la altura o el número de sótanos, se reduce la carga neta que actúa en la losa de cimentación, y ésta reducción aumenta el coeficiente de seguridad con respecto al hundimiento por falla al esfuerzo cortante del terreno y disminuye el asentamiento. Esto se utiliza para construir estructuras que transmiten cargas de mediana magnitud a suelos compresibles sin recurrir a los pilotes.

Los cajones de cimentación están formados por las losas de cimentación y de tapa, retícula de trabes y muros de contención en algunas ocasiones la losa de cimentación se sustituye por cascarones cilindricos invertidos.

El método para determinar la densidad relativa consiste en ejecutar ensayos normales de penetración debiendo ejecutar un ensayo cada 75 cm de profundidad a partir del nivel del suelo hasta el desplante de la cimentación.

Se necesitan cuando menos 6 perforaciones y la presión admisible debe elegirse sobre la base de los valores determinado. Para la determinación más exacta de la presión admisible se requiere la ejecución de varios conjuntos de ensayos de carga dentro de la zona activa a diferentes niveles.

Es necesario determinar con un cálculo aproximado si el asentamiento será tolerable.

-CIMENTACIONES PROFUNDAS

Las condiciones del suelo superficial no siempre son apropiadas para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En tal caso es preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es preciso utilizar como apoyo los terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, contando con elementos de cimentación que distribuyen la carga en un espesor grande de suelo, en estos casos, se hace necesario recurrir al uso de cimentaciones profundas.

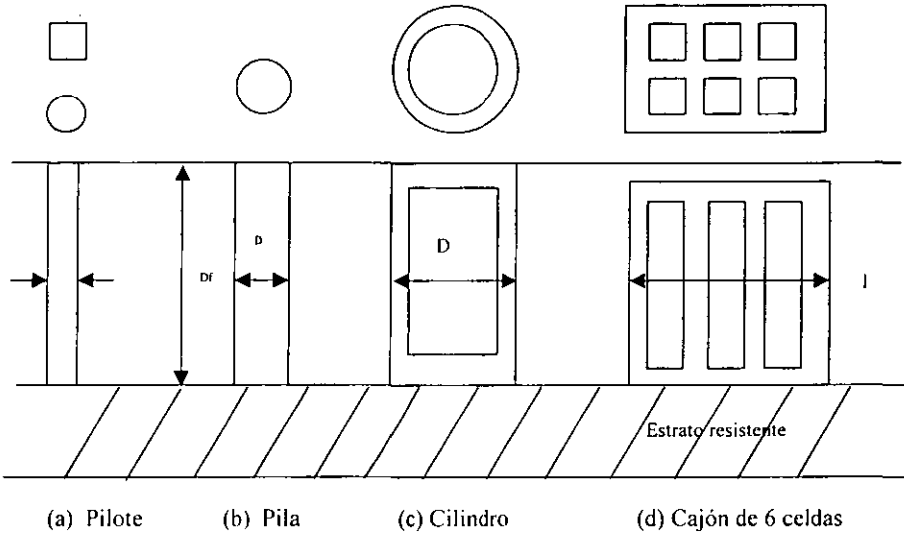
Los elementos que forman las cimentaciones profundas que hoy se utilizan más frecuentemente se distinguen entre sí por la magnitud de su diámetro o lado, según sean de sección recta, circular o rectangular, que son los más comunes.

Los elementos muy esbeltos, con dimensiones transversales de orden comprendido entre 0.30 m, y 1.0 m se denominan pilote. A pesar del amplio rango de dimensiones, que se indicó, la inmensa mayoría de los pilotes en uso tienen diámetros o anchos comprendidos entre 0.30 m, y 0.60 m; pueden ser de madera, concreto y acero.

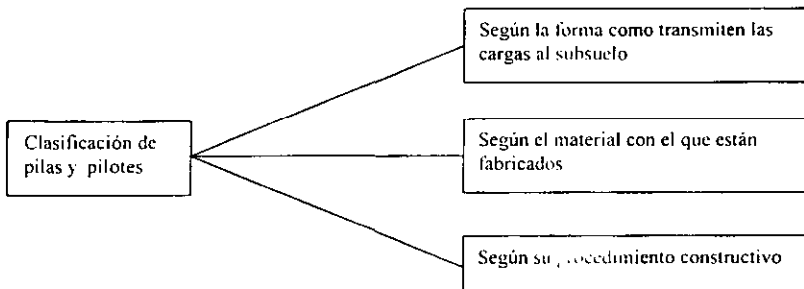
Los elementos cuyo ancho sobrepasa 1.0 m, pero no exceden del doble de ese valor suelen llamarse pilas. Sin embargo, no se ha establecido hasta hoy una distinción definida entre pila y pilote y el criterio antes expuesto tiene el único merito de ser seguido por un cierto número de especialistas. Para otros criterios la pila es simplemente un elemento que, trabaja exactamente igual que una zapata, transmite cargas a mayor profundidad que la que suele considerarse en aquellas; un elemento es pila cuando la relación profundidad a ancho es 4 o mayor, en tanto que para una zapata suelen considerarse relaciones del orden de 1, las pilas se construyen de mampostería o de concreto.

Muchas veces se requieren de elementos de mayor sección que las anteriores a los que se les da el nombre de cilindros, cuando son de esa forma geométrica o cajones de cimentación, cuando son paralelepípicos. Los diámetros de los primeros suelen oscilar entre 3.0 y 6.0 m, se construyen huecos para ahorro de materiales y de peso, con un tapón en su punta y siempre se hacen de concreto. Los cajones tienen anchos similares, son huecos por la misma razón y se construyen con el mismo material.

Tipos de cimentaciones profundas:

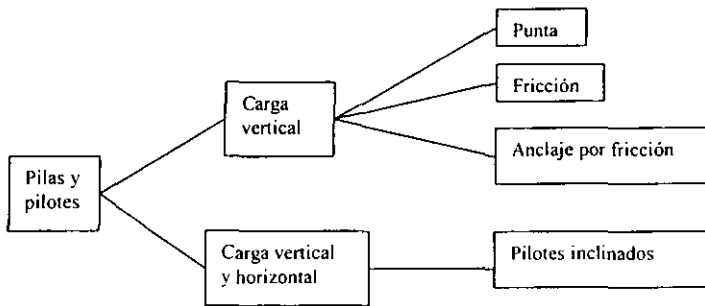


En el diseño y construcción de pilas y pilotes intervienen fundamentalmente tres variables; la forma como transmiten las cargas al subsuelo, el material con el que están fabricados y su procedimiento constructivo.



Según la forma como se transmiten las cargas al subsuelo.

Las pilas y los pilotes en general se diseñan y construyen para transmitir cargas verticales por punta a estratos resistentes profundos o por fricción al suelo que los rodea; los pilotes se usan también para anclar estructuras en suelo expansivos y para resistir cargas horizontales inducidas por la estructura o por sismo, en éste último caso se colocan inclinados.



a) Pilotes de punta

Cuando el o los estratos de suelo superficiales son de espesor considerable, compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante, utilizando pilotes de punta, se transmite prácticamente todo el peso y las cargas de la superestructura Q a un estrato profundo de suelo más resistente o a la roca (Fig. 2).

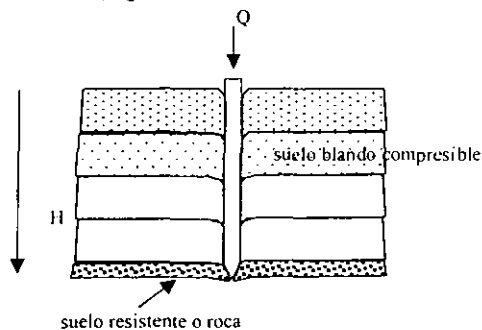


Fig 2. PILOTE DE PUNTA

b) Pilas de punta

Se utilizan cuando el estrato de suelo superficial es blando y compresible, el peso y cargas de la superestructura Q son importantes. Una ventaja de las pilas radica en que se puede acampanar su base (Fig. 3), aumentando así la carga útil.

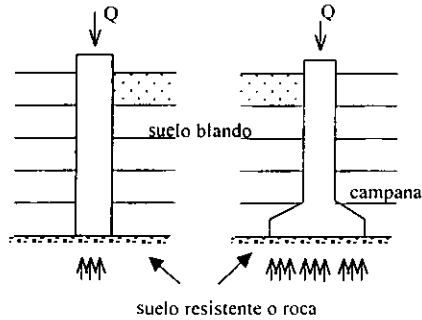


FIG 3 PILAS DE PUNTA

c) Pilas y pilotes de punta con empotramiento.

Para aumentar la capacidad de carga de pilas y pilotes se puede empotrar una cierta profundidad E en el estrato resistente. Para pilotes se recomienda hacerlo a una profundidad de 4 a 10 veces su dimensión horizontal (D), dependiendo de la compacidad relativa del material de empotramiento y de la capacidad del equipo disponible, y en pilas la distancia que sea posible constructivamente hablando (Fig. 4).

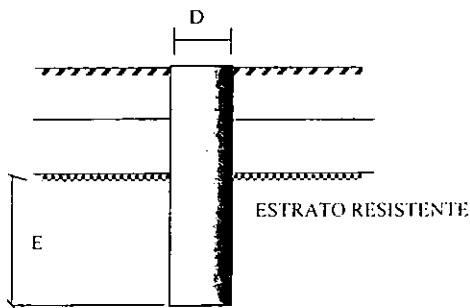


FIG 4 EMPOTRAMIENTO DE PILAS Y PILOTES

d) Pilotes de fricción

Son los que transmiten la carga Q al suelo que los rodea; la magnitud de la fricción lateral es función del área perimetral del pilote (Fig. 5). Ésta solución se utiliza cuando no se encuentra ningún estrato resistente en el que podrían apoyarse pilotes de punta, o cuando el sitio donde se instalarán se localiza en una zona que sufre asentamientos significativos por consolidación regional.

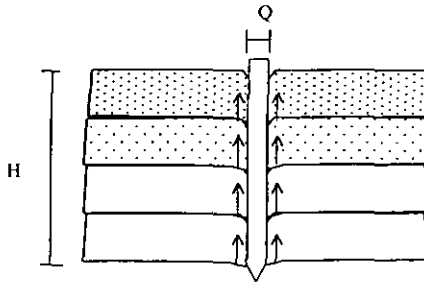


FIG 5 PILOTES DE FRICCIÓN

e) Pilotes de anclaje

Se utilizan en zonas con suelos arcillosos expansivos que por su espesor no pueden ser removidos; con estos elementos se pueden absorber los movimientos estacionales que ocurren en la parte superficial de estos suelos, que se traducen en expansiones. Estos pilotes se hincan hasta alcanzar la zona del suelo estable (Fig. 6). También se utilizan para evitar el bufamiento por excavación en suelos arcillosos.

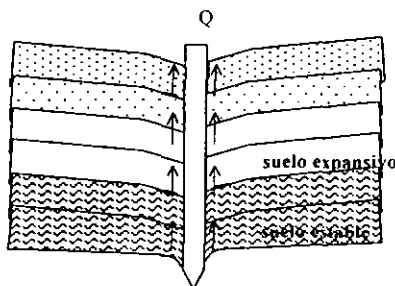


FIG 6 EMPOTRAMIENTO DE PILAS Y PILOTES

f) Pilas y pilotes verticales con carga horizontal.

Las fuerzas horizontales permanentes de reacción de una estructura o temporales inducidas por un sismo se pueden recibir aunque en forma poco eficiente con pilas o pilotes verticales que tengan empotramiento y características estructurales adecuadas (Fig. 7). Funcionalmente los pilotes inclinados son la mejor solución.

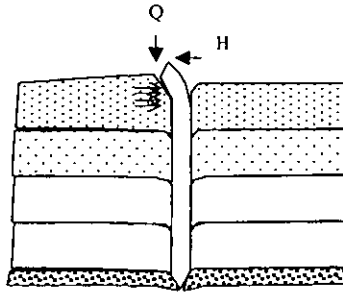


FIG 7 PILA O PILOTE CON CARGA HORIZONTAL.

g) Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Una solución más eficiente que la del caso anterior es utilizar pilotes inclinados con orientación acorde a la dirección en que se presente la fuerza horizontal o con distintas direcciones cuando deben soportar las fuerzas horizontales que induce un sismo (Fig. 8).

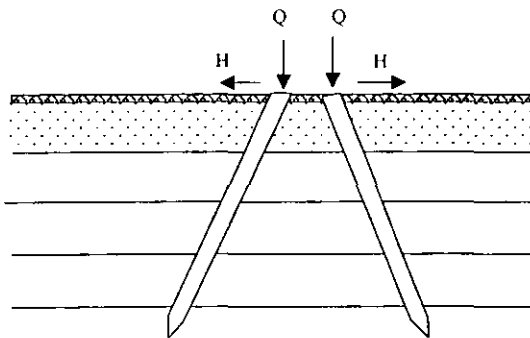
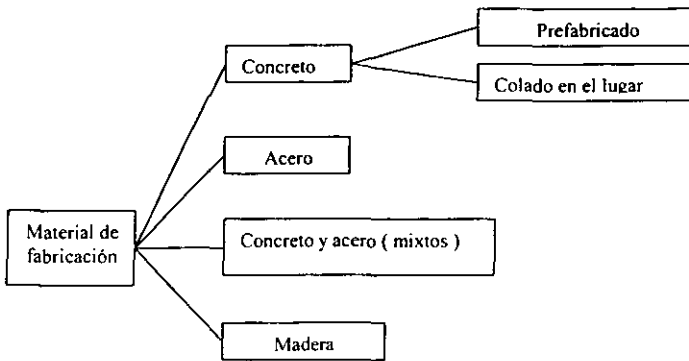


FIG 8 PILOTES INCLINADOS CON CARGA HORIZONTAL.

Según el material con el que están fabricados.

Se enumeran los materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de utilización; las pilas son siempre de concreto simple y reforzado, colado en el lugar.



a) Pilotes prefabricados de concreto

Se fabrican con concreto simple, concreto reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento Pórtland normal o resistente a las sales, álcalis y silicatos del medio donde se hincan. Se fabrican de una sola pieza o en segmentos que se pueden unir con juntas rápidas o soldando placas de acero que se dejan en los extremos de cada tramo precolado.

Estos pilotes son los de uso más frecuente por su durabilidad y la facilidad con que se figan a la superestructura. Sus limitaciones se relacionan con las dificultades de fabricación, manejo e hincado. Según la geometría de su sección transversal pueden ser cuadrados, octagonales, hexagonales, triangulares, de sección H y circulares.

b) Pilotes y pilas colados en el lugar.

Generalmente se fabrican con concreto reforzado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto (no es muy empleado).

c) Pilotes de acero

Estos pilotes son de secciones estructurales ligeras o pesadas dependiendo de la carga que transmitirán. Se pueden utilizar tubos de acero que pueden quedar huecos o rellenarse con concreto, así como perfiles estructurales H; también se fabrican tubos de acero con una hélice soldada lateralmente, que se introducen a rotación.

Entre las ventajas principales es que se tiene la facilidad y precisión con que se puede alargar o recortar y el hecho de que pueden atravesar estratos duros con boleos y roca alterada, además que su manejo es más simple que los de concreto. La desventaja principal de estos pilotes es que son susceptibles a la corrosión, fenómeno que debe tomarse en cuenta especialmente en el ambiente marino.

d) Pilotes mixtos de concreto y acero.

Se utilizan pilotes de concreto con puntas de acero como protección durante el hincado; en algunos suelos con condiciones estratigráficas peculiares se han utilizado pilotes que tienen un segmento inferior de tubo de acero y el resto de concreto reforzado. (En general tienen poco uso).

e) Pilotes de madera.

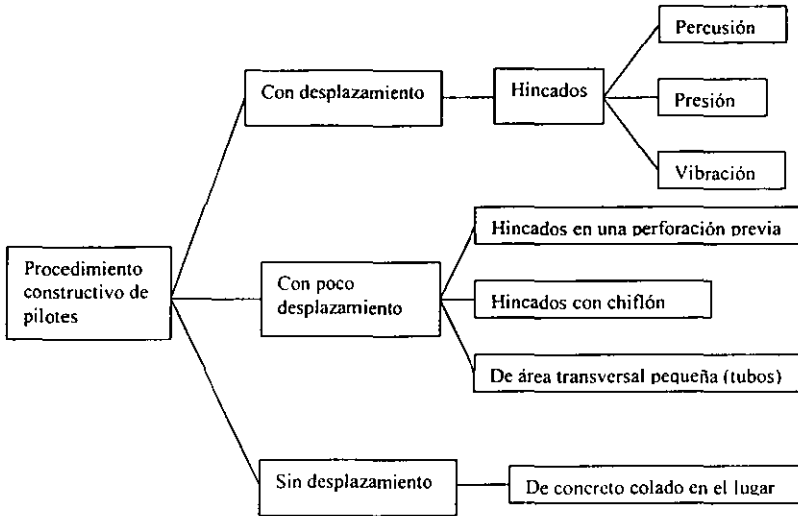
Estos pilotes han caído en desuso ante el desarrollo de los de concreto; su empleo ha quedado restringido a la cimentación de estructuras provisionales y de embarcaderos pequeños en donde se aprovecha la resistencia de la madera para soportar las fuerzas de impacto. La limitación fundamental de estos pilotes se tiene en su corta duración, ya que fácilmente se daña el tramo que queda sujeto a variaciones del nivel de agua, sobre todo en ambientes de aguas salobres. En este caso se puede recubrir con concreto el tramo expuesto a las variaciones de nivel.

Según su procedimiento constructivo.

Se han desarrollado numerosos procedimientos constructivos para fabricar y posteriormente instalar en el lugar o para fabricar en el sitio mismo pilas y pilotes; la característica fundamental que los diferencia es que durante su construcción se induzca o no desplazamiento del suelo que los rodea; debe observarse que las pilas siempre se fabrican de concreto simple o reforzado colado en el sitio en una perforación previamente realizada y por ello caen únicamente dentro del tipo sin desplazamiento.

En cambio los pilotes pueden ser: con desplazamiento cuando desplazan un volumen de suelo igual al del pilote al ser hincados, con poco desplazamiento, que pueden ser pilotes hincados en una perforación previa de menor área que la del pilote mismo, pilotes de área transversal reducida como los de perfiles de acero de sección I, o pilotes hincados con

ayuda de un chiflón, y sin desplazamiento, cuando se fabrican en sitio de manera semejante a las pilas.



□ CON DESPLAZAMIENTO

a) Pilotes hincados a percusión.

Este procedimiento es el más difundido y consiste en hincar a percusión los pilotes con ayuda de un martillo de impacto; los factores importantes son: la masa y longitud del pilote, el peso y energía del martillo, el tipo del suelo en que se hinca, (Fig. 9 y 10).

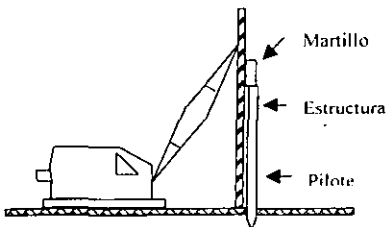


FIG. 9 PILOTE HINCADO VERTICAL

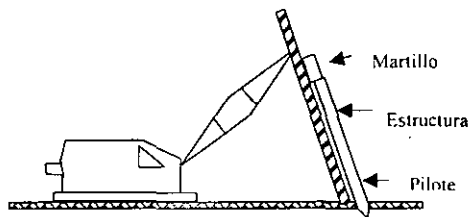


FIG. 10 PILOTE HINCADO INCLINADO

b) Pilotes hincados a presión.

Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.50 m de largo, la punta es cónica y tiene ahogado el cable de acero de refuerzo que se aloja en el hueco central. El hincado se hace a presión con un sistema hidráulico en cuyo marco de carga se van colocando los tramos de pilote (Fig. 11).

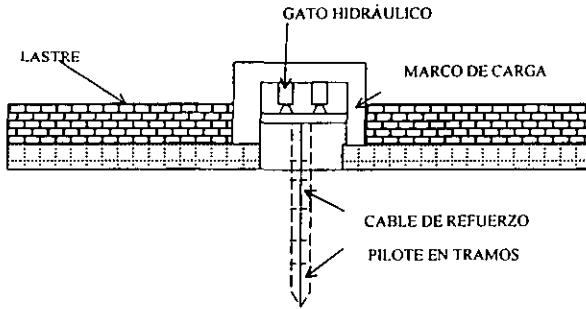


FIG 11 PILOTE HINCADO A PRESIÓN

Este procedimiento ha sido empleado con frecuencia para recimentaciones porque la reacción del sistema de carga se soporta con el peso de la estructura y por ello se puede realizar en espacios verticales muy reducidas.

c) Pilotes hincados con vibración.

Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada formado por una carga estática y un par de contrapesos rotatorios excéntricos en fase. El pilote penetra en el suelo por influencia de las vibraciones y del peso del conjunto pilote vibrador – astre (Fig. 12). Generalmente son pilotes metálicos o tablaestacas.

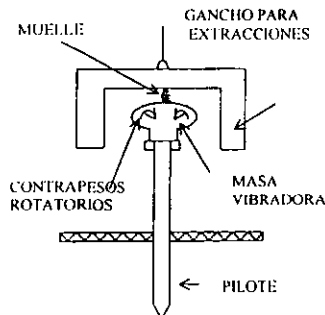


FIG 12 PILOTE HINCADO CON VIBRACIÓN

□ CON POCO DESPLAZAMIENTO

a) Pilotes hincados en una perforación previa.

Los pilotes con poco desplazamiento antes de hincarlos se realiza una perforación previa (Fig. 13); ésta puede requerir ser estabilizada con lodo de perforación, que en el caso de suelos arcillosos blandos se puede formar con el mismo suelo.

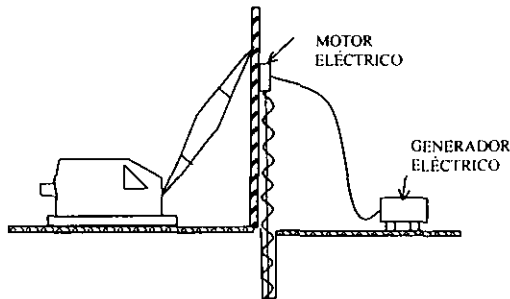


FIG. 13 PERFORACIÓN PREVIA AL PILOTE HINCADO

Esta técnica se utiliza:

- Cuando el hincado de los pilotes sin perforación previa induce deformaciones que reducen la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.
- Cuando el pilote debe atravesar estratos duros que dificulten su hincado y por ello, puedan llegar a dañarse estructuralmente.
- Cuando el número de pilotes por hincar es alto y la suma de sus desplazamientos puede provocar el levantamiento del terreno con el consiguiente arrastre de los pilotes previamente hincados.

b) Pilotes hincados con chiflón.

Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes de arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos: el de un chiflón de agua a presión que descarga en la punta del pilote, el cual erosiona y transporta a la superficie parte de la arena, combinado con los impactos de un martillo o la excitación de un vibrador para movilizar el pilote (Fig. 14).

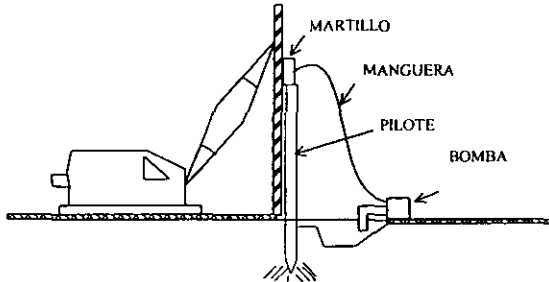


FIG. 14 PILOTE HINCADO CON CHIFLÓN

c) Pilotes de área transversal pequeña.

La relación de los perfiles de acero de su perímetro al área transversal es hasta 15 veces mayor que en pilotes de concreto.

□ SIN DESPLAZAMIENTO

a) Pilotes y pilas de concreto colado en el lugar.

Los pilotes y pilas de concreto colados en el lugar se clasifican como elementos de cimentación sin desplazamiento porque para su fabricación se extrae un cierto volumen de suelo que después es ocupado por el concreto.

-DISEÑO

El análisis de una cimentación profunda se inicia con la selección de aquellos elementos constructivos que sean compatibles con la estratigrafía y propiedades mecánicas de los suelos o rocas del sitio, a partir de la cual se define la profundidad de cimentación, se dimensionan los elementos elegidos (pilotes, pilas, o muros), se recomiendan los procesos constructivos más adecuados y se hace una predicción del comportamiento de la cimentación.

Diseño geotécnico.

Toda cimentación debe diseñarse para satisfacer dos requisitos esenciales:

- Tener un factor de seguridad contra falla última.

- Los asentamientos no han de sobrepasar los límites permisibles para la superestructura.

Para un caso en específico, uno de estos dos criterios condicionará las dimensiones de la cimentación; por tanto es necesario calcular tanto la capacidad de carga como el asentamiento probable de la cimentación. Obviamente, la influencia del tipo del suelo es evidente.

La capacidad de carga de una cimentación profunda depende esencialmente de la resistencia al corte del suelo en el cual se apoya y del mecanismo de transferencia de carga del elemento de cimentación al suelo.

Por otra parte, la sensibilidad de la superestructura a los asentamientos debe considerarse.

Finalmente el proyectista debe tener conocimiento de los distintos tipos de pilotes y pilas, de cómo transmiten y distribuyen las cargas en el subsuelo, así como de los procedimientos constructivos que convenga aplicar.

Se concluye que el diseño geotécnico de una cimentación profunda debe comprender las siguientes etapas de trabajo.

1. Investigación geotécnica.
2. Selección del tipo de elemento de cimentación y del equipo de construcción.
3. Determinación preliminar de la longitud y capacidad de carga.
4. Verificación de las etapas 2 y 3 empleando los datos obtenidos de pruebas de carga estáticas y dinámicas.

Los métodos de exploración del subsuelo para estimar el carácter de los depósitos naturales, así como las pruebas de laboratorio necesarias para determinar las propiedades físicas y dinámicas de los suelos forman parte de la investigación geotécnica.

La definición preliminar del tipo de cimentación profunda más adecuada se debe efectuar con base en el estudio de las condiciones de apoyo, los principios de la mecánica de suelos y en la experiencia local de este tipo de cimentación.

En la etapa preliminar de un proyecto se define tentativamente el tipo, longitud, separación entre elementos de cimentación y capacidad de carga individual y de grupo de los pilotes o pilas, para estimar los costos probables de la cimentación y juzgar la conveniencia de realizar pruebas de carga antes del diseño final o durante la etapa de construcción.

La capacidad de carga de una cimentación se define de acuerdo con dos criterios fundamentales.

- La capacidad de carga última, que es la carga promedio por unidad de área que origina la falla de la cimentación por esfuerzo cortante o por asentamiento excesivo.
- La capacidad de carga permisible, que es la carga promedio por unidad de área que no provocará asentamientos mayores que el valor admisible prefijado para la estructura y que también proporcionará un factor de seguridad adecuado contra falla por esfuerzo cortante.

La magnitud de la capacidad de carga con cualquiera de los criterios antes mencionados, depende tanto de las propiedades mecánicas del suelo o roca en que se apoye la cimentación, como del tamaño y forma del área cargada y del tipo de superestructura.

Para definir la capacidad de carga de una cimentación se recomienda:

- Estudiar los registros de comportamiento de cimentaciones con características muy similares.
- Determinar teóricamente la capacidad de carga última y los asentamientos que se podrían presentar.
- Realizar pruebas de carga de pila o pilotes del tipo que se propone utilizar.

Los criterios usuales de diseño para cimentaciones profundas en el subsuelo de la Ciudad de México hacen uso de la expresión general para la capacidad total última de un elemento (pilote, pila), a corto plazo, esto es, en ausencia de fricción negativa.

$$Q_t = Q_p + Q_s$$

donde:

Q_t = capacidad de carga total

Q_p = capacidad de carga en la punta o base

Q_s = capacidad de carga por fricción y / o adherencia

Cuando $Q_t = Q_p$.- se dice que el cimiento es de punta

Y para $Q_t = Q_s$.- se dice que el cimiento es de fricción o adherencia

Pero cuando $Q_t = Q_p + Q_s$.- se trata de un elemento mixto

Para la capacidad de carga en la punta o base de un pilote $Q_p = q_p A_p$

Siendo:

q_p = capacidad de carga unitaria última

A_p = área de la base, en m^2

❖ Para suelos intermedios (cohesivos-friccionantes).

$$q_p = C N_c + \gamma D_f N_q$$

donde:

C = cohesión

γD_f = esfuerzo efectivo del suelo a nivel de desplante ton/m^2

γ = peso volumétrico del suelo, en ton/m^3

D_f = profundidad de desplante en m

N'_c y N'_q = parámetros de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción Interna ϕ

❖ Para suelos granulares

$$q_p = \gamma D_f N'_q$$

❖ Para suelos puramente cohesivos

$$q_p = C N_c + \gamma D_f$$

donde:

N_c = parámetro de la capacidad de carga deducida de la relación D/B

C = cohesión

La capacidad de carga por adherencia y/o fricción:

$$Q_f = f_s A_s$$

donde:

f_s = fricción lateral unitaria, en ton/m^2

A_s = área lateral del cimientto, en m^2

$$f_s = C_a + K_s \gamma D_f / \sqrt{2} \tan \delta$$

donde:

C_a = adherencia entre suelo y cimientto en ton/m^2

δ = ángulo de fricción en el contacto suelo cimientto

K_s = coeficiente medio de presión del suelo en los lados del cimiento
 K_s tan δ varía de 0.25 en arena suelta a 1.00 m de arena densa

❖ Para suelos arcillosos

$f_s = C_a$ en arcilla muy blanda o blanda se usa $C_a = D_z q_u$

Para las arcillas del Valle de México se ha definido como

$C_a = 0.6 q_u$ arcilla normalmente consolidada

$C_a = 0.3 q_u$ arcilla preconsolidada

Para la capacidad de carga de un grupo de pilotes, generalmente se adopta el menor de los siguientes valores.

- a) La suma de las capacidades de carga de los pilotes individuales.
- b) La capacidad de carga de un bloque o zapata de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.

Diseño estructural

En el diseño estructural de una cimentación deben tenerse en cuenta, en el grado que sean significativos, los siguientes factores:

- Capacidad de carga del material de apoyo (suelo o roca).
- Deformación del suelo, inmediatas y diferidas.
- Resistencia y rigidez de la subestructura
- Resistencia y rigidez de la superestructura

Los pilotes deben de ser capaces de resistir sin dañarse:

- 1) El aplastamiento bajo cargas verticales
- 2) El aplastamiento por impacto durante el hincado
- 3) Esfuerzos durante el manejo
- 4) Tensión debida a fuerzas de subpresión, bufamiento del suelo o rebote durante el hincado.
- 5) Fuerzas horizontales que ocasionen flexión.

- 6) Fuerzas excéntricas que causen flexión.
- 7) Momentos flexionantes por curvatura.
- 8) Efecto de columna en los tramos sin soporte lateral del terreno en contacto con aire, agua o lodo muy fluido.

Los pilotes deben tener un área suficiente tanto lateral como en sección transversal para poder transferir la carga al estrato del suelo seleccionado en el caso de pilotes de fricción, y suficiente área en base si son pilotes trabajando por punta.

En el diseño estructural de una cimentación puede seguirse el procedimiento básico siguiente.

1. Cálculo de las fuerzas y momentos transmitidos a la cimentación por la superestructura.
2. Suposición de las dimensiones para la cimentación (el área de cimentación debe ser tal que bajo las cargas y momentos que la estructura transmite a la subestructura, no exceda la capacidad de carga calculada del terreno).
3. Suposición de la distribución de presiones de contacto entre la subestructura y el suelo, en el caso el sistema formado por el suelo y los pilotes, que cumpla con :
 - Existe equilibrio local y general entre las presiones de contactos, las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
 - Los hundimientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre el terreno y los pilotes, son menores que los tolerados por la superestructura.
 - Los asentamientos diferenciales, inmediatos más diferidos, calculados con la presión de contacto supuesta actuando sobre la combinación de superestructura y subestructura, son menores que los permisibles.

□ Capacidad estructural de pilas y pilotes

Los pilotes se deben seleccionar considerando en términos generales los siguientes factores:

1. Longitud necesaria de pilotes
2. Tipo de superestructura
3. Disponibilidad de materiales
4. Cargas estructurales
5. Factores que originan el deterioro
6. Programa y facilidades de mantenimiento
7. Costo estimado de los distintos tipos de pilotes, tomando en cuenta el costo inicial, esperanza de vida y costo del mantenimiento.
8. Presupuesto disponible

En la mayoría de los casos, la capacidad de carga de una cimentación profunda está gobernada por la resistencia del suelo más que por la resistencia estructural del conjunto.

Se recomienda limitar la carga estructural permisible de una cimentación profunda a un máximo de 80% de la correspondiente a un elemento comparable en la superestructura.

Debe considerarse los efectos de las siguientes acciones para el diseño estructural.

- Fuerzas transmitidas por la superestructura. Además de la carga axial deberán incluirse, cuando sean significativos, los momentos flexionantes y las fuerzas laterales aplicados en el extremo superior del pilote.
- Los efectos del peso propio del pilote y de la fricción, negativa o positiva, desarrollada a lo largo del fuste.
- En pilotes prefabricados deberán, además, revisarse las condiciones de esfuerzos durante el manejo, el transporte el izaje, así como las que se presentan durante el hincado.

□ Separación entre pilotes

Para definir la separación entre pilotes se debe tomar en consideración las características del suelo, así como la longitud, forma y rugosidad superficial de los pilotes. Si los pilotes están muy juntos no sólo se reducirá la capacidad de carga de cada pilote, si no que también se tendrá el riesgo, durante el hincado subsecuente de pilotes, de bufamientos en la cimentación y de levantamiento u otro tipo de daño en los pilotes ya instalados.

El espaciamiento mínimo entre centros no deberá ser menor de dos veces el diámetro del pilote o 1.75 veces su dimensión diagonal y no menos de 60 cm para los pilotes apoyados en roca o 79 cm para pilotes hincados en suelos.

□ Esfuerzos dinámicos durante el hincado

Se aceptará que los esfuerzos dinámicos durante el hincado dañaran únicamente el extremo superior del pilote. En pilotes de concreto reforzado se recomienda absorber estos esfuerzos con una longitud adicional de pilote, la cual se destruye después del hincado; esta longitud será como mínimo de 1m.

PILOTES DE CONTROL

-ANTECEDENTES

Los edificios de oficinas o departamentales con cimentación parcialmente compensada y pilotes de fricción que se empezaron a construir en la Ciudad de México, tenían la idea de solución de combinar la compensación parcial con los pilotes que trabajan por adherencia o fricción sin alcanzar la capa dura. Ésta idea es que bajo la sollicitación de peso propio y cargas variables permanentes menos las descargas por excavación y subpresión en la base del cajón de cimentación, los pilotes de fricción absorban la carga remanente y se adecuen al hundimiento del terreno en el sitio sin emerger.

Muchos edificios cimentados en la forma antes descrita, con estructuración regular, excentricidades por cargas estáticas pequeñas y no mayores de 15 niveles sobre planta baja, se comportaban satisfactoriamente antes de los sismos de 1985. Varios de ellos durante dicho sismo sufrieron asentamientos locales hasta de 1 m, desplomes pronunciados, daños estructurales importantes y algunos edificios se voltearon. A raíz de estos acontecimientos todavía se plantean dudas sobre los criterios de diseño y la idoneidad de los pilotes de fricción ante sollicitaciones inducidas por sismo.

Los inmuebles más pesados, desde la década de los años cuarenta, se cimentaron sobre pilotes hincados hasta una capa dura, a unos 30 m de profundidad aproximadamente, los pilotes eran de madera y se diseñaban para soportar una carga de 20 a 25 ton/unidad; las desviaciones respecto a la vertical eran prácticamente incontrolables, debido a la longitud y tipo de unión de los postes componentes. No se tomaban en cuenta las sollicitaciones inducidas en la estructura por sismos, y mucho menos los efectos de la adherencia suelo-pilote. Salvo algunos casos particulares, la emersión experimentada por este tipo de cimentación producida por el hundimiento de la ciudad, era moderada en la década de los años cincuenta, cuando se tenían hundimientos máximos del orden de 17 centímetros anuales.

El comportamiento defectuoso de varias edificaciones sobre pilotes de punta, la notoria emersión de los mismos al avanzar el fenómeno del hundimiento hacia los depósitos de arcilla blanda superpuestos a la capa dura, la sustitución de los pilotes de madera por los de concreto reforzados y los estudios geotécnicos sobre el subsuelo de la ciudad, promovieron cambios importantes en los criterios aplicables al diseño de este tipo de cimentaciones.

Para reducir la emersión de los edificios se han desarrollado dispositivos de control que permiten mantener en contacto la losa de cimentación con el terreno, adaptándose al hundimiento donde está localizado el predio y evitar pérdidas de verticalidad, o bien permitir la recuperación de la misma.

Se establece que el Pilote de Control fue creado por el Ing. Manuel González Flores, para cimentar o recimentar edificios en forma debida en terrenos tan heterogéneos y deformables como el de la Ciudad de México. Debido al exceso extraordinario de agua, a la gran deformabilidad de las arcillas y al proceso de consolidación inducida provocado por el abatimiento de los niveles piezométricos profundos causados por el bombeo de los estratos acuíferos, se encuentra que los edificios cimentados sobre pilotes de punta, apoyados en la capa dura, se sobrecargan excesivamente en forma proporcional hasta determinados límites al área de arcilla que los rodea, hincando más unos que otros, especialmente las orillas y las esquinas, dañando al pilote y al edificio que soportan. Además obligan a que los edificios vayan sobresaliendo del nivel de las banquetas y jardines.

- ESTADO DEL ARTE DE LOS PILOTES DE CONTROL

La idea de utilizar mecanismos de control de cargas se originó y llevó a la práctica por el Ing. Manuel González Flores en la década de los 50's, en una empresa llamada Pilotes de Concreto S.A. (PI.CO.S.A), y que más tarde pasó a ser Pilotes de Control S.A. (PI.CO.S.A) y que cuenta con la patente de los pilotes de control y que tiene gran prestigio dentro del área de cimentaciones.

La empresa PI.CO.S.A. ha recimentado y renivelado más de 800 edificios en la Ciudad de México, principalmente en el Centro Histórico y sus alrededores. El mayor número de estos edificios se encuentran ubicados en la zona de lago y algunos otros dentro de la zona de transición.

Dentro de sus obras más importantes de renivelación de edificios con este método del pilote de control se encuentran:

Iglesia del Posito (Basilica de Guadalupe), IMSS Reforma 476, Centro Médico (7 edificios), Reforma 150, Hospital General ISSSTE, Conjunto Petróleos Mexicanos, entre otros.

A partir de los años 60's varios investigadores y gente dedicada a las cimentaciones profundas y la mecánica de suelos se dieron a la labor de estudiar el criterio del dispositivo de control que lo llamaremos de aquí en adelante "tradicional", por ser el primero en su género y que a partir de éste se derivaron otros sistemas parecidos y también nuevas propuestas.

Entre los inconvenientes más relevantes que se encontraron en el dispositivo "tradicional", se tienen:

- Las anclas tipo araña no cumplen con el sistema de fuerzas coplanares.
- Los elementos de carga (celdas de caobilla) son de vida muy corta.
- El dispositivo de control en conjunto es propenso a la corrosión y oxidación de todas sus partes metálicas.
- El mantenimiento es costoso y muy continuo.

Partiendo de estos inconvenientes las derivaciones más importantes que se lograron, fueron las que a continuación se mencionan:

A) Mecanismo de control tipo "Stag"

Este mecanismo fue diseñado por la compañía Wolfgang Strau, en 1963, ahora llamada Stag S.A. Cimentaciones. El mecanismo tiene dos particularidades, una de ellas consiste en que no tiene anclas tipo araña, pero en su lugar se tienen cuatro tornillos o husillos similares a los del dispositivo "tradicional", dos en cada extremo del cabezal, esto con la finalidad de evitar el volteo durante un sismo, (Fig. 1). La segunda particularidad y quizá ésta la más importante, por lo que el sistema esta prácticamente en desuso, es que las celdas de deformación se cambiaron por una celda hidráulica, a través de gatos tipo "Freyssinet", que faculta la medición de la carga transmitida. Pero al carecer de celdas deformables, se transforma en un pilote de punta fijo a la losa de cimentación. La idea del funcionamiento de la celda hidráulica consiste en disminuir el contenido de aceite de los gatos al incrementarse la carga de diseño por hundimiento del terreno, esto se logra extrayendo manualmente el aceite de los gatos, con lo cual desciende la estructura y se apoya nuevamente la losa de cimentación sobre el terreno; los gatos de este sistema son de émbolo.

Celdas hidráulicas

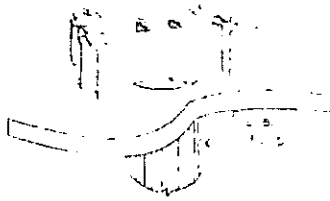


FIG. 1 MECANISMO DE CONTROL TIPO "STAG"

Una de las principales desventajas del sistema, consiste en que el aceite que contienen los gatos o celda hidráulica no trabaja como disipador de energía y lo único que hace con ella es sólo transferirla, ya sea al pilote o al cabezal, provocando que el elemento que toma esa carga se vea seriamente afectado o en el peor de los casos se produzca la falla de éste. Casos como los mencionados sucedieron durante los sismos de 1985.

Stag S.A. Cimentaciones, en la actualidad ya no se dedica a la recimentación de edificios con este sistema y varios de los inmuebles que tenía bajo su mantenimiento tuvieron que pasar a otras empresas como CO.PI.CO.S.A; haciendo un cambio del gato hidráulico por celdas de deformación de caobilla.

B) Pilote telescópico.

Es un pilote clasificado como de control, cuya localización del dispositivo deformable se ubica en el cuerpo del pilote. Trabaja por medio de fricción entre un relleno de arena compactada y el concreto del pilote. Un cilindro superior hueco contiene el relleno de arena y un cilindro macizo inferior penetra dentro del hueco y es el que se apoya sobre el estrato firme.

El pilote trabaja por fricción positiva en su extremo superior tanto externa como internamente y por punta en su extremo inferior. En teoría su longitud se ajusta automáticamente al hundimiento de la superficie del terreno en relación con el estrato de apoyo al dejar una altura del relleno convenientemente prevista en función de la carga transmitida y de la capacidad friccionante de la arena y del suelo actuante sobre el fuste del tramo superior. Se hace variar la altura de la columna de arena según las observaciones de comportamiento. (Fig. 2).

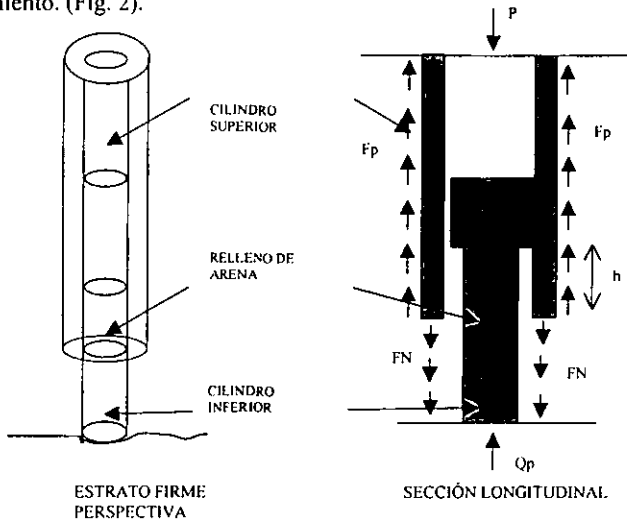


FIG 2 PILOTE TELESCÓPICO (J J CORREA RACHO, 1969)

Este pilote ofrece peligros de asentamientos bruscos en caso de sismos, por razones similares a los pilotes de fricción.

C) Control que opera por medio de arena

El control por medio de arena fue creado por José M. Creixell, en 1973. (Fig.3). Dicho control permite la extracción de la arena a medida que se requiere bajar el edificio; para ello la arena se afloja con cuñas y se saca con aspiradoras. Este control tiene la ventaja de no

tener partes sujetas a oxidación ni de ocupar espacio en la construcción, ya que los huecos por donde se extrae la arena puede estar a nivel del piso, además de que evitan el paso del agua freática, ya que sus tapones sólo se retiran para vaciar el registro y la impermeabilidad del suelo arcilloso hace mínima la cantidad de agua que brote, estos pueden ser de acero atornillados al tubo de extracción.

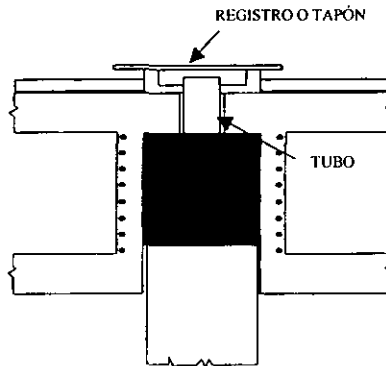


FIG 3 CONTROL DE ARENA

Este sistema no permite la regulación de diferentes cargas sobre la cabeza del pilote, como lo hacen las celdas de deformación. Además en caso de sismo puede poner en peligro el trabajo del conjunto y no es capaz de transmitir tensiones.

D) Sistema de auto control.

El sistema de autocontrol del Ing. Miguel Ángel Jiménez (1980-1981). Se basa en una regularización de la fricción generada a través de placas de acero con tornillos a presión y el pilote. La cimentación se cuelga del dispositivo por medio de cables de acero de alta resistencia. El cruzamiento de los tirantes le asigna estabilidad durante los sismos. Se desconoce cualquier caso práctico en donde se haya aplicado este sistema. (Fig. 4).

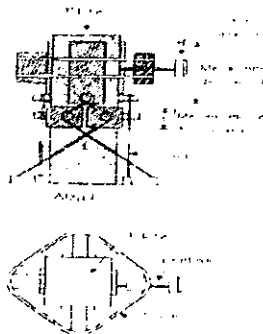


FIG 4 PILETE DE AUTOCONTROL SIN MANTENIMIENTO CONTINUO

E) Disipador de energía (Instituto de Ingeniería, U. N.A.M; 1981)

Un sistema propuesto por el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M; especialmente por el Ing. Manuel Aguirre. Plantea la transformación de la energía producida ante el incremento de carga del pilote cuando se separa del sistema losa de cimentación-suelo, mediante una "celda" constituida por veintidós soleras de acero, de 1.27 cm de espesor por 3.81 cm de ancho dobladas en frío en forma de "J", soldadas en un extremo a un tubo de 35.56 cm de diámetro, cuya principal función es mantener las soleras confinadas, y en el otro extremo a una placa sobre la cual topa el miembro de carga. Es estable ante sismos, en teoría, y puede trabajar tanto a compresión como a tensión. No se conoce ningún caso práctico en donde se aplique este mecanismo. (Fig. 5).

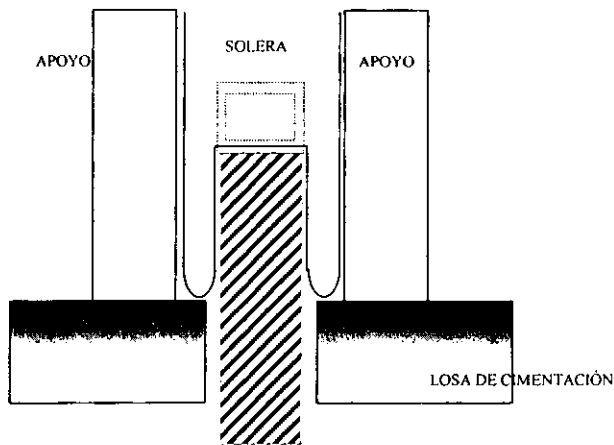


FIG 5 DISIPADOR DE ENERGÍA DE LA UNAM

La idea principal de éste es absorber grandes deformaciones o desplazamientos verticales bajo carga prácticamente constante, así como lo hacen las celdas de deformación "cubos de caobilla", pero a diferencia de que este mecanismo tendría un costo bajo inicial, pero como se mencionó antes, no hay ningún caso práctico.

F) Celda de fricción constante con anetas metálicas

Diseñado por el Ing. Enrique Tamez en 1988. En este caso la fricción es constante pero el arreglo permite la transmisión, tanto de compresiones como de tensiones al pilote. Desafortunadamente no se presentan casos prácticos de este mecanismo. (Fig. 6).

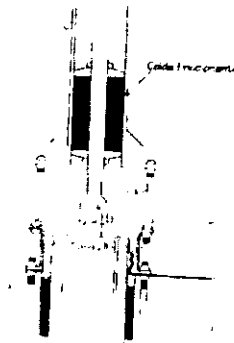


FIG 6 CELDA DE FRICCIÓN CONSTANTE CON ANETAS METÁLICAS

G) Sistema de control de CIMEC.

La empresa Cimentaciones Mecanizadas de México (CIMEC) para cimentaciones profundas nuevas y Recimentaciones y Pilotajes S.A. (RyPSA) para obras ya construidas, a cargo del Ing. Marcos Aguilar, quien creyó necesario un cambio en el sistema original del pilote de control, pero sólo en dos elementos de este sistema. Los cambios que se hicieron fueron modificar las anclas tipo araña y colocar una placa de acero en la parte inferior del cabezal, ya que con base a la experiencia se ha observado, y más durante los sismos, que el cabezal tiene tendencia al volteo.

El criterio del Ing. Aguilar, para cambiar la geometría de las anclas tipo araña es el siguiente: partiendo de que las anclas del sistema "tradicional" en su parte superior el espacio que tiene para dejar pasar el tornillo es el mínimo suficiente y por lo cual no se cumple con el sistema coplanar de las tres fuerzas que actúan en el dispositivo (dos fuerzas se encuentran en los tornillos, una fuerza en cada tornillo, y la tercera en el centro del cabezal), provocando que una de las tres fuerzas quede fuera de este plano coplanar, lo que provoca el volteo. Por ello el cambio básico que se hizo fue hacer una nueva ancla a base de placas de acero soldadas entre sí, y con la particularidad de que entre las placas se deje un espacio mayor que el diámetro del tornillo llamado "corredera" y esto con la finalidad de que los tornillos junto con el puente puedan desplazarse de una dirección a otra así como lo requiera el movimiento del pilote. (Fig. N. 7).



FIG. 7 ANCLA TIPO CIMEC

La otra modificación fue la de colocar una placa de acero en la parte inferior del cabezal, para hacer que la madera se vaya deformando uniformemente, ya que se observó que ésta no es homogénea y tiene una deformación prematura hacia donde se localizan los cubos más débiles, por lo que causa también el volteo. Con esta placa se logra que la madera se encuentre entre dos planos paralelos, uno de ellos la galleta del pilote y el otro, precisamente la placa. (Fig. 8).



FIG 8 PLACA INFERIOR EN EL CABEZAL CIMEC

H) T.G.C. Geotécnia.

El dispositivo de control manejado por T.G. C. Geotécnia es igual al de CIMEC, salvo que lo que cambia aquí es la celda deformable, ya que en el mantenimiento de algunas de sus obras, esta empresa ha empezado a sustituir los cubos de caobilla por una placa de neopreno, la cual puede o no contener en su interior placas de acero (esto depende de la carga de diseño del pilote: a mayor carga más recomendable las placas), lo que la hace menos deformable a la carga requerida. El espesor total de la placa de neopreno varía desde 1cm hasta 10 cm. Esta placa de neopreno es altamente resistente, ya que su vida útil promedio es de 3 a 5 años. Se debe de contar con un mantenimiento para revisar el dispositivo de control y así evitar corrosión y oxidación en sus partes metálicas y también para ver que la carga que tiene el pilote en ese momento sea la indicada sin llegar a preocuparse mucho de la placa de neopreno debido a su alta durabilidad y sólo cambiarla cuando la vida útil de ésta haya llegado a su término.

En TGC Geotécnia se a hecho una modificación en cuanto al pilote que se hincará, ésta se basa en el principio de los micropilotes, que más adelante se describirán. La modificación se utilizó para hincar pilotes en la catedral metropolitana acompañados del dispositivo de control de esta empresa. Consiste en que para aprovechar la totalidad de la capacidad por punta en los pilotes apoyados en la capa dura, éstos están provistos de una funda de acero en tramos de 3 m que están unidos por medio de camisas de neopreno, que toman las deformaciones provocadas por la consolidación regional; el espacio anular entre el fuste del pilote y el tubo se rellena con grasa vegetal.

Haciendo referencia a las derivaciones antes citadas se puede decir que los cambios realizados por CIMEC son muy sencillos, pero parece ser que hasta ahora son los más importantes que se han hecho en cuanto a geometría de las partes del dispositivo. T.G.C. Geotécnia utiliza este mismo dispositivo más un cambio realizado en las celdas de deformación por placa de neopreno. Se puede decir que éste es el último avance al respecto de los dispositivos derivados del "tradicional", cabe destacar que su funcionamiento es muy similar.

❖ OTROS MÉTODOS PARA LA RENIVELACIÓN DE EDIFICIOS.

A parte del pilote de control y sus derivaciones que muchas de ellas como ya se mencionó en su momento solo se quedaron en el laboratorio, existen otros métodos para la renivelación de edificios pero algunos de ellos se han usado muy poco en México. A continuación se enuncian.

1) Micropilotes

Los micropilotes, surgen en Europa por los años 50's de dos conceptos: uno, los pilotes de pequeño diámetro y dos, los tubos de manguito.

Los tubos de manguito son de acero y ahora también de PVC, que tienen perforaciones laterales de diámetro menor de 1 cm y están obturadas por una funda de hule flexible (manguito de neopreno). Este dispositivo permite inyectar lechada de cemento o mortero fino desde el interior del tubo, la cual penetra en el suelo o roca circundante; concluida la inyección se lava el tubo interiormente para dejarlo limpio y preparado para otras posibles inyecciones; la lechada o mortero no retorna al tubo, porque el manguito se lo impide.

En sí, los micropilotes son tubos de acero con hoyos o ventanas laterales, los cuales se introducen al subsuelo a través de una perforación previa. El espacio anular se confina con un mortero o lechada de cemento que se denomina vaina del pilote, acto segundo se inyecta la lechada de cemento por el tubo, así como se describió en el tubo de manguito, para cuando es expulsada la lechada por los orificios del tubo se incrementa el área transversal y el confinamiento del pilote. Existen variaciones del proceso constructivo de éstos (aunque todas muy similares a la antes expuesta); las principales técnicas son las italianas, francesas, alemanas, norteamericanas, suecas y suizas.

En los trabajos de deformación, los micropilotes son un complemento a la deformación existente, y puede afirmarse que trabajan como pilotes de fricción, aunque en el número adecuado y contando con un estrato resistente de apoyo, desarrollan capacidad por punta. A corto plazo los micropilotes no trabajan, toda la carga es soportada por la deformación; conforme la estructura se va asentando solicita el trabajo del micropilote y a largo plazo puede llegar a tomar la carga a una determinada deformación.

2) Pilote electromecánico

Creado por Enrique Tamez en 1964. Consiste en hincar a percusión tubos de acero de 7.5 a 10 cm de diámetro, los cuales una vez instalados, operando como ánodos o terminales positivas, se les introducía un campo eléctrico de corriente directa para provocar resacamiento en la periferia de los pilotes, mientras que el agua se encauzaba hacia una varilla o cátodo. Además de su falta de capacidad de carga y de los problemas de corrosión, el menor desarrollo de fricción fundamental en el contacto suelo-pilote de acero condicionaron a la ineficiencia del sistema.

3) Micropilotes convencionales

Para 1994, se utilizaron por primer vez en México y esto fue en una estructura ubicada en el ex vaso de Texcoco, desplantada inicialmente por superficie para hacer compatibles sus hundimientos con los de una nave cimentada sobre pilotes de concreto reforzado trabajando a fricción e hincados a percusión a fin de lograr que ambas estructuras se hundieran de manera similar. Se utilizó para su instalación una funda de tela para evitar la contaminación del mortero de la vaina. (Fig. 9).

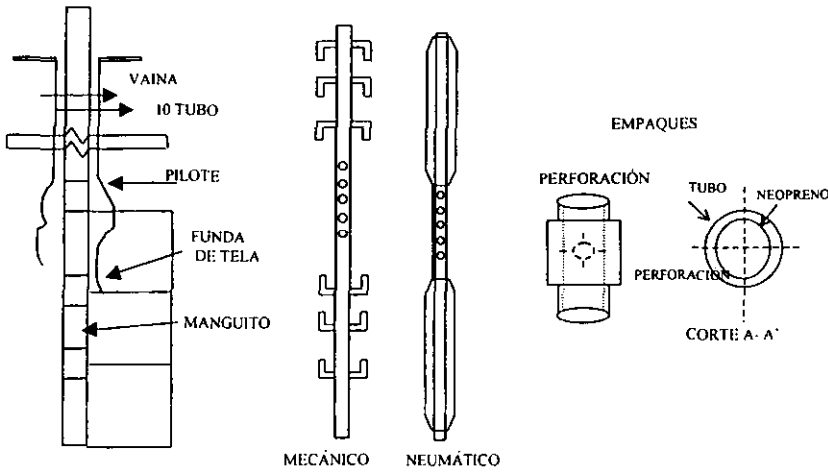


FIG 9 MICROPILOTE CONVENCIONAL

La experiencia que se tiene en México con este procedimiento es poco frecuente y se considera limitado su campo de aplicación, tanto por la efectividad para una rápida renovación, como por su uso que se le ha dado en Europa, ya que en ese continente, el estrato de arcilla blanda es del orden de 20 cm, mientras que en la Ciudad de México se tiene una capa de hasta 40 m.

4) Sub-excavación Controlada.

Este proceso es únicamente para renivelar estructuras y no para recimentarlas, ya que se trabaja de forma independiente a la cimentación.

El procedimiento que a continuación se describe fue hecho en la Catedral Metropolitana por la empresa TGC Geotécnia y que consistió en hacer 25 lumbreras a una profundidad variable de 16 a 25 m y con un diámetro de 5 a 6 m cada una, (Fig. 10). En la parte baja de la lumbrera y en todo su perímetro se dejaron unas aberturas con unos tubos llamadas boquillas, las cuales tienen la longitud del ancho de la pared de la lumbrera. La función de las boquillas es que por medio de ellas se introducen unos tubos a cierta extensión de radio los cuales son huecos y al sacarlos salen llenos de material de suelo. Este proceso se repite cuantas veces sea necesario y en las boquillas que se requiera para hacer que los huecos que quedan después de introducir los tubos hagan que por gravedad el suelo ocupe el espacio dejado por el material extraído. Cabe mencionar que para lograr que la catedral se recuperara 94 cm respecto a la vertical, se necesitó de 25 lumbreras y un trabajo de 3 años día y noche bajo supervisión de especialistas en Mecánica de Suelos para determinar en que áreas de cada lumbrera y por cuanto tiempo se necesitaba sacar suelo, para así poder hacer descender la estructura de la gran Catedral.



FIG 10 MAQUETA DEL FONDO DE LA LUMBRERA DE LA
SUBEXCAVACIÓN CONTROLADA

-ESPECIFICACIONES Y CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS PILOTES DE CONTROL.

Especificaciones del pilote de control.

En principio, el pilote de control trabaja por punta y se diferencia de un pilote fijo, también de punta, por los aditamentos que en el extremo superior tiene el pilote de control, precisamente para “controlar” los desplazamientos que puedan existir o generarse entre superestructura y cimentación. Permite que el edificio descienda verticalmente junto con el hundimiento regional de la Ciudad de México, no dañando su estructura ni las estructuras vecinas.

El mecanismo de control mediante el cual un pilote de control soporta y a su vez transmite las cargas en él inducidas hasta un estrato de suelo resistente es llamado también **DISPOSITIVO DE CONTROL** (“tradicional”). Los componentes que forman este dispositivo (Fig. 11) se presentan a continuación, pero teniendo en cuenta que las dimensiones de éstos (principalmente el diámetro del pilote y el brocal), varían de acuerdo a las necesidades del diseño que cada proyecto requiera.

❖ **Anclas tipo araña:** Son los elementos de anclaje que unen al dispositivo de control con la cimentación del edificio. Se coloca un par de ellas por cada “DADO DE CONCRETO” son elementos metálicos, fabricados a base de placa de acero de ½” y varilla de diámetro de 5/8”.

Estas anclas son coladas dentro de unos elementos estructurales de concreto reforzado llamados “DADOS DE CONCRETO” y que se construyen a un lado del dado de cada columna formados generalmente de una o dos contratraves que se unirán a la cimentación del inmueble, de esta manera las anclas transmitirán el peso del edificio al dispositivo de control.

❖ **Cabezal:** Es un puente metálico que se ubica en la cabeza del pilote. Está fabricado a base de dos piezas de canal de acero colocadas espalda con espalda con una separación ligeramente mayor que el diámetro de los TORNILLOS que la atraviesan, además de unos separadores llamados atezadores.

Los elementos de liga entre cimentación y pilote lo forman, en la cimentación las anclas tipo araña, y en el pilote el CABEZAL. Dichos elementos están unidos por los tornillos y tuercas, es decir, éstos sujetan en sus extremos por un lado el ancla tipo araña que sustenta la cimentación del edificio y por otro lado al cabezal que es soportado en la cabeza del pilote.

❖ Tornillos: Se presentan por par al igual que las anclas tipo araña y todos los demás elementos que se enuncian a continuación. Están formados por un espárrago de acero colled rolled con cuerda en toda su longitud. En su extremo superior está provisto de una TUERCA CUADRADA roscada para recibir la tuerca del tornillo con su respectiva ROLDANA, también cuadrada, fabricadas con placa de acero. En el extremo inferior donde se sujetará al ancla tipo araña llevará una tuerca denominada MEDIA CAÑA, que por su forma particular coincide con la forma de la cabeza del ancla tipo araña.

❖ Celdas de deformación: Son cubos de madera de caobilla que reciben el nombre de “celdas de deformación”. Sus dimensiones son de 5 x 5 x 5 cm. Éstas son el principal elemento por el que se denomina pilote de control, precisamente porque se pueden controlar las cargas transmitidas a los pilotes. Las “celdas de deformación” presentan la característica de que cuando se empiezan a deformar y al llegar a un límite plástico de entre 1 a 3 mm continuaran deformándose hasta más de 2.5 cm, prácticamente sin aumentar la carga aplicada, además de transmitir una carga aproximada entre 2.5 y 3 ton. por pieza conforme se van deformando, mientras no han llegado a una deformación mayor de la mitad de su altura. Al llegar a esta deformación se cambian los cubos dando paso a lo que llama mantenimiento del pilote (capítulo V).

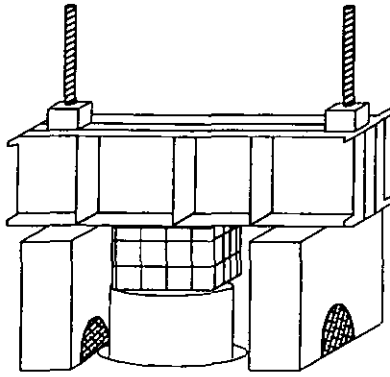
Con esta propiedad el pilote de control al llevar celdas de deformación no le permite subir la carga más de lo que pueden transmitir dichas “celdas de deformación”. De la misma manera la carga que soportará el pilote puede fijarse tal como se desee, basta colocar un número de cubos por capa que en conjunto equivaldrán a la carga que en ese momento está tomando el pilote.

Las “celdas de deformación” por lo antes dicho, funcionan como “fusibles de seguridad” que nos indicarán el buen funcionamiento de los pilotes de control, y para lograr que intervenga el factor tiempo en este fenómeno, la colocación sistemática de las celdas se llevará a cabo por medio de suspensiones sucesivas de placas de lámina y cubos de madera, hasta completar tres de estas últimas, que como ya se mencionó se colocarán entre cabeza de pilote y cabezal. Las placas de lámina son de lámina galvanizada calibre N. 18.

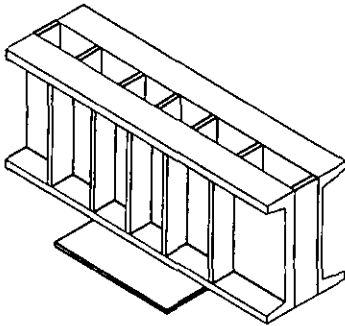
❖ Estabilizadores: Estos son un par de piezas de concreto armado, que se colocan sobre la cabeza de las anclas, son atravesados por los tornillos y sustentan los dos extremos del cabezal al que proporcionan estabilidad y lo mantienen horizontal, ayudando con esto a que la cabeza del pilote permanezca fija y no se recargue en las paredes del dado al cual atraviesa.

❖ Brocal: Este tiene forma cónica y es de lámina de calibre N. 24 que funciona como cimbra dentro del “dado de concreto” para dar el espacio necesario para la perforación y el posterior hincado del pilote.

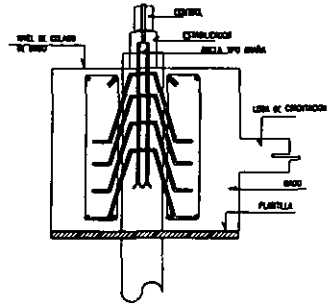
❖ Elementos adicionales: Estos elementos son: la estopa, que sirve para sellar la separación entre el perímetro del pilote y el dado de concreto, con la finalidad de no dejar pasar el agua freática; la grasa vegetal que sirve para mantener en buenas condiciones y libre de corrosión a los tornillos, tuercas.



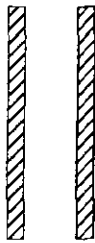
DISPOSITIVO DE CONTROL GENERAL



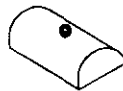
CABEZAL



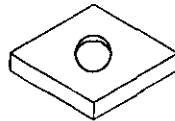
ANCLA TIPO ARÁÑA



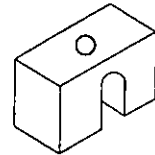
TORNILLOS



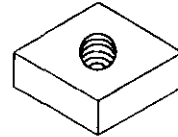
TUERCA MEDIA CAÑA



ROLDANA



ESTABILIZADOR



TUERCA ROLDANA

DISPOSITIVO DE CONTROL

Fig. 11

Características generales del pilote de control.

Los pilotes de control tendrán como finalidad primaria:

- A) Evitar que los edificios apoyados sobre pilotes de punta vayan sobresaliendo con respecto a las banquetas y calles.
- B) Evitar que los pilotes al quedar fijos con respecto al terreno que va descendiendo, se sobrecarguen con el terreno que cuelga de ellos, provocando la fricción negativa, en forma muy desigual, ya que el volumen de tierra que cuelga de los pilotes centrales es inferior al volumen que cuelga de los pilotes de orilla, y aún mayor diferencia en el volumen que se cuelga en los pilotes de esquinas, pues allí el volumen aumenta notablemente; el pilote de control evita la carga inútil y negativa de la arcilla, al colgarse del pilote, porque el edificio al descender horizontalmente desplaza de los pilotes las capas adheridas a ellos, aprovechando esa fuerza de fricción en el soporte del edificio, transformando, lo que era fricción negativa en los pilotes fijos en positiva y útil para soportar al edificio en los pilotes de control.
- C) Evitar que se cuelgue el terreno de los pilotes, para que no se forme una loma que inclinará a los edificios vecinos, especialmente si son ligeros; además de que los pilotes de punta se encuentran debajo de los edificios, es imposible conocer si la sobrecarga que está teniendo por la fricción negativa, es ya peligrosa; circunstancia que daña a los propios pilotes.
- D) Evitar que debido a las razones anteriores, los edificios con pilotes de punta fácilmente puedan inclinarse; ya que cuando se presenta la inclinación de un edificio, si éste tiene pilotes de control, siempre puede moverse el centro de gravedad de soporte de los pilotes, aumentando o disminuyendo la carga que soportan en su cabeza.

Para evitar todo lo anterior, se proyectó que los pilotes no queden nunca debajo de las traves, ni debajo de las columnas, sino a un lado, y que “atraviesen” la cimentación; sólo que si antes podían tomar la carga como verdaderos puntales que soportan al edificio, ahora necesariamente tiene que ponerse sobre la cabeza del pilote el dispositivo de control, como se mencionó anteriormente. Esta solución elimina la necesidad de efectuar futuras recimentaciones.

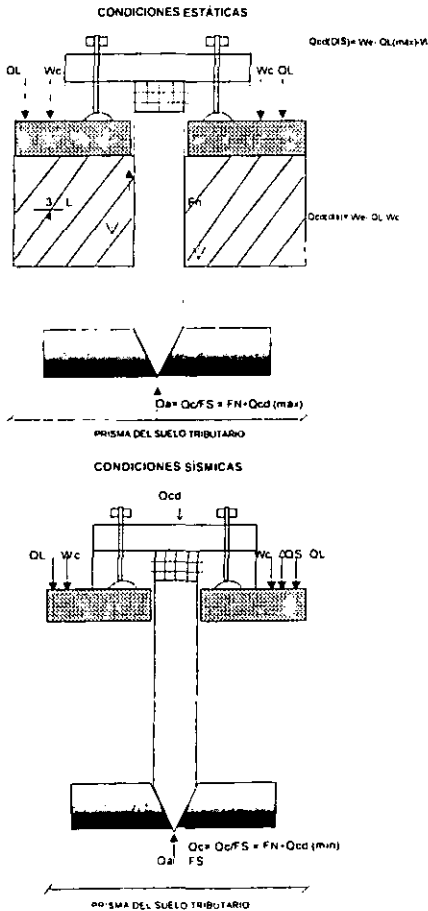
De acuerdo a las características del pilote de control antes mencionadas, se puede decir ahora, que las ventajas que tienen éstos son:

1. Con el pilote de control fácilmente se transfiere la carga que se encuentra sobre la cabeza del pilote, al terreno que rodea, pues basta con irlo descargando; recíprocamente, se puede transferir la carga del terreno al pilote al asignarle a éste último mayor carga.

2. Teniendo en cuenta que los pilotes son fijos, el edificio puede bajar o subir con respecto a ellos y se hace posible poder descender un edificio al quitar la carga que soportan los pilotes, o subirlos si se coloca un gato entre el puente y el pilote.
3. En el pilote de control se elimina la fricción negativa, pues la cimentación baja con respecto a los pilotes, desplazando de ellos la arcilla horizontalmente y aprovechando esta fricción en soportar al edificio sin colgarse innecesariamente, ya que una capa descansará siempre en la inferior; a diferencia de los pilotes de punta, ya que la fricción negativa reduce su capacidad de carga de un 30 a un 50 %.
4. Debido a la colocación de los pilotes por fuera del eje de trabes y columnas, éstos se colocan siempre con posterioridad a la construcción de la cimentación y del primer nivel del edificio y se concluyen los trabajos de hincado durante el proceso de construcción de los demás niveles. Para construcciones nuevas y el procedimiento se llama "Construya primero, hinque después". Todos los pilotes se entregan probados "en carrera" a la carga de prueba, lo que garantiza que el pilote ha llegado a la capa dura y que ya no va a penetrar más de la profundidad con la que fue hincado, además del buen comportamiento futuro de la cimentación.
5. A partir de la observación en la deformación de los cubos de madera, se deduce la efectividad funcional del pilote de control.
6. El pilote de control resulta ser más económico que los pilotes de punta y de fricción.

- CARACTERÍSTICAS TÉCNICAS DE LOS PILOTES DE CONTROL.

El pilote de control debe de estar diseñado para dos tipos de condiciones de carga, tanto la estática como dinámica (sísmica), donde en ambas condiciones los componentes principales del sistema son: el cajón de cimentación, la celda deformable, el pilote, el suelo que lo rodea, la capa dura en que se apoya la punta del pilote, el hundimiento regional de la ciudad y el mismo.



SIMBOLOGÍA

- We= peso estático del edificio
- OL= carga transmitida al suelo a través de la losa de cimentación por proyecto
- Fn= fricción negativa
- We= peso compensado
- Qcd(min)= mínima capacidad en la cabeza del pilote
- Qcd(dis)= capacidad de carga por el diseño en la cabeza del pilote
- Qcd(máx)= máxima capacidad en la cabeza del pilote
- Qc= capacidad de carga última del pilote
- QL(máx)= máxima capacidad de carga del suelo, en contacto con la losa
- Qa= Capacidad de carga admisible del pilote
- FS= factor de seguridad
- Δ QS= incremento de cargas sísmicas

FIG. 12 FUERZAS ACTUANTES EN UN PILETE.

1. Condiciones estáticas

En la Fig. 12 se establece un corte vertical a lo largo del pilote de control, en el cual se muestran los elementos que componen el sistema, así como las fuerzas que actúan en cada uno de ellos.

1.1 Capacidad de carga

En condiciones estáticas, la mínima capacidad de fluencia en las celdas de deformación, Q_{cd} (mín.), estará determinada por el peso estático del edificio, W_e , menos la carga transmitida al suelo a través de la losa de cimentación, Q_L , menos la fricción negativa, F_n , menos la carga de compensación (peso total del suelo excavado hasta el nivel de la losa de cimentación), W_c .

$$Q_{cd}(\text{mín}) = W_e - Q_L - F_n - W_c \quad (1)$$

Lo anterior considerando la circunstancia en que se optimiza el aprovechamiento de las cuatro formas de apoyo que suman sus benéficos efectos a través de pilotes que atraviesan la losa de cimentación instalados con dispositivo de control. Esta condición impedirá la consolidación excesiva del suelo por sobrecarga.

W_e = Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186. Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, vigente).

Q_L = Contribución por la carga transmitida al suelo a través de la losa.

F_n = Fricción negativa.

W_c = Peso compensado.

Bajo cargas en condiciones de operación ideal, la capacidad de carga admisible del pilote quedará expresado como

$$Q_a = F_n + Q_{cd}(\text{máx}) \quad (a)$$

Si la participación por fricción del pilote y la capacidad de diseño por fluencia de las celdas de deformación dependen del dimensionamiento de los pilotes y de las propiedades mecánicas de los estratos atravesados y del que sirve de apoyo, estos últimos factores determinarán la capacidad de la celda de deformación máxima.

Se puede expresar $Q_{cd}(\text{máx})$ en términos de la fricción a través de la siguiente relación:

$$Q_{cd}(\text{máx}) = r F_n \quad (b)$$

Sustituyendo (b) en (a): $Q_a = F_n + r F_n$ ó $Q_a = F_n (1 + r)$ (c)

Asignado valores diversos a r se obtienen los correspondientes a Q_a que muestra la siguiente tabla.

r	Q_a	D	B
0.0	F_n	0.20	0.20
0.1	$1.1F_n$	0.22	0.22
0.2	$1.2F_n$	0.24	0.24
0.25	$1.25F_n$	0.25	0.25
0.3	$1.3F_n$	0.26	0.26
0.35	$1.35F_n$	0.27	0.27
0.4	$1.4F_n$	0.28	0.28
0.5	$1.5F_n$	0.30	0.30
0.7	$1.7F_n$	0.34	0.34
0.9	$1.9F_n$	0.38	0.38
1.0	$2.0F_n$	0.40	0.40
1.2	$2.2F_n$	0.45	0.45
1.35	$2.35F_n$	0.48	0.48
1.5	$2.5F_n$	0.50	0.50
1.75	$2.75F_n$	0.55	0.55
2.0	$3.0F_n$	0.60	0.60

Tabla N.1

Nota: Se consideraron valores representativos de la adherencia del suelo, longitud del pilote y resistencia de la capa dura en la Ciudad de México.

□ En un pilote circular, $Q_a = \pi/4 D^2 q_a$

donde:

D = diámetro del pilote

q_a = capacidad de carga admisible del estrato de apoyo obtenida a partir de la penetración estándar, con cono eléctrico o pruebas del laboratorio sobre muestras extraídas del lugar.

Factor de seguridad considerado $2.5 < FS < 3$. En caso del cono, se recomienda $FS = 1.7$.

$F_n = f_a \pi D \frac{1}{4} L$

donde: f_a = adherencia media entre el pilote y el suelo. Véase siguiente tabla en la que se asignan valores al suelo en función de los valores de la cohesión obtenidos a través de pruebas rápidas.

Material del pilote	Consistencia de la arcilla	Cohesión, C ton/m ²	Adherencia, f_a ton/m ²
Concreto y madera	Blanda	0-4	0-3.5
	Firme	4-8	3.5-4.5
	Dura	8-15	4.5-7.0
Acero	Blanda	0-4	0-3.0
	Firme	4.8	3.0-4.0
	Dura	8.15	/

Valores de adherencia propuestos por Tomlinson.

□ En un pilote cuadrado, $Q_a = B^2 q_a$

B = lado del pilote

$F_n = f_a 4B^{3/4} L$

Sustituyendo estas nuevas expresiones en la ecuación anterior:

$$\begin{aligned} \pi/4 D^2 q_a &= (1 + r) f_a \pi D^{3/4} L && \text{(circular)} \\ B^2 q_a &= (1 + r) f_a 4B^{3/4} L && \text{(cuadrado)} \end{aligned}$$

Se propone simplificar el desarrollo anterior, expresando simplemente:

$$Q_{cd}(\text{máx}) = Q_a - F_n \tag{2}$$

Tomando como ejemplo valores representativos:

$L = 27 \text{ m}$

$f_a = 2.5 \text{ ton/m}^2$

$q_a = 1000 \text{ ton/m}^2$

De donde se determinaron los valores de "D" y de "B", para diferentes valores de "r"

$$D = \frac{[(1 + r) f_a \pi^{3/4}]}{\pi/4 \cdot q_a} = \frac{3(1 + r) f_a L}{q_a} \tag{circular}$$

$$B = \frac{[(1 + r) f_a 4 (3/4) L]}{q_a} = \frac{3(1 + r) f_a L}{q_a} \tag{cuadrado}$$

Los valores encontrados se anotan en la tabla N.1. Se aprecia que para los pilotes cuyo diámetro o lado es de $0.40 \text{ m} < B < 0.60 \text{ m}$, la capacidad de celda de deformación varía de:

$$F_n < Q_{cd}(\text{máx}) < 2 F_n$$

Lo anterior corresponde a los diámetros más usuales aplicados para los pilotes de control.

1.2 Criterio de separación mínima

La separación mínima entre pilotes se determinará aplicando el criterio del Ing. González Flores.

La sobrecarga por fricción negativa no puede exceder el peso de la arcilla tributaria, en un pilote de orilla suele ser mayor, y este efecto puede aún acentuarse en un pilote de esquina, que tendrá como límite el valor que la adherencia pueda desarrollar a lo largo de todo el fuste del pilote.

Según este criterio, la fricción negativa transformada en positiva, útil para el aprovechamiento de la carga del edificio, se aprovechará al máximo si el peso del volumen tributario iguala la capacidad de adherencia del suelo con el pilote.

$$[S^2 - \pi D^2/4] = \text{Área volumen tributario}$$

γmL = Peso del material a lo largo de todo el fuste del pilote.

$L \text{ fa } \pi D$ = Adherencia máxima que puede desarrollar el suelo con el pilote.

Criterio de separación mínima:

$$(S^2 - \pi D^2/4) \gamma mL = \text{fa } \frac{1}{4} L \pi D$$

$$S = \sqrt{\pi D/4 [3\text{fa}/\gamma m + D]} \quad (\text{circular}) \quad (3)$$

$$(S^2 - B^2) \gamma mL = \text{fa } \frac{1}{4} L 4B$$

$$S = \sqrt{B[3\text{fa}/\gamma m + B]} \quad (\text{cuadrada}) \quad (4)$$

2. Condiciones sísmicas.

Cuando sobreviene el sismo, se generan desplazamientos del suelo con respecto al pilote y con ello la eliminación de la fricción negativa; por ello, las nuevas condiciones serán las siguientes:

ΔQS = Incremento por cargas sísmicas; éste proviene de considerar las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales. (RCDF).

Bajo estas condiciones, la mínima capacidad transmisible al pilote a través de las celdas de deformación, también estará determinada por:

$$Q_{cd}(\min) = W_e + \Delta QS - Q_L(\text{máx}) - W_c + 0.75 F_n \quad (5)$$

La capacidad de fluencia plástica de las celdas de deformación tampoco debe ser mayor a la suma de cargas bajo condiciones estáticas; como ésta es la condición que prevalece durante la operación de los sismos, si la capacidad de fluencia plástica fuera mayor se convertiría en un pilote de punta.

$$Q_{cd}(\text{dis}) = W_t - 0.75 F_n - W_c \quad (6)$$

Es necesario dejar previsto que la capacidad de carga admisible de los pilotes sea además suficiente para soportar el peso total de la estructura más el incremento de las cargas sísmicas.

$$\sum Q_a > \sum W_e + \sum \Delta QS \quad (7)$$

Lo anterior en virtud de asignaciones diversas de carga a través de las celdas de deformación que tengan que realizarse durante la vida útil del edificio y durante los periodos que pudieran no recibir mantenimiento los dispositivos de control.

- ***EQUIPO USADO PARA LA COLOCACIÓN DE LOS PILOTES DE CONTROL***

El equipo usado para la colocación de los pilotes de control, varía de acuerdo a la empresa que los va a colocar. En este caso se da a conocer el equipo que es usado en la compañía Pilotes de Control S.A. y que es muy similar al de CIMEC y T.G.C. Geotecnia.

❖ *Máquina perforadora.*

La máquina perforadora es colocada, centrada y nivelada en el sitio que corresponderá al pilote. La máquina esta constituida por un motor eléctrico de 15 H.P; que transmite la rotación a una caja de velocidades que regula a éstas. Pasa posteriormente a un calabazo que cambia la dirección a un sistema de engranes ubicado en la plataforma que contiene a la máquina en sí. Este sistema de engranes proporciona la rotación a un tambor que sube y baja donde se sujeta la tubería llamada de perforación de diámetro de 3", que acoplada a las brocas tricónicas y de gavilanes va realizando el corte y por ende la perforación a medida que va bajando por peso propio, aumenta la profundidad de perforación.

El sistema de bombeo compuesto por la bomba y tuberías de succión y descarga será indispensable, pues la inyección de agua que se hará desde el extremo superior de la tubería, bajará por ésta y saldrá por los orificios con que está provista la broca tricónica ubicada en el extremo inferior de la tubería. El agua inyectada a presión ayudará a realizar el corte de perforación además de proporcionar el lavado de la cavidad haciendo que el material ya licuado ó triturado suba a la superficie en forma de lodo, el cual se almacenará en la celda de cimentación para posteriormente ser extraído. La (Fig. 13) muestra la máquina perforadora de manera general.



FIG. 13 MÁQUINA PERFORADORA

❖ Máquina hincadora.

La máquina hincadora es una unidad hidráulica, que sirve para colocar los tramos que conformarán el pilote una vez realizada la perforación. Esta constituida principalmente por un motor eléctrico de 20 H.P, un manómetro para leer la presión que se le está dando al gato hidráulico que por lo general son para un máximo de 100 ton. y que ambos se encuentran conectados por medio de una manguera "aeroquip" de $\frac{3}{4}$ " con una válvula direccional y una tubería que conecta a su vez con el almacén en donde se encuentra el líquido soluble que se inyecta al gato hidráulico para que el émbolo suba y el tramo del pilote pueda ser penetrado en el terreno. a su vez cuando el émbolo baje el líquido se regresa por la manguera hasta que se vuelve a accionar la máquina para dar nuevamente presión al gato hidráulico y así el émbolo pueda subir para que otro tramo de pilote pueda ser hincado.

Para que los tramos de los pilotes puedan ser hincados se necesita de unos elementos adicionales como son un par de tornillos, tuercas cuadradas soldadas a unas roldanas y tuercas media caña, y un cabezal llamado "cabezal para hincado". Todos estos elementos son muy similares y colocados de igual manera que los usados en el dispositivo de control, salvo que los tornillos son más largos, aproximadamente 2.50 m de longitud, con la finalidad de que exista el suficiente espacio para que entre el "dado de cimentación" y las tuercas cuadradas se encuentre: 1) el tramo de pilote que va a ser hincado, 2) el gato hidráulico cuando el embolo se encuentre arriba y 3) el "cabezal para hincado". La (Fig. 14), muestra la máquina hincadora de una manera general.

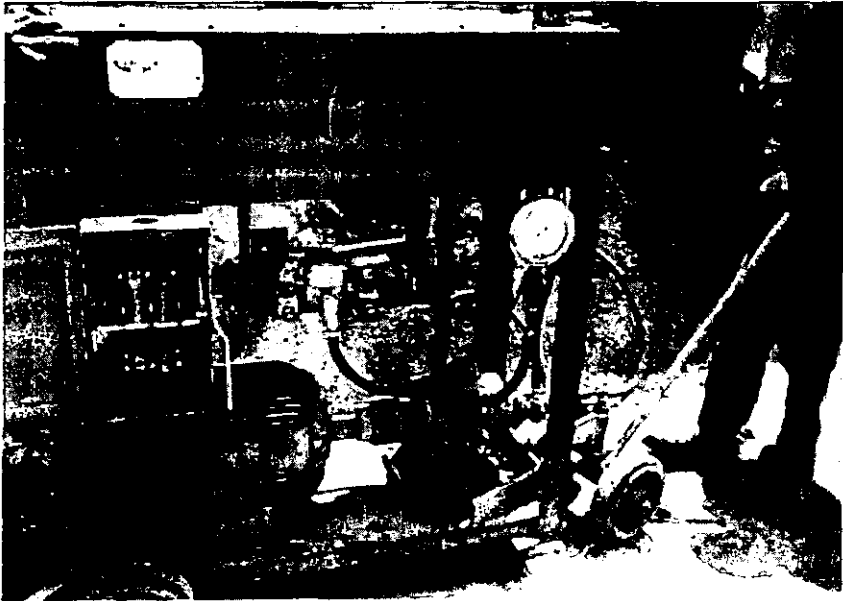


FIG 14 MAQUINA HINCADORA

**PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA
CIMENTACIÓN DEL EDIFICIO EN ESTUDIO**

- ANTECEDENTES.

a) Datos generales del predio en estudio.

Número de licencia de construcción: 01/011/2000/04
Ubicación: Av. Taxqueña N. 1591, Colonia Educación.
Delegación: Coyoacán.
Superficie de terreno: 261.00 m²
Superficie total construida: 622.64 m²
Superficie ocupada en planta baja: 150.03 m²
Altura máxima de la construcción: 15.50 m
Número de cajones de construcción: 10.00 piezas.

b) Proyecto.

Construcción de cimentación y superestructura de cuatro niveles (planta baja, primero, segundo y tercer nivel).

c) Uso de suelo: Tipo comercial.

La estructura del edificio se construyó con marcos de concreto reforzado formado por columnas, trabes y losas, además de muros de tabique de 15 x 20 x 40 cm.

Las principales preocupaciones que se tuvieron para elegir la cimentación del edificio radicaron en que la cimentación propuesta fuera de una capacidad de carga suficiente para no causar posteriores daños a la estructura del edificio ni a las estructuras vecinas, originadas en parte por el hundimiento regional y que éste tampoco afectara el nivel inicial del edificio, que es a nivel banquetea, esto es, que el edificio descienda de igual manera que el suelo donde se encuentra cimentado.

Para conocer el tipo de suelo y sus propiedades principales que indiquen cual es el tipo de cimentación más adecuado, se hizo un estudio de mecánica de suelos que a continuación se describe.

❖ Estudio de mecánica de suelos.

De acuerdo a lo visto en el capítulo I, en donde se zonifica la Ciudad de México en tres zonas como ya se mencionó y tomando en cuenta la ubicación del predio en estudio, se tiene que éste se encuentra dentro de la zona de lago (zona III), según la zonificación descrita en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. (Fig. 1).

Para conocer el tipo de suelo y sus propiedades índice y mecánicas que nos ayudaron a determinar el tipo de cimentación más adecuado en donde se alojó el nuevo edificio, se llevaron a cabo trabajos de campo y trabajos de laboratorio que a continuación se describen:

1. TRABAJOS DE CAMPO

De acuerdo a los criterios y reglamentaciones vigentes en la República Mexicana y conforme a la experiencia previa de trabajos en la misma zona geológica, se realizaron los siguientes trabajos de campo:

1.1 Sondeo exploratorio Mixto (SM-01)

1.2 Sondeos a ciclo abierto (PCA)

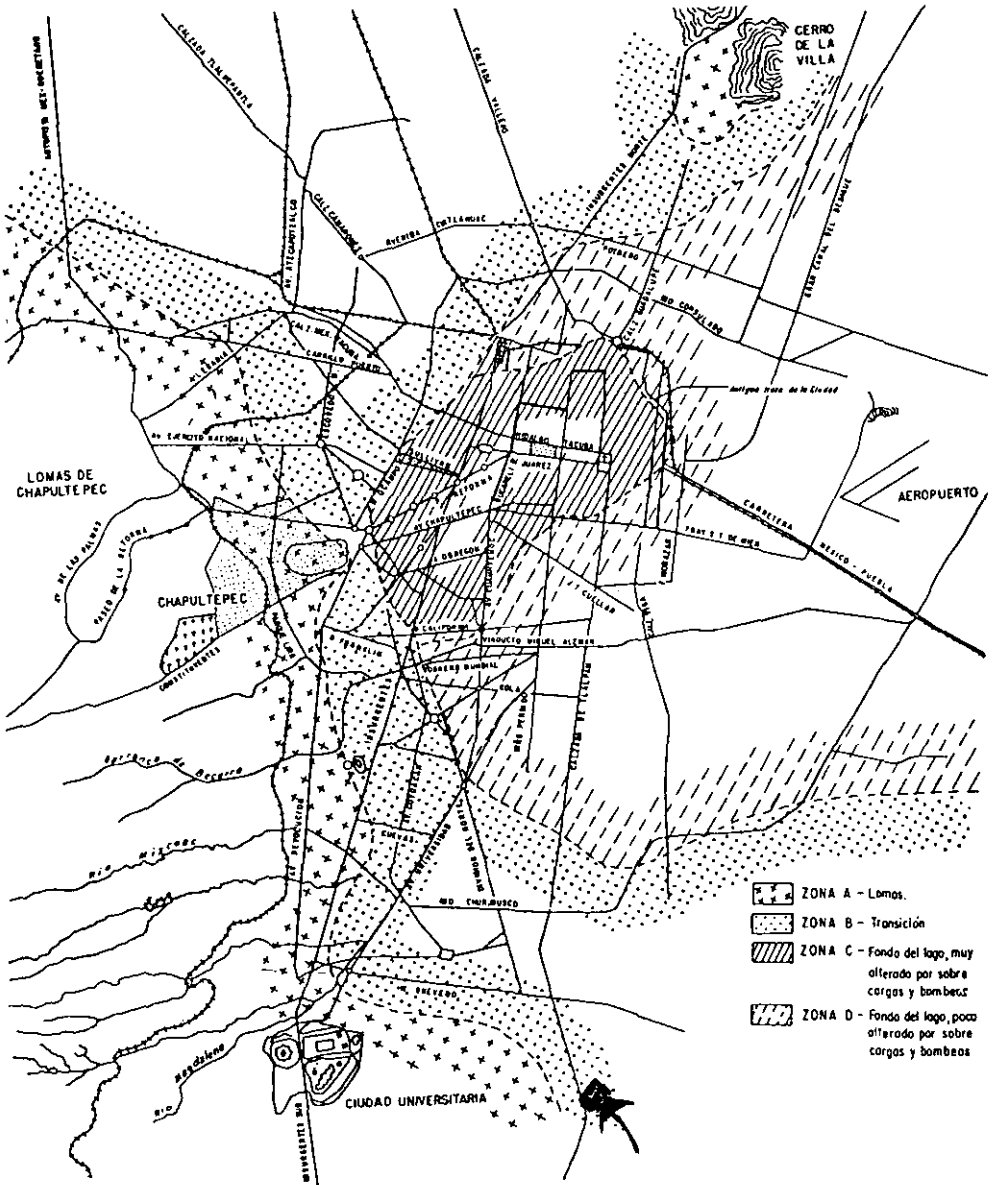
A continuación se describe cada uno por separado:

1.1 Sondeo exploratorio Mixto (SM-01):

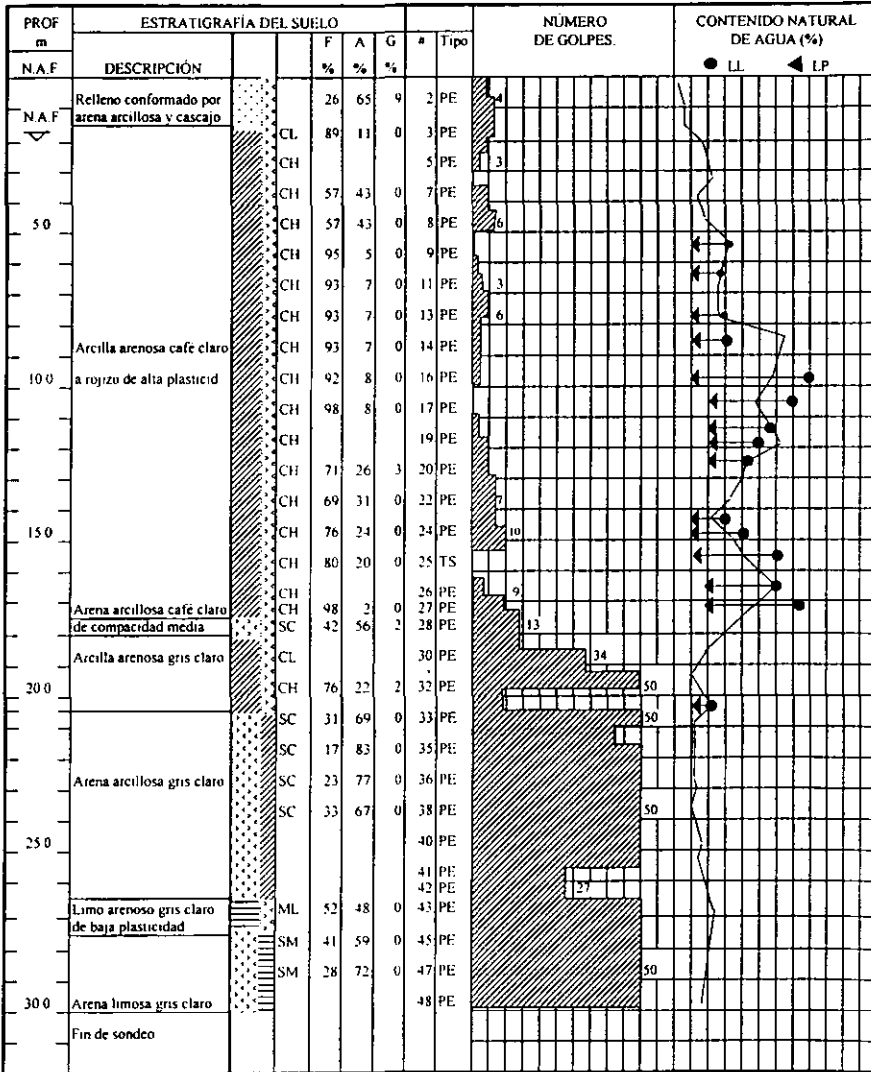
Este sondeo, consiste en la combinación del muestreo mediante la prueba de penetración estándar y el muestreo inalterado mediante el tubo de pared delgada tipo Shelby, el cual se llevó a una profundidad de 30.00 m. (Fig. 2)

La prueba de penetración estándar se realizó mediante lo especificado en la norma ASTM-1586 (American Estandar for Testing and Materials), que indica el uso de un martinete de 64 kg, que cayendo desde una altura de 75 cm, golpea una tubería en cuyo extremo se encuentra el penetrómetro estándar (tubo partido de 5.08 cm de diámetro exterior, 3.64 cm de diámetro interior y 60 cm de longitud). El número de golpes necesarios para hincar los 30 cm intermedios del penetrómetro en el suelo, es indicativo de la resistencia de éste.

Además el método lleva implícito un muestreo que proporciona muestras alteradas representativas para identificar los suelos del sitio.



LOCALIZACIÓN DEL PREDIO DE ACUERDO A LA ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Fig. 1



- RELLENO
- ARCILLA
- LIMO
- ARENA
- GRAVA

- TS TUBO SHELBY
- PE PENETRACIÓN ESTANDAR

- LL (Limite líquido)
- ◀ LP (Limite Plástico)

PERFIL ESTRATIGRÁFICO
Fig 2

Por otra parte, el tubo Shelby está constituido por un tubo de acero o latón de 1.0 m de longitud, con el extremo inferior afilado y unido en la parte superior con la cabeza muestreadora, a su vez montada al final de la columna de barras de perforación, con las que se hinca al muestreador desde la superficie.

El procedimiento de hincado de este muestreador, consiste en hacer penetrar la herramienta en el suelo, ejerciendo presión con velocidad constante entre 15 y 30 cm/seg una longitud de 75 cm; esto es, queda sin muestra una longitud mínima de 15 cm donde se alojan los azolves que pudieran haber quedado dentro del tubo.

Los procedimientos antes descritos se realizaron con la ayuda de un máquina rotatoria, una bomba para lodos además de la tubería necesaria para alcanzar la profundidad requerida.

1.2 Sondeo a cielo abierto (PCA):

Se llevó a cabo la realización de un sondeo a cielo abierto denominado PCA-01, llevado hasta la profundidad de 2.10 m. De dicho sondeo se obtuvieron muestras representativas alteradas e inalteradas, así mismo se determinó la geometría de la cimentación de las estructuras vecinas existentes.

Las muestras obtenidas por el trabajo en campo, una vez identificadas y protegidas debidamente contra la pérdida de humedad, fueron enviadas al laboratorio de mecánica de suelos para realizar los respectivos ensayos.

2. TRABAJOS DE LABORATORIO:

Una vez que las muestras estuvieron en laboratorio, se procedió a determinar las propiedades índice y mecánicas de las muestras representativas mediante las pruebas de rutina en mecánica de suelos.

2.1 Determinación de las propiedades índice.

Las pruebas índice se realizaron a las muestra alteradas e inalteradas y son las que a continuación se mencionan:

a) Contenido natural de agua.- El contenido de agua de una muestra de suelo representativa, es esencial para determinar los límites de consistencia y para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas de un suelo, dicha propiedad se determinó a todas las muestras alteradas e inalteradas.

b) Límites de consistencia.- De acuerdo a la definición de Atterberg con respecto a la plasticidad de un suelo y a los diferentes estados de consistencia de éste, y con la finalidad de clasificar a la porción de suelo en estudio se determinan los siguientes límites:

b.1) Límite Líquido (LL).

b.2) Límite Plástico (LP)

b.3) Índice de Plasticidad (IP)

c) Peso volumétrico natural.- El peso por unidad de volumen o peso volumétrico, es una de las propiedades más importantes del suelo, ya que es indispensable su determinación para los análisis de estabilidad realizados en la mecánica de suelos.

d) Análisis granulométrico vía húmeda (lavados).- La determinación del porcentaje de arenas y finos, consiste en realizar un análisis granulométrico vía húmeda, lo cual se logra obteniendo el peso seco del material que queda retenido en la malla N. 200, después de cribar con ésta la muestra mezclada con agua.

e) Densidad de sólidos o Densidad relativa.- La densidad de sólidos de una muestra de suelo es necesaria para evaluar las relaciones volumétrico-gravimétricas y se define como la relación entre el peso de los sólidos y el peso del volumen de agua que desaloja.

2.2 Determinación de las propiedades mecánicas.

a) Ensayes de compresión triaxial.- Estas pruebas se realizan para conocer la capacidad de carga que tiene el suelo. En este estudio se realizaron pruebas no consolidadas-no drenadas, llamadas rápidas o UU.

b) Ensaye de compresión axial inconfínada.- Dentro de las pruebas que se realizan para determinar los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de un suelo, se tiene una variante de la prueba de compresión triaxial, denominada como prueba de compresión simple o de compresión axial inconfínada, en la que la presión atmosférica rodea al espécimen; de esta prueba se obtiene el valor de la resistencia a la compresión simple del suelo (q_u) y en base a éste se determina el valor de la cohesión del suelo ensayado.

c) Ensaye de consolidación unidimensional.- La realización de la prueba de consolidación unidimensional permite obtener una curva de compresibilidad de esfuerzos efectivos contra relación de vacíos y las curvas de consolidación, deformación-tiempo, para los incrementos de carga que se apliquen. Con la información citada se puede estimar la magnitud de los asentamientos y el tiempo para que ocurran.

En la figura 3 se presenta la gráfica del ensayo de compresión axial inconfínada a una profundidad de 4.8-5.8 m.

En la figura 4 se presenta la gráfica del mismo ensayo de la figura anterior, pero a una profundidad de 15.2-16.20 m.

En la figura 5 se presenta la gráfica del ensayo de compresión triaxial UU a una profundidad de 4.8-5.8 m.

En la figura 6 se presenta la gráfica del mismo ensayo de la figura anterior, pero a una profundidad de 15.2-16.20 m.

En la figura 7 se presenta la gráfica de la prueba de consolidación a una profundidad de suelo de 4.8-5.8 m.

En la figura 8 se presenta la gráfica de la misma prueba que la figura anterior pero a una profundidad de 10.0-11.0 m.

3. ESTRATIGRAFÍA

Para la definición del perfil estratigráfico del sitio, se emplearon los resultados de campo y laboratorio.

En la Fig. 2, se presenta el perfil estratigráfico obtenido del sondeo SM-01, en el cual se muestra gráficamente la variación de la resistencia a la penetración estándar, contenido de agua y límites de consistencia, conforme avanza la profundidad, además se presenta gráficamente el tipo de suelo encontrado y su descripción observándose una estratigrafía conforme de la siguiente manera:

NÚMERO DE GOLPES	COMPACIDAD RELATIVA
0-4	Muy suelta
5-10	Suelta
11-30	Media
31-50	Densa
Más de 50	Muy densa

Compacidad relativa de la arena

NUMERO DE GOLPES	CONSISTENCIA
0-1	Muy blanda
2-4	Blanda
5-8	Media
9-15	Dura
16-30	Muy dura
Más de 30	Durísima

Consistencia de suelos cohesivos

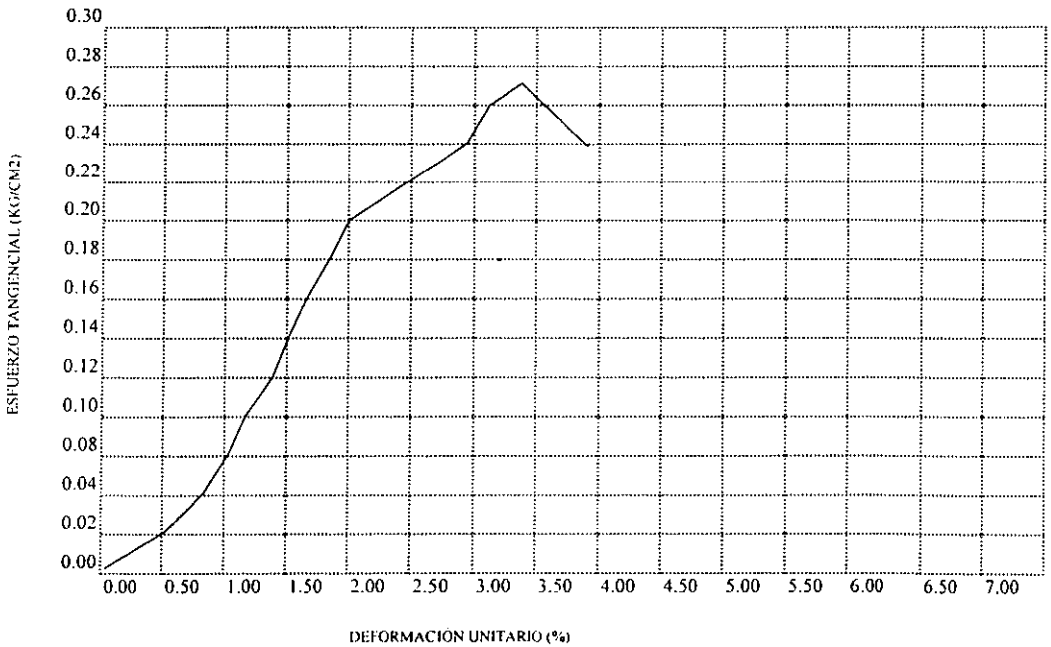
ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

DESCRIPCIÓN:
Arcilla poco arenosa café obscuro.

SONDEO: SM-01
PROFUNDIDAD: 4.8-5.8 m

W %	S _s	e	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
166	2.05	3.286	100	1272	478	0.268

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	92	8	0



ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

Fig. 3

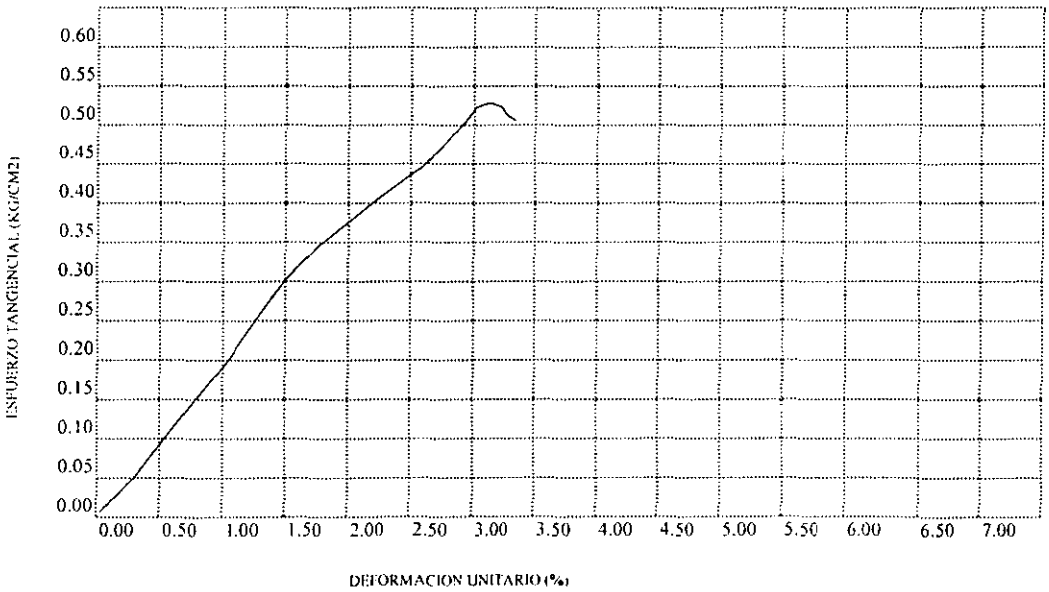
ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

DESCRIPCIÓN:
Arcilla arenosa café rojizo

SONDEO: SM-01
PROFUNDIDAD: 15.2-16.2 m

W %	S _s	c	G _w %	γ _h kg/m ³	γ _s kg/m ³	q _u kg/cm ²
196	2.21	3.873	100	1342	454	0.521

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	80	20	0



ENSAYO DE COMPRESIÓN AXIAL INCONFINADA

Fig. 4

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

DESCRIPCIÓN

Arcilla poco arenosa café obscuro

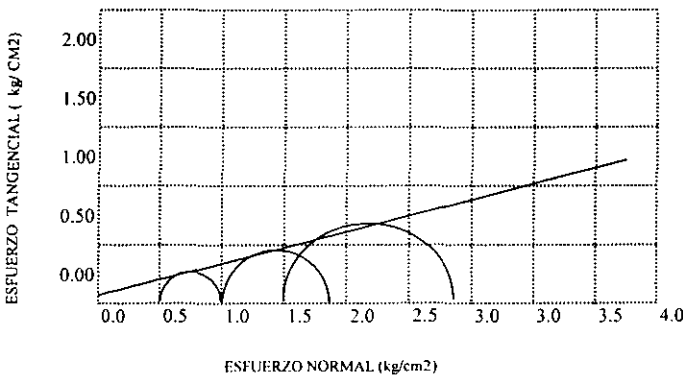
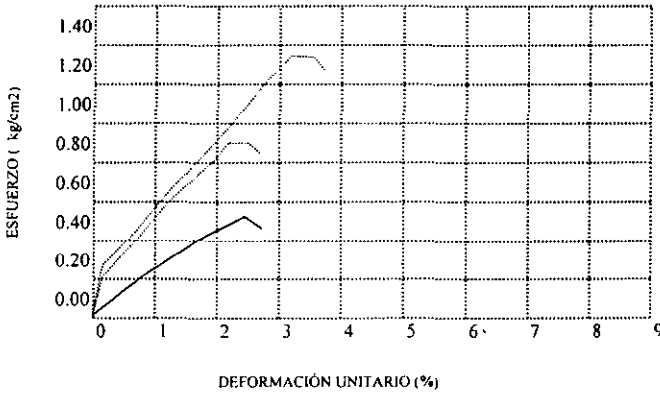
SONDEO SM-01

PROFUNDIDAD: 4.8-5.8 m

σ_l kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	W %	Ss	e	Gw %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³
0.98	0.5	168	2.05	3.419	100	1243	464
1.92	1	180	2.05	3.807	97	1194	426
2.89	1.5	177	2.05	3.465	100	1272	459

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	92	8	0

C	ϕ (grados)
0.05	17



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Fig. 5

ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

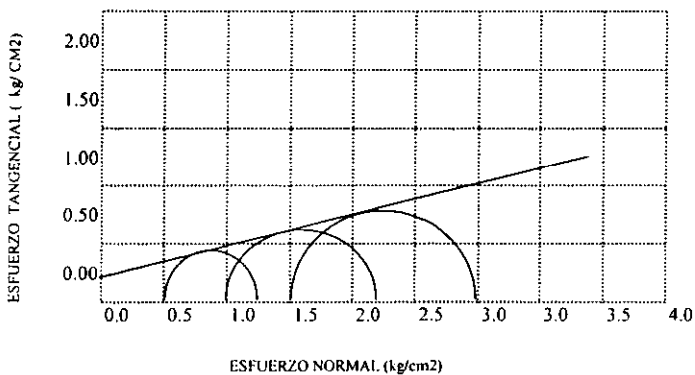
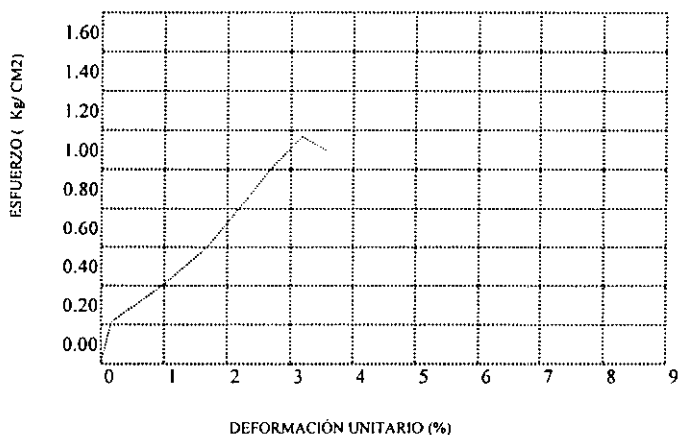
DESCRIPCIÓN
Arcilla arenosa café rojizo

SONDEO SM-01
PROFUNDIDAD: 15.2-16.2 m

σ_1 kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	W %	S _s	e	G _w %	γ_h kg/m ³	γ_s kg/m ³
1.26	0.5	204	2.21	4.493	100	1223	402
2.17	1	192	2.21	4.092	100	1267	434
3.01	1.5	199	2.21	5.292	83	1050	351

CLASIFICACIÓN			
SUCS	%F	%A	%G
CH	80	20	0

C	ϕ
kg/cm ²	(grados)
0.15	17



ENSAYO DE COMPRESIÓN TRIAXIAL UU

Fig. 6

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

SONDEO SM-01

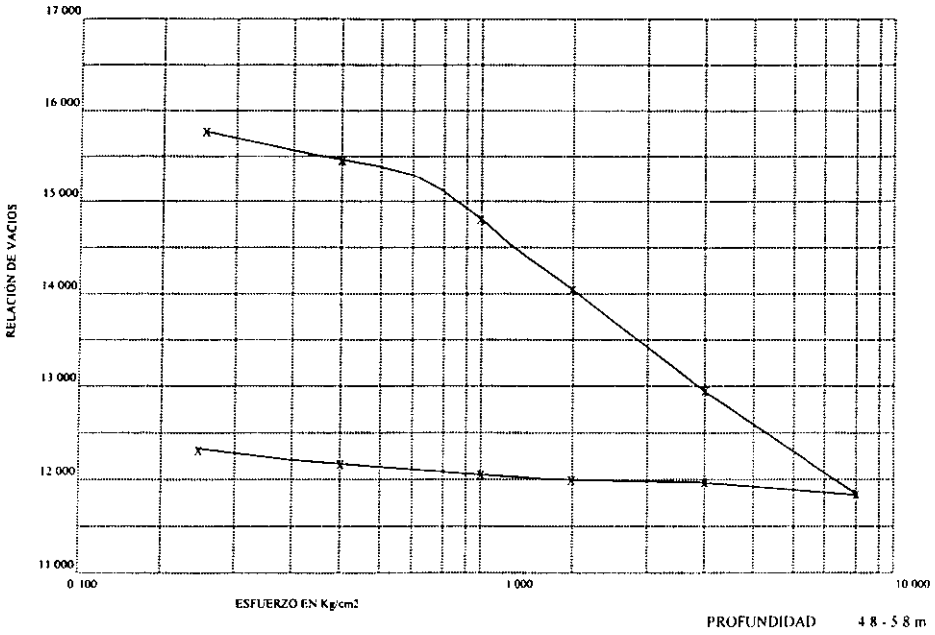


Fig. 7

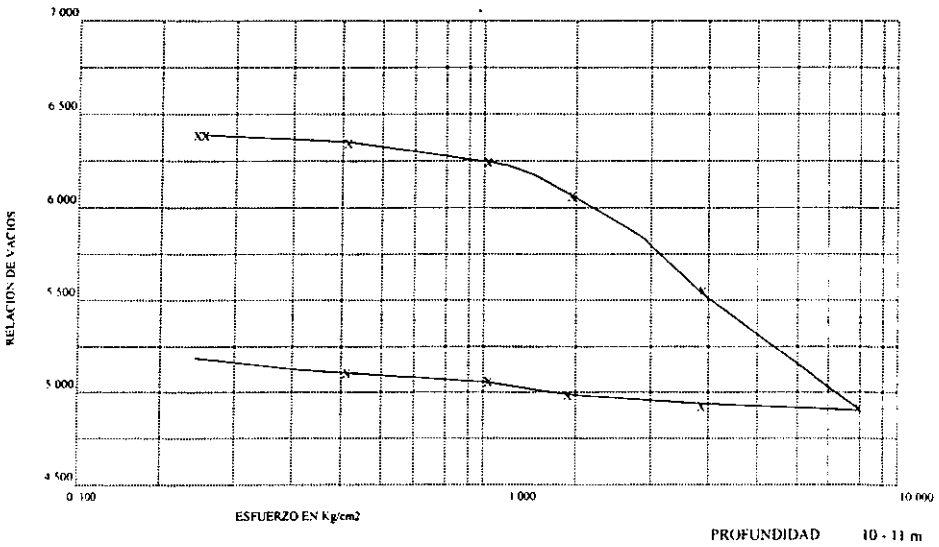


Fig. 8

Sondeo SM-01

De 0.0 m a 1.20 m, se localiza una capa de relleno conformado por arena arcillosa en combinación con cascajo.

De 1.20 m a 17.40 m, se localiza arcilla arenosa de color café claro a rojizo de alta plasticidad (CH) y consistencia variable de muy blanda a media, este material presenta humedad natural variable de 27% hasta 331%, su límite líquido varía de 25% a 383% y su límite plástico de 13% a 95%. Su resistencia a la penetración estándar varía de 1 a 10 golpes.

De 17.4 m a 18.0 m, se detectó arcilla arenosa (SC) de color café claro, de compactidad media, su contenido de humedad es de 114%, el límite líquido de la fracción fina es de 62% y su límite plástico de 31%, su resistencia a la penetración estándar es de 13 golpes.

De 18.0 m a 20.4 m, se localiza una capa de arcilla arenosa gris claro, de alta y baja plasticidad (CH) y (CL) respectivamente, consistencia de dura a durísima, su contenido natural de agua varía de 27% a 84% y sus límites líquido y plástico varían de 36% y de 23% a 33%, respectivamente, su resistencia a la penetración estándar varía de 9 a 50 golpes.

De 20.4 m a 26.4 m, se encontró arena fina arcillosa gris clara (SC), compactidad de densa a muy densa, la humedad natural varía de 26% a 28%, el límite líquido promedio de la fracción fina es de 30% y su límite plástico de 22%, su resistencia a la penetración estándar varía de 27 a 50 golpes.

De 26.4 m a 27.6 m, se detectó limo arenoso gris claro de baja plasticidad (ML), de consistencia durísima, la humedad natural es de 30%, límite líquido de 30% y límite plástico promedio de 24%, su resistencia a la penetración estándar es de más de 50 golpes.

De 27.6 m a 30.0 m, se encuentra arena limosa (SM) gris clara de compactidad muy densa, la humedad natural varía de 25% a 29%, el límite líquido de la fracción fina es de 30% y límite plástico de 24%, su resistencia a la penetración estándar es de más de 50 golpes.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 1.7 m de profundidad.

En la figura 9 se muestra el resumen de las propiedades índice y mecánicas del suelo a los 30.0 m de profundidad.

Sondeo PCA

Se da a conocer el perfil estratigráfico encontrado, así como sus propiedades índice y mecánicas.

De 0.00 m a 0.10 m, se localiza losa de concreto.

De 0.10 m a 2.10 m, se localiza arcilla arenosa café clara de alta plasticidad (CH), presentando humedad natural de 52%, límite líquido de 64%, límite plástico de 31%, compresión simple promedio de 3.69 ton/m², cohesión de 3.0 ton/m² y ángulo de fricción interna de 9°.

RESUMEN DE PROPIEDADES

Obrera Refaccionaria, Lallier y Almacén
Ubicación Av. Taxquena N. 1591, Col. Edificacion.

Sondeo: SM-01

PROF. m	W %	LI %	LP %	IP %	S.U.C.S	F %	A %	G %	Ss	e	Gw %	γs kg/m ³	γh kg/m ³	Qu kg/cm ²	C kg/cm ²	φ
0.0-0.6	20															
0.6-1.2	27					26	65	9	2.59							
1.2-1.8	27	25	13	12	CL	89	11	0	2.48	0.9147	73	1295	1645			
1.8-2.4	81	91	37	34.4	CH				2.22	1.8377	98	782	1416			
3.0-3.6	114	76	33	43	CH	90	10	0	3.13	3.3772	100	631	1330			
3.6-4.2	62	72	33	38	CH	57	43	0	2.35	3.168	100	973	1577			
4.2-4.8	71	72	33	39	CH	57	43	0	2.45	1.8102	100	872	1517			
4.8-5.4	168	155	56	99	CH	92	8	0	2.05	3.4378	100	462	1238			
5.4-6.0	128	140	50	90	CH	95	5	0	2.26	2.8977	100	580	1322			
6.0-6.6	119	139	56	103	CH	93	7	0	2.19	2.6061	100	607	1330			
6.6-7.2	126	139	56	103	CH	93	7	0	2.15	2.7148	100	579	1308			
7.2-7.8	133	168	60	108	CH	93	7	0	2.21	2.9368	100	561	1308			
7.8-8.4	311	168	60	108	CH	93	7	0	2.09	6.9505	100	263	1133			
8.4-9.0	387	383	72	311	CH	93	8	0	2.09	5.9968	100	299	1156			
9.0-9.6	220	302	95	207	CH	98	2	0	2.28	5.0198	100	379	1212			
11.0-11.6	285	264	85	179	CH				2.11	6.0091	100	301	1159			
11.6-12.2	313	264	85	179	CH				2.06	6.6504	100	269	1139			
12.2-12.8	209	250	82	168	CH	71	26	3	2.25	4.6894	100	395	1222			
12.8-13.4	197	200	63	137	CH				2.20	4.3151	100	413	1227			
13.4-14.0	183	205	70	135	CH	69	31	0	3.16	3.9577	100	436	1233			
14.0-14.6	172	170	56	114	CH	69	31	0	3.32	3.6033	100	644	1265			
14.6-15.2	177	206	53	133	CH	76	34	0	3.17	3.8375	100	448	1240			
15.2-16.2	193	280	58	232	CH	80	20	0	2.21	4.2733	100	419	1228			17.0
16.2-16.8	277	293	74	219	CH				2.12	5.8781	100	308	1162			
16.8-17.4	222	369	70	209	CH	98	2	0	2.08	4.6141	100	370	1193			
17.4-18.0	114	63	31	31	SC	42	56	2	2.36	2.6918	100	639	1368			
18.0-18.6	59	63	30	33	CH	71	29	0	2.35	1.9952	99	981	1560			
18.6-19.2	27	36	23	13	CL				2.56	0.8884	100	1519	1929			
19.8-20.4	84	88	33	55	CH	76	32	3	3.31	1.9384	100	786	1446			
20.4-21.0	26	30	31	9	SC	31	69	0	2.50	0.657	99	1509	1901			
21.0-21.6	26	31	22	9	SC	31	69	0	2.50	0.6518	100	1513	1907			
21.6-22.0	26				SC	17	83	0	2.51	6.584	99	1513	1907			
22.2-22.8	27				SC	23	77	0	2.37	6.920	100	1519	1929			
22.8-23.4	25				SC	23	77	0	2.57	0.6365	100	1570	1963			
23.4-24.0	26				SC	33	67	0	2.62	0.6781	100	1560	1966			
24.0-24.6	28								2.65	0.7413	100	1522	1928			
24.6-25.2	27								3.56	0.6925	100	1513	1921			
25.2-25.8	28								3.53	0.7054	101	1483	1900			
26.4-27.0	27	30	24	6	ML	52	48	0	2.50	0.6746	100	1493	1896			
27.0-27.6	26	30	24	6	ML				2.49	0.6443	100	1514	1908			
27.6-28.2	29	30	24	6	SM	41	59	0	2.52	0.7255	100	1460	1884			
28.2-28.8	28	30	24	6	SM				2.54	0.7157	99	1480	1895			
28.8-29.4	28				SM	28	72	0	2.50	0.6984	100	1471	1883			
29.4-29.9	25								2.51	0.6236	100	1544	1930			

Fig. 9

- ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO.

Para el análisis y diseño del edificio construido, se recurrió a un programa de computación llamado RCBE-5.0, en el cual mediante un modelo matemático que contempla las características geométricas y físicas, se calculan los elementos mecánicos y las reacciones mediante el análisis de diecisiete diferentes combinaciones de carga, involucrando las condiciones estáticas y sísmicas del edificio, además de proporcionar el diseño de los elementos del edificio como son columnas, traveses y losas.

Para que este programa arranque es necesario partir de un estimado de cargas por unidad de área de los elementos que forman al edificio, también se tiene que tener claro la resistencia de los materiales que se van a usar, como lo son el concreto y el acero, principalmente. Partiendo de lo antes dicho, se dan a conocer los pesos por unidad de área y también las características de los materiales que se usaron para su construcción:

Para este análisis se usó concreto de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y acero de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Los pesos unitarios que a continuación se establecen están contemplados por el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), considerando también la zona en la que se encuentra el predio donde se construyó el edificio.

Las cargas consideradas para azotea y entrepisos son:

	AZOTEA	ENTREPISO
Losa de concreto 10 cm de espesor	240 kg/m ²	240 kg/m ²
Carga adicional (RCDF)	40 kg/m ²	40 kg/m ²
Acabados e impermeabilizantes	200 kg/m ²	150 kg/m ²
Peso propio de traveses	120 kg/m ²	120 kg/m ²
CARGA MUERTA	Suma= <u>600 kg/m²</u>	<u>550 kg/m²</u>

Carga viva máxima (GRAVITACIONAL)	100 kg/m ²	500 kg/m ²
Carga viva instantánea (SISMO)	70 kg/m ²	450 kg/m ²
Carga viva media (ASENTAM. DIFERIDOS)	15 kg/m ²	400 kg/m ²
GRAVITACIONAL	700 kg/m ²	1050 kg/m ²
SISMO	670 kg/m ²	1000 kg/m ²
ASENTAM. DIFERIDOS (AD)	615 kg/m ²	950 kg/m ²
Muros de tabique, mortero 1 cemento, ½ cal, 3 ½ arena		300 kg/m ²

El edificio es de cuatro niveles, repartidos en planta baja, primer, segundo y tercer nivel. Los resultados que se dieron con el programa son los siguientes:

Nivel	Altura	Pmuro	Gravit Plosas	Sismo Plosas	AD Plosas	Gravit Ptotal	Sismo Ptotal	AD Ptotal
4	12.10	38.82	155.84	148.42	141.00	194.67	187.24	179.82
3	9.20	38.82	155.84	148.42	141.00	194.67	187.24	179.82
2	6.30	48.19	155.84	148.42	141.00	194.67	187.24	179.82
1	3.40	45.08	155.84	148.42	141.00	194.67	187.24	179.82
	Suma	170.92	623.36	593.68	564.00	794.29	764.60	734.92

□ Por cargas gravitacionales

FC = 1.4

Estructura Wtot 1112.00 ton (con carga viva máxima) Área construida = 148.42 m²
 Cimentación 448.28 ton
 PESO TOTAL = 1560.28 ton

Descarga unitaria: FU = 9.42 ton/m² (incluye cimentación)
 Área de cimentación: 165.65 m²

□ Por cargas accidentales (sismo)

FC = 1.1

Estructura Wtot 841.06 ton (con carga viva instant.) Área construida = 148.42 m²
 Cimentación 352.22 ton
 PESO TOTAL = 1193.28 ton

Descarga unitaria: FU = 7.20 ton/m² (incluye cimentación)
 Área de cimentación: 165.65 m²

□ Por cargas accidentales (asentamientos) $FC = 1.0$

Estructura W_{tot} 734.92 ton (con carga viva media) Área construida = 148.42 m²
 Cimentación 320.20 ton
 PESO TOTAL 1055.12 ton

Descarga unitaria: $FU = 6.37 \text{ ton/m}^2$ (incluye cimentación)
 Área de cimentación: 165.65 m²

❖ Determinación del tipo de cimentación.

De acuerdo a los datos antes mencionados respecto a la estructura analizada se consideró una descarga unitaria de 9.42 ton/m² (incluye cimentación y factor de carga), y para efectos de asentamientos se consideró una descarga unitaria de 6.37 ton/m² (incluye cimentación y factor de carga), y bajo el análisis del laboratorio de mecánica de suelos se presenta el siguiente resumen:

TIPO DE CIMENTACION	DIMENSIONES	PROF. DE DESPLANTE	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE
Cajón	Sup. equivalente a una losa de 17.9 x 8.21 m	1.50	4.34 ton/m ²
Cajón	Sup. equivalente a una losa de 17.9 x 8.21 m	2.20	5.89 ton/m ²
Pilote	0.40 x 0.40 m	22.0	38.94 ton
Pilote	0.50 x 0.50 m	22.0	50.19 ton

Como se puede apreciar en la tabla anterior, las descargas a la cimentación son mucho mayores a la capacidad de carga admisible para un cajón de cimentación, con lo que se concluye que el suelo no tiene la suficiente resistencia para soportar las descargas a la que se pretende someter, por ello se determinó analizar una cimentación con pilotes de punta, o mejor aun con pilotes de control.

En las figuras 7 y 8, se presentan las curvas de consolidación de donde se obtuvieron los parámetros del suelo para determinar la magnitud de los asentamientos teóricos probables.

Se determinaron los asentamientos teóricos probables para el cajón aplicado a una presión de compresión de 5.89 ton/m², correspondiente a desplantar a una profundidad de 2.20 m; y de 3.0 ton/m², correspondiente a una cimentación desplantada a una profundidad de 3.85 m, resultando asentamientos totales en el centro de la superficie cargada, de 20.11 cm si el cajón se desplanta a la profundidad de 2.20 m y si el cajón se desplanta a 3.85 m las deformaciones totales tendrán una magnitud de 13.20 cm.

Según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, restringen el asentamiento medio en el predio a un máximo de 30 cm en construcciones aisladas y de 15 cm en construcciones colindantes.

De acuerdo a lo anterior, el asentamiento (20.11 cm) para el cajón desplantado a 2.20 m es superior al valor máximo permitido en el Reglamento de Construcciones, que para nuestro caso puede considerarse como construcción colindante (15 cm), por otro lado, los asentamientos (13.20 cm) que se producirían si se construye el cajón de 3.85 m de profundidad son inferiores a los permisibles, sin embargo, a esta profundidad la excavación para alojar la estructura se torna complicada generándose problemas tales como la subpresión por efecto del nivel freático, falla de fondo de la excavación y por lo tanto afectaciones a construcciones colindantes, por lo que se llegó a la conclusión de hacer una cimentación formada por un cajón y pilotes de control, que a continuación se describe:

Tomando como marco de referencia el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias, para la cimentación desplantada en suelo granulares, sensiblemente homogéneos y de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$C_p = [(pv' N_q Fr + pv) A_p] Fr_e \quad (1)$$

Donde:

C_p : Capacidad de carga por punta, ton.

A_p : Área transversal del pilote, m^2 .

pv : Presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2 .

pv' : Presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m^2 .

N_q : coeficiente de capacidad de carga.

Fr : Factor de resistencia = 0.35.

Fr_e : Factor de escala para pilotes de más de 0.5 m de diámetro.

Sustituyendo los valores obtenidos en el estudio de mecánica de suelos en la ecuación (1):

$$C_p = \{[1.7(1.6) + 0.3(20.3)(0.35) + 1.3(22)]0.196\} 1 = 164 \text{ ton}$$

$$F_n = 1.7(22)(3.1416)(0.50) = 58 \text{ ton.}$$

Se propuso un diámetro de pilote de 0.50 m y una profundidad de hincado de 22 m, estos datos de acuerdo a los resultados del estudio de mecánica de suelos y en base a experiencia de Pícosa.

❖ Revisión de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), para el número de pilotes.

De acuerdo con este reglamento y en base a las fórmulas que allí se dan, se puede determinar el número de pilotes para condiciones estáticas y para condiciones dinámicas, que a continuación se escriben:

1- Condiciones estáticas:

$$(CM + C_{v\text{máx}})1.4 + F_n(1.1) < C_p N_p \quad (2)$$

$$1560.28 + N_p (58)(1.1) = 164 N_p$$

$$1560.28 + 63.8 N_p = 164 N_p$$

de donde: $N_p = 16$ pilotes.

2- Condiciones dinámicas:

$$(CM + C_{v\text{inst}} + W_{c\text{im}} + \Delta Q S + F_n) 1.1 < C_p N_p \quad (3)$$

$$1193.28 + (582.68)1.1 + 63.8 N_p = 164 N_p$$

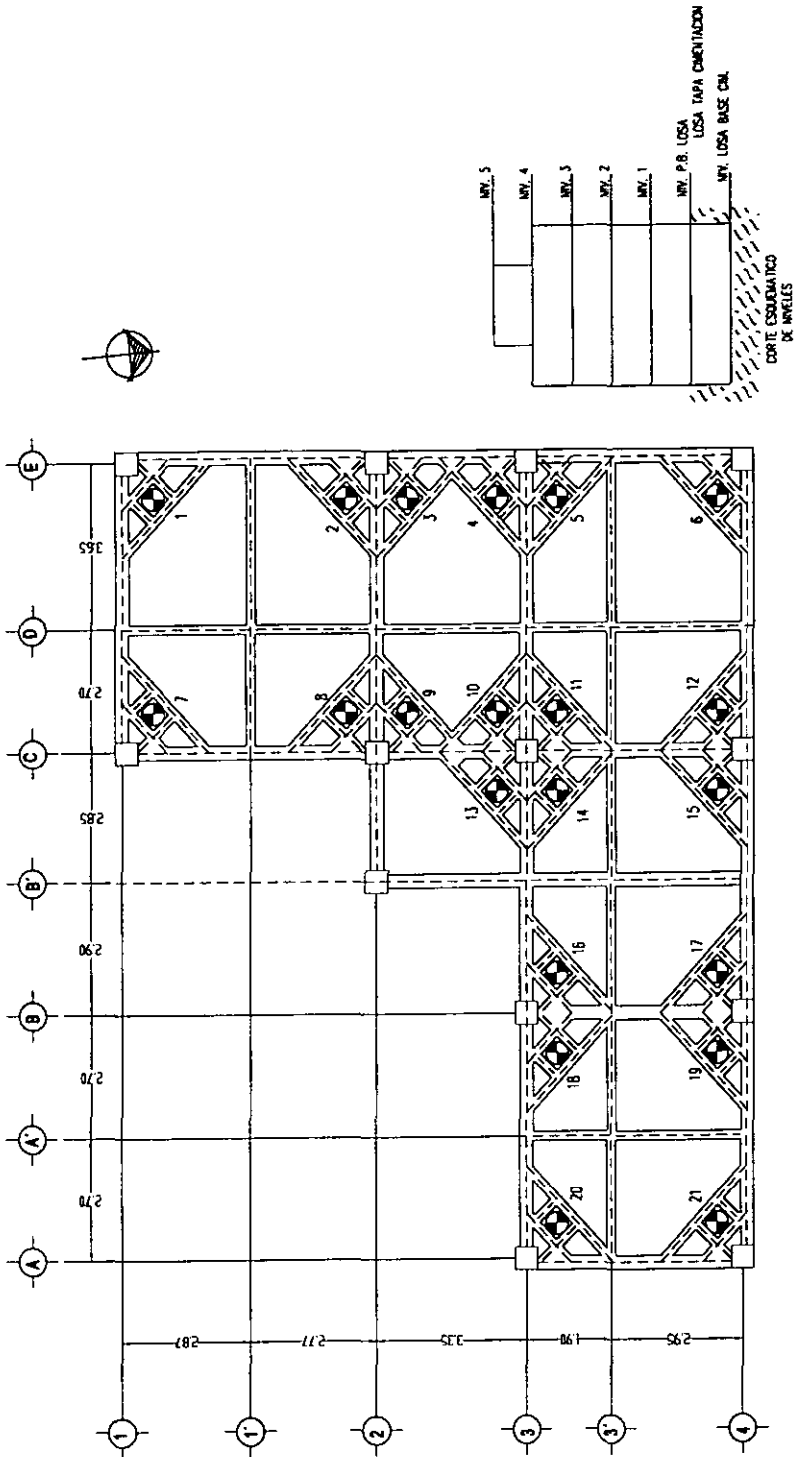
de donde: $N_p = 18$ pilotes.

A manera de conclusión se proponen 21 pilotes, esto es de manera conservadora para tomar en cuenta la excentricidad provocada por el momento de volteo.

❖ Conclusión del diseño de la cimentación.

La cimentación del edificio de cuatro niveles en estudio, se concluyó que fuera a base de:

- Un cajón de cimentación de una profundidad de 2.20 m a partir del nivel de la banqueta, con una capacidad de carga admisible de 5.89 ton/m².
- Veintiún piezas de Pilotes de Control a una profundidad de 22 m. de diámetro de 0.50 m, con una capacidad de carga máxima de 100 ton/unidad. Las piezas se encuentran distribuidas según plano de figura 10.



UBICACION DE PILOTES
Fig. 10

- PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DE LA CIMENTACIÓN

Como ya se mencionó, la cimentación del edificio esta constituida por un cajón de cimentación a una profundidad de 2.20 m del nivel de la banqueta y teniendo en su totalidad 21 pilotes de control de capacidad máxima de 100 ton cada uno.

De acuerdo a lo anterior, el procedimiento de construcción del cajón de cimentación, así como la perforación guía y el hincado de los pilotes se describe de la siguiente manera:

1- LIMPIEZA DEL TERRENO.

2- TRAZO DEL CAJON DE CIMENTACIÓN.

3- EXCAVACIÓN

4- CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

5- PERFORACIÓN GUÍA PARA EL HINCADO DE PILOTES.

6- HINCADO DE PILOTES.

7- COLOCACIÓN DE DISPOSITIVO DE CONTROL EN LOS PILOTES.

A continuación se hace el estudio de cada uno de los puntos anteriores.

1- LIMPIEZA DEL TERRENO.

El terreno donde se construyó el edificio tiene un área de 261 m² y un área de cimentación de 165.65 m². El terreno se encontró con cascajo, producto de la demolición de un local que antes existía; así que se procedió a la extracción de éste para que las maniobras de excavación pudieran realizarse con el suficiente espacio y rapidez.

2- TRAZO DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

El trazo que se hizo en el terreno fue de dimensiones un poco mayores al área de cimentación, esto es para tener espacio para las maniobras de cimbrado de las contratraves y dados de columnas.

El nivel 0.00 corresponde al de banquetta, la profundidad total del cajón de cimentación es de 2.20 m y considerando que el nivel del suelo comienza a una profundidad de 0.80 m, y teniendo en cuenta que se colocará una plantilla de concreto pobre de 0.10 m, se tiene que la profundidad de excavación del suelo será: $[(2.20 - 0.80) + 0.10] = 1.50$ m.

3- EXCAVACIÓN.

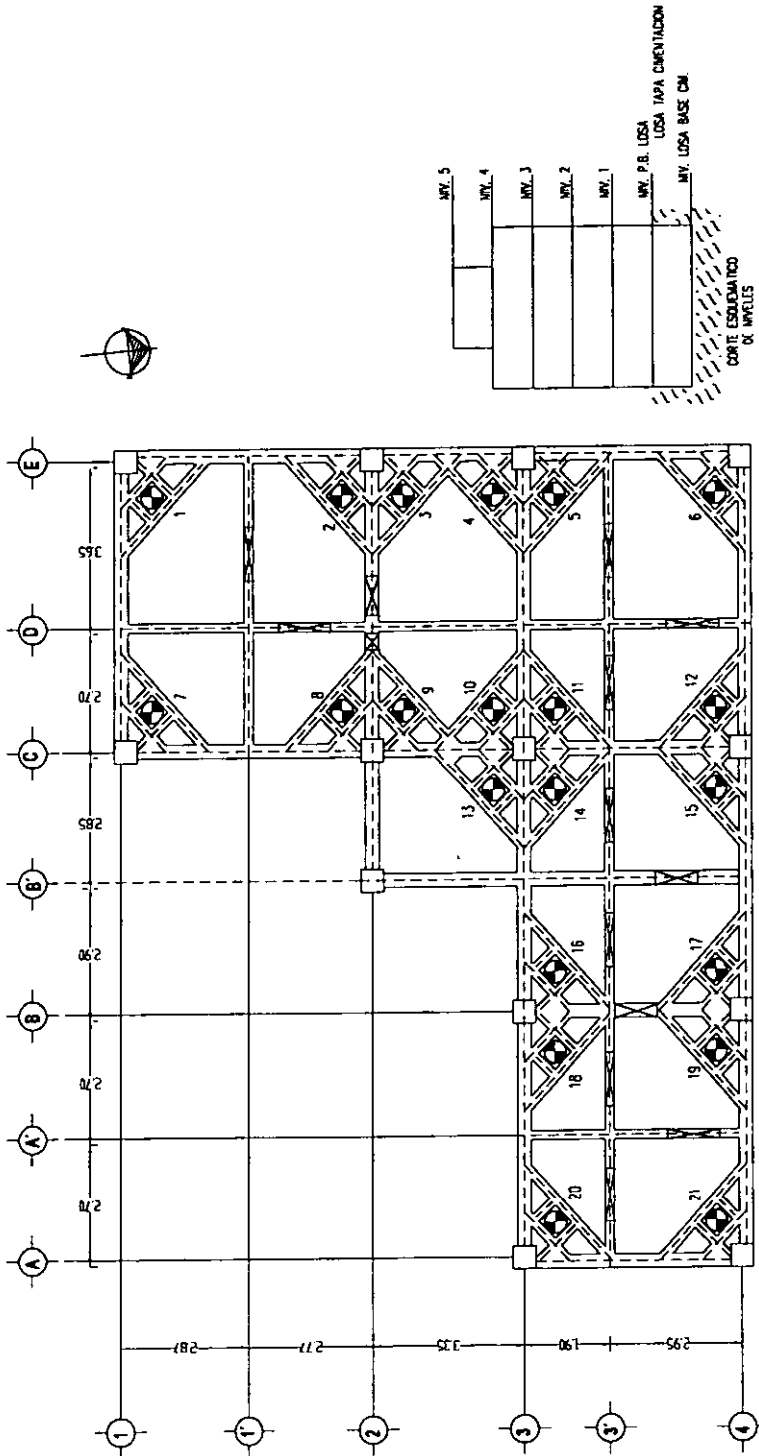
La excavación que se realizó, fue hecha con herramienta como: pico, pala y carretilla. Para iniciar la excavación, ésta se empezó con un ancho de 1.0 m y con la profundidad de 1.50 m, en todo el perímetro del cajón de cimentación, empezando por la colindancia sur con casa habitación siguiendo con colindancia poniente de local comercial de un nivel, luego con avenida Taxqueña y terminando con cerrada Taxqueña, esto con la finalidad de que a manera que se fuera excavando se colocara un pequeño muro de contención, con altura variable de 0.80 m a 1.50 m. A medida de que el muro de contención se fue construyendo se siguió con la excavación hasta terminarla.

Realizada la excavación se empieza a hacer el trazo correspondiente de los ejes de las contratraves en ambos sentidos y a ubicar el centro de los futuros pilotes.

4- CONSTRUCCIÓN DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN.

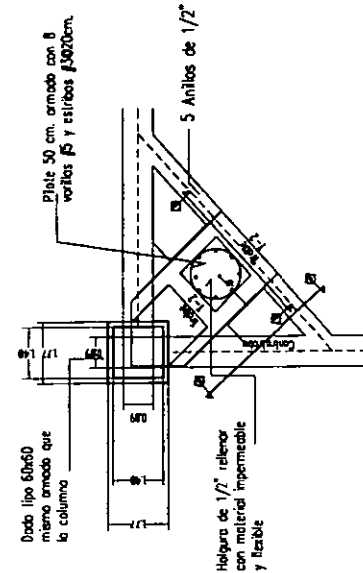
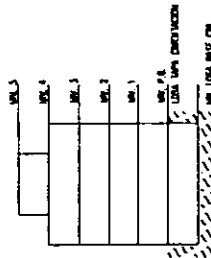
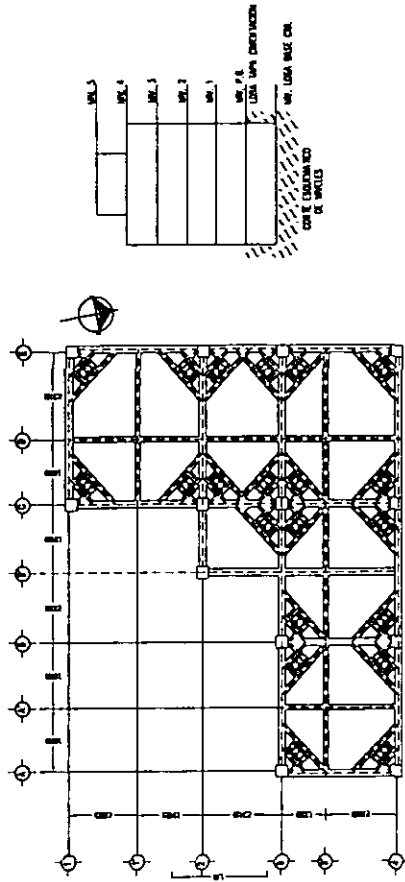
Una vez realizada la excavación, se procede a tirar una plantilla de concreto pobre de $f'c=100$ kg/cm² y un espesor de 10 cm. que tiene como propósito mantener el área limpia, evitando que el acero de la losa de cimentación quedara en contacto directo con el suelo, así como también se dejaron los huecos por donde pasarían o "atravesarían" los pilotes la losa de cimentación; estos huecos son de un diámetro de 0.60 m.

Terminando de colocar la plantilla pobre, se empezaron a armar las contratraves y a colocar el acero vertical para desplantar los dados de las columnas. Para hacer más rápido el armado del cajón se colocó el acero de la losa de cimentación (sólo parilla inferior); cuando se tuvieron armadas las contratraves completas de los ejes 4, 3' y 3; en el otro sentido las contratraves de los ejes A, A', B, B' (completas); C, D y E hasta ejes 3 con sus respectivos paso hombre (Fig. 11), se desplantó el acero para los dados de las columnas y se procedió a hacer el armado de los dados de los pilotes 6, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20 y 21. Ya terminado el armado de los dados de los pilotes se colocó el emparillado superior del acero de la losa de cimentación.



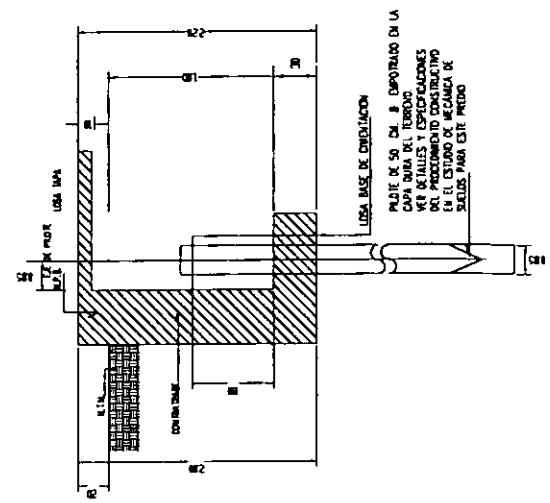
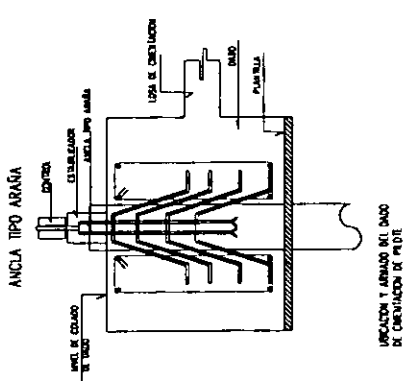
UBICACION DE PASOS HOMBRE
Fig. 11

SIMBOLOGIA
 PASO HOMBRE



PLANTA COLOCACION DE PILETE

Fig. 12



Para el armado de los “DADOS DE CONCRETO” de los pilotes se siguió el plano estructural de la cimentación (Fig. 12) donde se indica que los dados están constituidos por dos trabes de soporte y anclaje: T1 y T2 con una altura terminada de concreto de 1.00 m, y demás acero que forma el dado, como lo son los anillos trapeciales de $\varnothing \frac{1}{2}$ ” y acero de temperatura de $\frac{3}{8}$ ” de diámetro. Cuando se terminaron de armar las trabes T1 y T2 se colocaron las anclas tipo araña a plomo y nivel para asegurar su correcta posición y el anclaje de sus “patas” en el acero de las trabes.

Después de éstas, se colocó el brocal de lámina calibre N 24, de forma cónica que en este caso tendrá dimensiones de diámetro menor de 0.55 m y diámetro mayor de 0.60 m, por una longitud de 0.90 m, que sirve como cimbra para que pueda dar paso a los precolados que forman el pilote, por lo que se coloca y fija dentro del dado y es llenado posteriormente de arena húmeda y compactada, para impedir que la fuerza inducida en forma lateral por el concreto fresco en el momento del colado deforme las dimensiones del brocal.

Cuando se tuvo toda esta área de acero terminada, se empezó a cimbrar tanto las contratraves en su perímetro exterior como en su interior y los dados de las columnas y los dados de los pilotes. Ya terminada la cimbra de éstos elementos, se colaron en todo su conjunto para evitar lo más que se puedan las juntas frías en el concreto.

Una vez que se colaron los dados y el concreto empezó a tomar resistencia, se retira la arena y el brocal, para dejar libre el espacio que dejó éste para luego hacer la perforación y el hincado de los pilotes.

Mientras que el concreto del conjunto de elementos colados empieza a obtener su resistencia, se continúa con el armado de las demás contratraves en los ejes 2, 1' y 1 en su totalidad y a concluir en el otro sentido las contratraves de los ejes B', C, D y E ya en su totalidad. Al igual que lo descrito anteriormente se coloca el acero de los dados de los pilotes 1, 2, 3, 4, 5, 7, 8, 9, 10, 11, 13 y 14. Se cimbra y se cuelan tanto las contratraves dados de columna como dados de pilotes.

El colado de las contratraves se quedó a una altura de 2.10 m, ya que después se colocó la cimbra y el acero para la losa tapa de 0.10 m de espesor y así tener una altura total del cajón de 2.20 m.

Después de que las contratraves coladas llegaron a catorce días de resistencia del concreto se empezó a cimbrar la losa tapa y luego a colocar el acero y la tubería de $\frac{1}{2}$ ” para la instalación eléctrica que suministrará de luz a las celdas de cimentación cuando sea necesario bajar a éstas para la revisión y mantenimiento de los pilotes de control, como lo será el recorte del pilote, cambio de cubos de madera de caobilla, engrasado de tornillos, etc. este mantenimiento se explicará ampliamente en el capítulo V.

En el colado de la losa tapa se dejaron 21 huecos de 0.90 x 0.30 m, que corresponden al lugar por donde se realizó la perforación e hincado todos y cada uno de los pilotes. Este espacio es el suficiente para que por él pase el elemento más grande para el hincado de los pilotes y este será el “cabezal de hincado”.

En todos los elementos estructurales del cajón de cimentación, como lo son las contratraves, losas de cimentación y tapa y los “DADOS DE CONCRETO” de los pilotes, son colados con concreto premezclado de resistencia a la compresión de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y un revenimiento de 10 a 12 cm, T.M.A. 19 mm, sin aditivo acelerante.

5- PERFORACIÓN GUÍA PARA EL HINCADO DE PILOTES

La perforación guía consiste en hacer una horadación en el terreno, en el sitio de ubicación del pilote, con un diámetro sensiblemente menor a éste, y que fue de 45 cm en este caso. Esta cavidad se logra hacer con la máquina perforadora que se describió en el capítulo III; además complementa el equipo de perforación: tubería de acero de diámetro de 3” fraccionada en tramos acoplables por medio de enroscamiento de una longitud de 1.0 a 1.50 m, broca tricónica también llamada de piña, broca denominada de gavilanes con una abertura de 0.45 m, bomba eléctrica con capacidad de entrada y salida de 3” y 2” respectivamente y mangueras de succión y descarga para la inyección y recirculación de agua.

La perforación se inició con el pilote N. 21 y se concluyó con el pilote N. 13, el hincado se hizo en el mismo orden.

El procedimiento para llevar a cabo la perforación fue el siguiente:

La máquina perforadora fue colocada, centrada y nivelada justamente donde se colocará el pilote a una altura de 2.20 m, que corresponde al lecho superior de la losa tapa del cajón de cimentación. Se coloca la broca en el centro del hueco del dado y hasta tocar el suelo que va a perforar.

La perforación fue avanzando a medida que se van adicionaban los tramos de tubos conforme la profundidad iba en aumento. La perforación terminó cuando la broca llegó a la capa dura ya establecida por el estudio de mecánica de suelos y que es a una profundidad de aproximadamente +22 m; esta profundidad también se sabe en el momento de la perforación, ya que la máquina perforadora casi no tiene avance, éste es casi nulo.

La profundidad de las perforaciones de los 21 pilotes se muestra en la tabla de Perforación e Hincado (Fig. 13).

NUMERO DE PILOTE	PROFUNDIDAD (m)			
	PERFORACION		HINCADO	
	Desde nivel de suelo exc.	Desde nivel de dado	Desde nivel de suelo exc.	Desde nivel de dado
1	20.10	19.70	20.70	20.30
2	21.50	21.10	22.10	21.70
3	21.60	21.20	22.05	21.65
4	22.00	21.60	22.80	22.40
5	20.80	20.40	21.18	20.78
6	21.00	20.60	21.75	21.35
7	21.09	20.69	21.70	21.30
8	20.94	20.54	21.70	21.30
9	21.44	21.04	22.00	21.60
10	20.50	20.10	21.58	21.18
11	21.30	20.90	21.70	21.30
12	21.53	21.13	21.78	21.38
13	21.10	20.70	21.98	21.58
14	20.95	20.55	21.60	21.20
15	21.10	20.70	21.78	21.38
16	21.15	20.75	21.58	21.18
17	20.95	20.55	21.49	21.09
18	21.95	21.55	22.00	21.60
19	22.00	21.60	22.10	21.70
20	20.95	20.55	21.75	21.35
21	20.05	19.65	20.90	20.50

TABLA DE PERFORACIÓN E HINCADO.

Fig. 13

Ya teniendo la profundidad requerida, se hizo parar la máquina perforadora, ésta se desmonta del lugar y se retira para dar paso a un marco y garrucha que sacaran la tubería y broca de perforación. Ésta se hace tubo por tubo, desenroscandolos uno por uno con ayuda de llaves stillson.

Una vez que toda la tubería esta afuera de la perforación se retira todo el equipo utilizado y se da paso al hincado del pilote.

6- HINCADO DE PILOTES.

El hincado del pilote debe realizarse en un lapso de tiempo no mayor a las 24 horas de haberse hecho la perforación con la finalidad de evitar la posible caída de suelo inestable de las paredes de ésta que ocasione que la perforación sea obstruida.

Para el hincado de los 21 pilotes se proyectaron tramos prefabricados de 0.92 m de longitud con un diámetro de 0.50 m, provistos de un orificio de 7 cm al centro y a todo lo largo del tramo y en todos los tramos requeridos para llegar a la profundidad de la capa dura, incluyendo la punta del pilote, que es de dimensión de 1.22 m y de igual diámetro. (Fig. 14.a).

La técnica de hincado de pilote por medio de presión consiste en ir introduciendo el pilote en la perforación guía, tramo a tramo por medio de lo que se denomina equipo de hincado, como ya se describió en el capítulo III y que aquí se dará a conocer paso por paso la realización del trabajo.

1.- Se realizó la limpieza del hueco del dado y de las anclas principalmente, retirando el lodo que fue producto de la perforación.

2.- Se montó el equipo de hincado; el par de tornillos largos, llamados de hincado, de una longitud de 2.50 m, éstos en su extremo inferior tienen una tuerca media caña y en la superior tuerca cuadrada, el gato hidráulico que se conecta a la máquina hincadora, torre a base de marcos tubulares que sostienen un sistema de garruchas desde donde se manobra tanto el gato hidráulico como el cabezal de hincado, así como los tramos precolados.

3.- Ya montado y listo el equipo, se procede a insertar el primer tramo del pilote que es el tramo llamado punta. Éste es colocado en el centro del espacio hecho por la perforadora que a su vez corresponde al centro del hueco del dado hecho por el brocal. Sobre este tramo-punta es colocado el siguiente tramo precolado que fueron junteados y unidos por medio de las cuatro piezas de varilla de $\frac{1}{2}$ " y 2.10 m de longitud, que son introducidas en el orificio central de 7 cm de la punta y del tramo respectivamente; posteriormente este orificio es llenado con el mortero cemento-arena de proporción 1:4, al igual que la junta entre ambos tramos.(Fig. 14.b).

4.- Un segundo tramo precolado es colocado encima del anterior con la misma operación de las varillas de $\frac{1}{2}$ " y el mortero en el orificio central de cada tramo. Sobre este tramo se sitúa el gato hidráulico que a su vez recibe al cabezal de hincado que se sujeta en todo su peralte con los tornillos de hincado y en su parte superior con las tuercas cuadradas.

5.- Ya teniendo armado este sistema, se procede a hacer funcionar la máquina hincadora, que da presión hidráulica al gato y su émbolo empieza a subir y las tuercas cuadradas que están por encima del cabezal de hincado impiden que éste suba lo que hace que los tramos precolados vayan hincándose en la perforación guía.

6.- El proceso de colocación de los siguientes tramos precolados uno a uno es igual a lo descrito en el paso 4 y el 5, y así continúan estos dos pasos a medida que van avanzando los tramos precolados hasta alcanzar la profundidad y carga del proyecto requeridas, vigilando que el junteo sea perfecto y las cuatro varillas centrales se coloquen a todo lo largo de pilote, procurando sean traslapadas los 40 diámetros respectivos. (Fig. 14.c).

7.- Cuando se calcula haber llegado a la capa resistente del proyecto (22.0 m) y el pilote ya no cede a la penetración, se da por terminado el hincado el cual es probado con una carga de prueba máxima de 100 ton, carga que es aplicada y regulada en la máquina hincadora. (Fig. 14.d).

CORTE DE ARMADO DE TRAMOS E HINCADO DE ÉSTOS

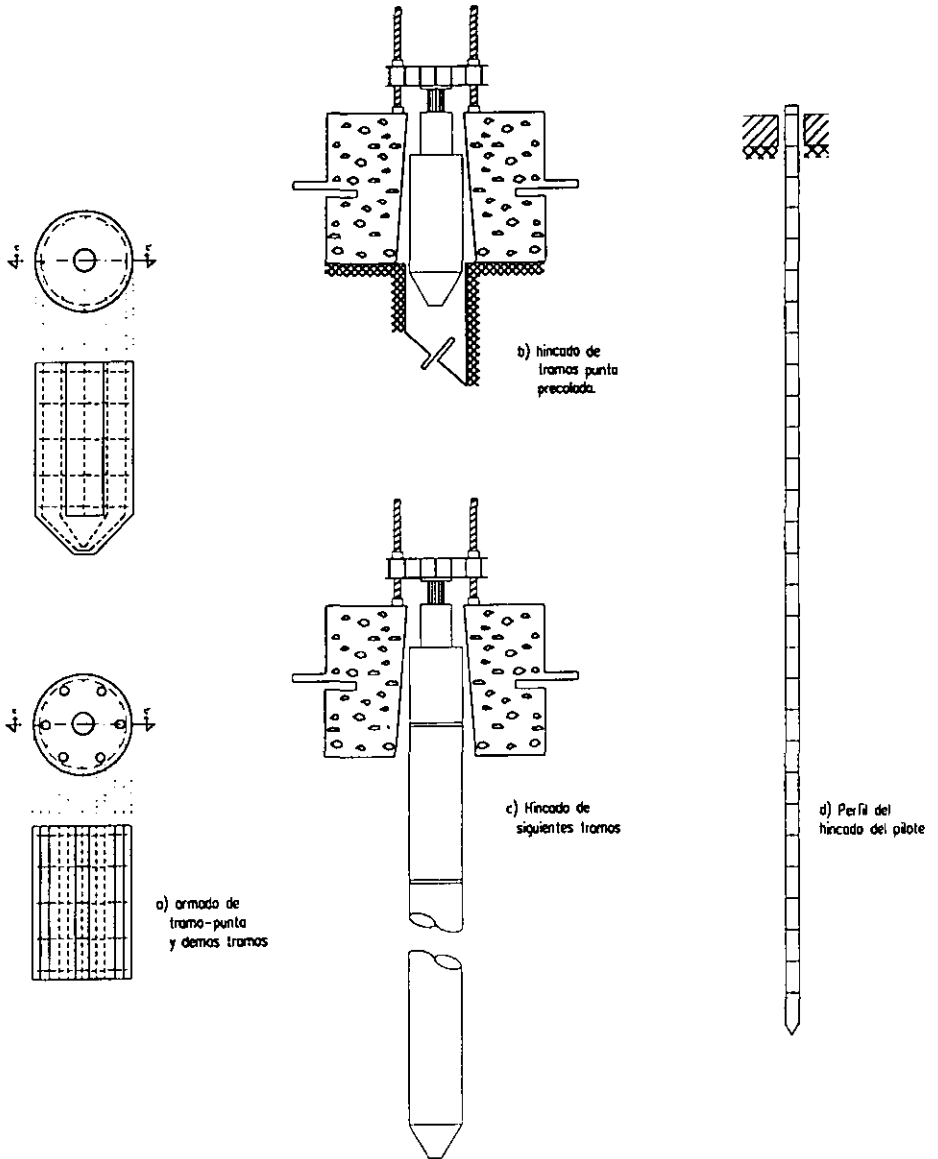


Fig. 14

8.- La carga consiste en aplicar la carga ya mencionada manteniendola constante por un lapso de 30 seg, al siguiente instante se deja de aplicar carga y el pilote tendrá una reacción ascendente debido a su recuperación al verse liberado. Esta reacción ascendente llamada "rebote del pilote", es medida por una distancia vertical que asciende o emerge al descargarse. El correcto funcionamiento de esta prueba lo determina el resultado, cuando se obtiene un "rebote" mínimo de 2 cm.

9.- Todos los pilotes en su parte superior se dejaron 10 cm por encima del paño superior del "DADO DE CIMENTACIÓN", recortandose y cabeceandose perfectamente, esto sólo únicamente cuando el último tramo hincado sobrepase este valor, para que posteriormente se puedan colocar correctamente las celdas de deformación y su correspondiente dispositivo de control en cada uno de los 21 pilotes.

10.- Terminado esto, se dejó limpia la zona donde se hincó el pilote, principalmente de residuos del mortero, esto es para asegurar el libre paso del pilote a través de la cimentación.

11.- El espacio que quedó entre el pilote y el hueco del dado por donde fue hincado, se rellena con trenzas de estopa perfectamente compactada en un espesor aproximadamente de 30 a 80 cm a partir del nivel superior del dado hacia abajo.

La profundidad del hincado de los 21 pilotes se muestra en la tabla de perforación e hincado (Fig.13) y en la figura 15 se aprecia un corte lateral de estas profundidades.

7- COLOCACIÓN DEL DISPOSITIVO DE CONTROL EN LOS PILOTES.

Ya teniendo el área perfectamente limpia, se colocaron todas las partes que forman el DISPOSITIVO DE CONTROL.

Se empieza por colocar las tres capas de celdas de deformación con sus correspondientes láminas galvanizadas entre cada capa de cubos de caobilla. Sobre éstas se coloca el cabezal previamente pintado con pintura anticorrosiva, de dimensiones de 0.85 m de largo por 0.30 m de alto por 0.22 m de ancho, para posteriormente ensamblar el par de tornillos de 2" de diámetro por 0.82 m de largo con sus correspondientes tuercas media caña de medidas 0.15 x 0.10 m por 0.05 m de altura en la parte inferior del tornillo y entre la cabeza del ancla tipo araña y tuerca cuadrada de 0.10 x 0.10 m con espesor de 0.05 m en la parte superior del mismo junto con el par de roldanas de 0.15 x 0.15 m y de 3/8" de espesor de placa. Tanto los tornillos, las tuercas y las roldanas tienen que estar perfectamente engrasadas. Los estabilizadores se colocan simultáneamente junto con los tornillos, éstos deberán quedar colocados de manera que no sufran movimiento alguno.

Para efectos de colocación de carga inicial en el pilote y como preparación para que posteriormente se haga un mantenimiento y considerar las nuevas cargas se colocan 36 cubos por cada capa, que representa aproximadamente 100 ton de carga por cada pilote.

Se concluye el montaje del DISPOSITIVO DE CONTROL, apretando las tuercas únicamente al “llegue”, es decir, hasta donde la fuerza de un hombre pueda apretar con relativa dificultad.

Este último paso se detalla en el capítulo V, en mantenimiento preventivo.



Fig 15

**MANTENIMIENTO
DE LOS
PILOTES DE CONTROL**

-ANTECEDENTES.

Durante el sismo de 1985, los sistemas con control de carga en la cabeza presentaron en un número reducido de casos la falla estructural o el volcamiento de dicho mecanismo, lo anterior puede atribuirse a múltiples factores (como se dio a conocer en el capítulo III, Estado del arte de los pilotes de control), y también a la falta de mantenimiento.

El pilote de control exige como condición proporcionarle mantenimiento y al hacerse éste, las ventajas técnicas son manifiestas. Si por alguna razón no se le desea dar mantenimiento, la opción es quitar el dispositivo adaptando la modalidad del "Tapón para transformar", para que si a mediano o largo plazo se suscitan problemas en el comportamiento de la estructura, la conversión del sistema sea casi inmediata.

Una ventaja digna de mencionar durante el proceso de mantenimiento a los pilotes de control, es que estos están a la vista impidiendo que por ocultamiento presente degradaciones en sus cabezales o en las uniones de pilotes con los sistemas estructurales del edificio imperceptibles que motiven fallas durante los sismos. Se encuentran, por lo tanto, accesibles para cualquier reparación oportuna.

Previamente a los trabajos de mantenimiento, se hará una evaluación cualitativa y cuantitativa, se instalarán referencias de nivelación en las columnas del edificio, además de ubicar bancos de nivel profundo y superficiales.

Los bancos de nivel superficiales habrán de ubicarse en sitios lo suficientemente distantes del área de influencia por los movimientos del edificio de interés y de otros cercanos. Las referencias iniciales marcadas sobre las columnas constituirán la horizontalidad definida en la primera nivelación, que servirá de base para el registro de los movimientos relativos del edificio. Al principio, las nivelaciones tendrán que realizarse con más frecuencia las cuales se graficarán e interpretarán por un ingeniero con conocimientos en Mecánica de Suelos, el cual proporcionará los detalles del programa de mantenimiento. Posteriormente las ejecuciones de las nivelaciones se espaciarán de acuerdo a la percepción de los movimientos esperados y a las condiciones asignadas de mantenimiento.

Los datos anteriores tendrán que complementarse con lecturas de desplomes del mismo edificio.

Adicionalmente, y con base a la referencia de elementos estructurales (trabes, capiteles, nervaduras, techos etc.) que debieron de construirse bajo condiciones de horizontalidad, se tomarán lecturas para definir el desnivel real total.

Además de los trabajos de definición en las condiciones de desnivel total, comportamiento y desplomes, se tendrá que realizar una evaluación física cualitativa, (condiciones de trabajo-, y cuantitativa) estado de la parte visible del pilote y de las componentes mecánicas- del dispositivo de control. Para tal efecto se propone el siguiente modelo de tabla para su registro durante las inspecciones oculares efectuadas en las revisiones de las cimentaciones.

(DATOS DE INTERPRETACIÓN SUPUESTOS)

Obra: _____	No. De pilotes: _____
Descripción: _____	Revisor: _____
Operador: _____	Fecha: _____

PILOTE No.	PENETRACION ANTES DE LA DESCARGA (CM)	PENETRACION DURANTE LA DESCARGA (CM)	PENETRACION DESPUÉS DE NUEVA INSTALACIÓN (CM)	ESTADO DEL ESTOPERO
1	12	13.5	10	Mal
2	15	16.5	11	Mal
3	14	16.0	10	Mal

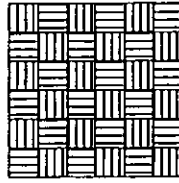
ESTADO DE LA GRASA	ESTADO DE LAS COMPONENTES METALICAS	ESTADO DE LA PINTURA	DEFORMACION EN LAS CELDAS (CM)		OBSERVACIONES
			Antes	Después	
Mal	Bien	Regular	13	15.5	Aclaraciones acerca de la disposición del arreglo mecánico del control, condiciones del sello en las celdas de cimentación, etc.
Mal	Bien	Regular	12	16	
Mal	Un espárrago con su tuerca y rótulo mal	Mal	10	15.5	

Las lecturas de penetración del pilote antes, durante y después del proceso de mantenimiento son de gran importancia ya que los datos del “rebote” obtenidos aunado a las condiciones de deformación registradas en las celdas, permitirán dictaminar el buen comportamiento o corregir deficiencias de operación. Además con base en la experiencia se pueden realizar predicciones aproximadas de los materiales y de las piezas necesarias que requieran sustitución, pero los datos registrados en la revisión técnica previa ayudarán a precisar dicho alcance, toda vez que determinará la distribución de cargas asignada al término de las labores de mantenimiento.

-MANTENIMIENTO PREVENTIVO

El procedimiento comúnmente aplicado en los trabajos de mantenimiento de los pilotes correspondientes a esta fase es el siguiente:

- Afloje de tuercas para liberal el cabezal. Si no es posible soltar las tuercas manualmente, con cinceles y marro se rompen los cubos de madera (volar los cubos), de la parte superior hasta liberal el cabezal, para después aflojar las tuercas y sacar el cabezal. Una vez retiradas las tuercas, se puede o no sacar el cabezal. Si no se retira el cabezal, se calza de un extremo con un pedazo de madera, quedando dicho extremo levantado, para permitir el trabajo.
- Se retiran los cubos deformados inservibles y sus placas de separación. Si las placas de separación solamente están pandeadas, se enderezarán con marro. Si están muy dobladas, rasgadas o corroidas, se sustituyen.
- Se revisará con detalle el estado físico de las componentes metálicas que constituyen el control (cabezal o puente, husillos o espárragos, anclas tipo araña, tuercas, rótulas o medias cañas), que por estar expuestas a un ámbito húmedo más otras sustancias que provienen del agua del subsuelo, pudieran mostrar deterioro que amerite su sustitución parcial o integral.
- Una vez evaluadas las condiciones de las componentes metálicas y realizadas las sustituciones pertinentes, se les aplicará una protección. Los cabezales y placas de separación se protegerán con base anticorrosiva y posteriormente esmalte, habiendo efectuado un cepillado u raspado previos de las partes expuestas. ligando si es necesario con herramienta eléctrica. Los husillos y tuercas se protegerán con grasa amarilla, a veces rebajada con aceite del No. 10, en proporción 80 – 20%. Las anclas tipo araña serán cuidadosamente protegidas con un producto resistente a la humedad como el “apcoseal” o similar.
- Ya aplicadas las protecciones se reinstala el mecanismo de control comenzando por las celdas de deformación de acuerdo a lo siguiente: Se coloca la placa y sobre ella la primera serie de cubos, con la fibra horizontal y atravesada respecto a los cubos vecinos. Los cubos deben ser de madera del tipo caobilla, una variedad de caoba corriente – con dimensiones 5*5*5 cm, que usualmente se disponen en 3 capas (Fig. F.1.)



ACOMODO DE CUBOS DE CAOBILLA (PLANTA)

Fig. 1

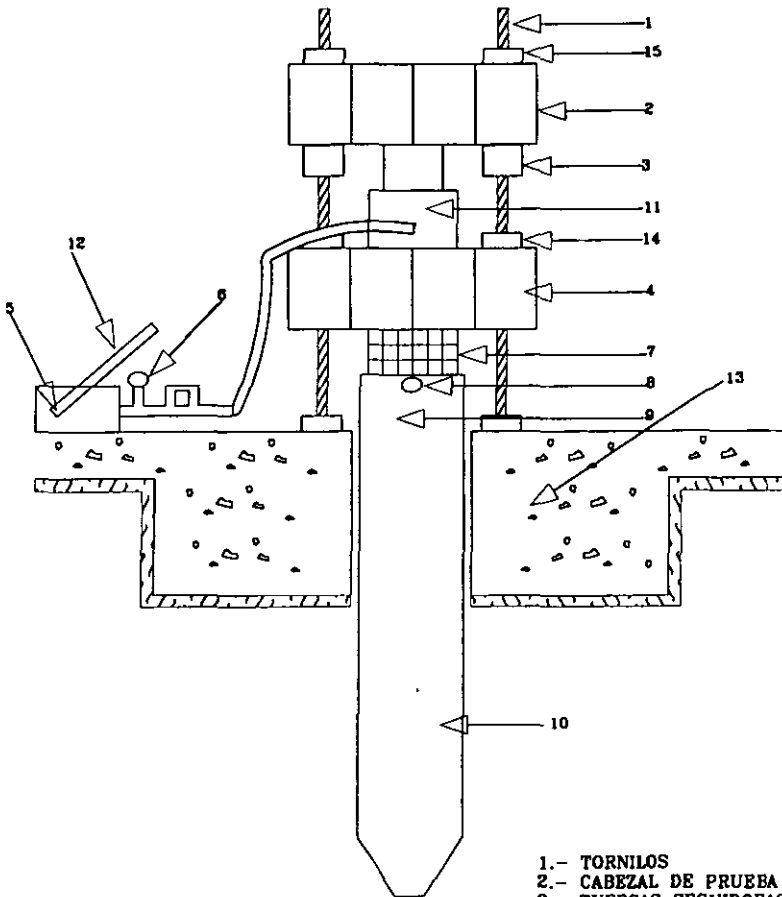
- Luego se armará el sistema, colocando todas las placas galvanizadas y los cubos de madera; se coloca el cabezal en su lugar y las tuercas se giran hasta quedar manualmente apretadas con la fuerza proporcionada por dos trabajadores con una llave "Stillson" de 36 " con extensión. Previamente se habrá realizado el recorte o "cabeceo" del pilote con su altura de corte establecida que dependerá de la altura de los estabilizadores.

El recorte del pilote se efectúa con cincel y marro, procediendo cuidadosamente cerca del límite del corte total, para evitar un espesor considerable de la mezcla para el cabeceo y evitar además la generación de planos inclinados en la misma cabeza por roturas parciales. El espesor de la mezcla deberá ser menor de 2.0 cm; la mezcla utilizada para el cabeceo debe contener mayor proporción de cemento y se deberá emplear acelerante de fraguado.

Finalmente se utilizará un nivel de mano sobre el pilote y luego encima del cabezal, para dejarlos horizontales, respetando la condición de paralelaje o coplanariedad. Así mismo se verificará que no exista excentricidad de una de las 3 fuerzas que actúan entre los husillos y el pilote.

Si se requiere dar carga al pilote, se colocarán seguidores y un segundo cabezal que permita la ubicación de un gato de 100 toneladas de capacidad por lo general; lo anterior cuando es preciso regresar al pilote a su lugar por trabajar en la parte más hundida del edificio en maniobras enérgicas de corrección a largo plazo o por tomar toda la carga o por cierta insuficiencia del número de pilotes.(Fig. N.2).

- Existen tres modalidades principales a través de las cuales se pueden asignar diversas distribuciones de carga a los pilotes según las necesidades; a) A través del número de cubos, b) Por diversos grados de apriete, c) Incluso por rangos de separación entre las tuercas y el cabezal. La última puede entrañar ciertos riesgos, y es utilizada en maniobras de renivelación rápida después de ejecutada la recimentación o en trabajos extraordinarios de mantenimiento correctivo. Se requiere constante permanencia de personal. No es recomendable como práctica rutinaria de mantenimiento. El ingeniero geotecnista habrá de valorar cada una de estas opciones al final de los trabajos para la asignación de cargas definitivas. Es necesario respetar la linealidad, o proporción adecuada de las mismas, en función del eje de giro o "bisagra" elegida con respecto a la distancia correspondiente, sobre todo si se proporcionan variaciones en la repartición de carga sobre los pilotes para correcciones al desnivel a mediano o largo plazo.



- 1.- TORNILLOS
- 2.- CABEZAL DE PRUEBA
- 3.- TUERCAS SEGUIDORAS
- 4.- CABEZAL DE CONTROL
- 5.- CAJA DE INYECCION HIDRAULICA
- 6.- MANOMETRO
- 7.- CUBOS DE DEFORMACION
- 8.- MICROMETRO
- 9.- CINTURON PARA SUJETAR MICROMETRO
- 10.- PILOTE
- 11.- GATO HIDRAULICO
- 12.- MANERAL DE CAJA DE INYECCION
- 13.- DADO ESTRUCTURAL FORMANDO PARTE DE LA CIMENTACION
- 14.- TUERCA DE CONTROL
- 15.- TUERCA DE CABEZAL DE PRUEBA

EQUIPO HIDRAULICO PARA DAR CARGA
 FIGURA No. 2

- En cuanto a las filtraciones, se efectuarán los retagues de estoperos. Se extrae la estopa anterior del estopero, se limpia mediante varillas y barreta para asegurar la debida holgura y se coloca la nueva. Generalmente va alternada primero la estopa alquitranada y después la de segunda o de color armadas en forma de “trenza”.
- Es recomendable que se satisfaga la estanquidad del cajón; para ello se sellarán e impermeabilizarán todas las vías del agua freática que trasminan hacia el interior de las celdas ajenas a los estoperos como son: esquinas, paredes o fondo del cajón.
- Se repetirán todas las fases de trabajo indicadas en todos los pilotes involucrados, hasta completar el mantenimiento cabal de la cimentación, incluyendo la corrección de filtraciones. Es recomendable correr otra nivelación y plomeado. Después de un sismo de mediana o gran intensidad, habrá de realizarse otra inspección. Es conveniente prestar un informe preciso y exhaustivo de las actividades realizadas y del resultado de las nivelaciones.

Equipos y materiales.

Para las operaciones anteriores se requerirá del siguiente material y equipo:

Para el personal:

- Overol
- Casco
- Botas de hule
- Guante de cuero
- Goggles

Para los trabajos:

- Arcos con segueta
- Cinceles ¾ “ de diámetro
- Llave stillson de 36”
- Llave stillson de 24”
- Marro 8 lbs
- Desarmador grande
- Extensiones con focos de 60 y 100 watts
- Cable conductor
- Brochas de 4”
- Cepillo de alambre eléctrico
- Nivel de mano
- Tubo de extensión para stillson
- Lámpara de mano

- Macetas
- Barreta
- Varilla (1/2") de 1.50. de longitud
- Bomba (3/4" HP)
- 30 mts. manguera

Sustitución de componente de primera necesidad

- Cubos de madera "caobilla"
- Placas galvanizadas de separación (porta cubos)
- Estopa alquitranada
- Estopa de color
- Esmalte (pintura de aceite)
- Pintura anticorrosiva
- "Apcoseal" o similar
- Arena
- Cemento
- Thinher
- Grasa amarilla
- Diesel
- Alambre recocido

Sustitución adicional de componentes metálicas

- Tuercas de 2"
- Tuercas e media caña de 2" o rótulas
- Husillos o espárragos de 2" * 32"
- Cabezales de sustitución para 100 tons. Debidamente soldados y reforzados con atizadores.

Equipo necesario para los trabajos de topografía.

- Un nivel "WILD NA- 28" o equivalente que permita efectuar nivelaciones con una precisión mínima de +- 2 mm, de rango de error.
- Estadales
- Cinta métrica de 15 m

Adicionalmente, podría requerirse equipo de carga, que incluye: gato con caja, tuercas seguidora, husillos de extensión y cabezal maestro.

En resumen el mantenimiento preventivo consistirá en:

- a) Nivelación topográfica y lectura de plomos
- b) Graficar la nivelación
- c) Bombeo de las celdas de cimentación para revisar los dispositivos de control de los pilotes
- d) Revisar los dispositivos y la deformación de las celdillas
- e) Suministro y colocación de celdillas de deformación
- f) Carga del pilote
- g) Engrase y pintura de parte metálicas
- h) Limpieza de la cimentación

El espacio que queda entre el terreno y el edificio ya levantado será relleno con tepetate lo mejor posible, entre la junta del pilote y la del dado, se rellena con estopa alquitranada para evitar que el sótano se inunde por el paso del agua freática.

- MANTENIMIENTO CORRECTIVO

Trabajos adicionales resultan necesarios de efectuar cuando el mantenimiento preventivo no es suficiente para controlar movimientos diferenciales. Tales como interacción en colindancias, obstrucciones en la cimentación, liberación de brocales por causas especiales, etc.

Básicamente, las actividades extraordinarias que rebasan el alcance normal de un programa de mantenimiento a los dispositivos de control de los pilotes de un edificio pueden quedar comprendidas en 5 grupos de actividades principales:

- Liberación de colindancias. Fuerzas de fricción con las estructuras colindantes pueden entorpecer las respuestas al comportamiento inducido a través de los mecanismos de control ya sea por los contactos desarrollados en los sistemas estructurales de cimentación o incluso de la superestructura. Algunas actividades frecuentemente comprendidas bajo este grupo son las siguientes: demoliciones de firmes de concreto, demoliciones de cascajo existente en el anexo de las colindancias, excavaciones haciendo cepa en toda la colindancia del edificio, suministro y colocación del entarimado, relleno y compactación del material térreo excavado en las mismas colindancias.
- Subexcavación o covacheo. El suelo de apoyo a la losa de cimentación puede propiciar respuestas demasiado lentas a maniobras de recuperación impuestas por la presencia de capas de suelo superficial muy resistentes, residuos de antiguas cimentaciones, entre otras. Actividades involucradas en este grupo serían: demoliciones parciales en la losa de cimentación, excavaciones para lumbreras, tuneleo, colocación de ademe, bombeo.
- Actividades complementarias. Derivadas de las dos anteriores, éstas estarán constituidas por actividades adicionales como: maniobras en los dispositivos de control tendientes al ágil enderezado del inmueble, transportación interior, acarreo y extracción del cascajo producto de las excavaciones y de las demoliciones, restituciones de ventanas en muros y demoliciones en losa realizadas durante estos trabajos extraordinarios.
- Liberación de brocales por causas extraordinarias. Resultó frecuente el caso de recimentaciones emprendidas cuando los pilotes ya se encontraban colocados por otra compañía diferente a la precedida por el ing. Manuel González Flores. Pilotes inclinados o de superficie irregular por la técnica constructiva empleada de "colado in situ" fueron reacondicionados en su tramo final, pero con el paso del tiempo dichas irregularidades a

largo del fuste volvieron a hacer acto de presencia presentado contactos indeseables con el brocal, ante el inexorable fenómeno del hundimiento de la Ciudad de México.

- Otros. Efectos basculares de las estructuras, presencia de excentricidades, escasez de pilotes por tratarse de recimentaciones emprendidas sobre sistemas mixtos de cimentaciones previas con pilotes de fricción con suficiencia de diseño de acuerdo al reglamento de la época, presencia de viejos pilotes de fricción recortados que hayan alcanzado otra vez la cimentación, etc.

En muchas ocasiones estas actividades extraordinarias son motivadas por causas tales como: Falta de la debida supervisión y cuidado en la construcción de edificios colindantes posteriores a los edificios de interés, con los cuales no se respetó la junta de separación, arrojado de basura, cascajo, mezcla de desperdicio dispuesta sobre las colindancias o sobre los brocales de los pilotes por otras obras de modificación o remodelación efectuadas en el edificio, recimentaciones efectuadas solamente para detener tendencias negativas al movimiento del inmueble sin investigar las causas profundas que motivaron su desnivel, o que fueron efectuadas en forma parcial por falta de presupuesto por parte del cliente, etc.

Sin embargo, transcurrido cierto tiempo, 15-20 años, pudieran presentarse algunas de estas irregularidades por causas naturales.

Algunas recomendaciones prácticas en el mantenimiento de los dispositivos de control de los pilotes

- Debido al adecuado aprovechamiento de las acciones combinadas de soporte del edificio a través del sistema de pilote de control, las celdas de deformación, tendrán que deformar. La falta de deformación de los cubos de madera, al transcurrir un lapso de tiempo razonable, ante el ritmo de hundimiento incrementante en la Ciudad de México, plantea una respuesta deficiente del sistema de control. O bien por casos aislados de pilotes hincados sin la suficiente capacidad de soporte o por excesiva dotación de cubos por capa.
- Como quiera que el sistema está sujeto a la deformación, al cabo de un tiempo los cubos llegarán al límite de la deformación plástica, momento en que habrá de modificarse la posición del puente o cabezal y restituir los cubos de madera, condición del sistema.
- Una adecuada vigilancia de la total separación del último tramo del pilote respecto al dado de mantenimiento libre de todo el espacio anular comprendido constituye una etapa importante por satisfacer durante el proceso de mantenimiento.
- Una atinada programación de cargas simple a través del número de cubos o combinada por “grados de apriete”, o incluso separación de tuercas de distribución progresiva lineal cuando se inducen diferentes cargas al pilote, es necesario asignar directamente al pilote respetando siempre la participación de las 4 formas de trabajo en la medida de lo posible

en el sistema de pilotes controlables. De ésta manera se propiciará la deformación de los cubos toda vez que la Ciudad de México continúa asentándose a un ritmo creciente.

- A pesar de la frecuente escasez de información estructural acerca de los inmuebles sujetos a mantenimiento en los dispositivos de control de los pilotes es posible obtener información de carácter preliminar de gran valía tal como una bajada de cargas estáticas. Así mismo, es factible vigilar una adecuada magnitud y proporcional distribución de cargas en los pilotes, con base en el conocimiento previo del edificio, en los registros de plomos y desniveles totales y parciales acumulados y en anteriores asignaciones de carga. Lo anterior para evitar fenómenos de concentración de carga locales, “emersiones” de los inmuebles y deficiencias en la corrección a mediano o a largo plazo en los desniveles existentes. Tales medidas forman parte del acervo del buen conocedor sensibilizado del sistema.

Lo recién expresado se fundamenta en las reglas de carácter empírico implícitas del sistema. Si la estructura tiende a bajar más aprisa de lo que hace el suelo circundante, los pilotes se harán trabajar a mayor carga, aumentado en número de cubos por capa, con lo que se alivia la parte de carga transmitida directamente al suelo y se frena el descenso relativo de la estructura; recíprocamente, si la estructura tiende a emerger respecto al terreno los pilotes se harán trabajar a menor carga, disminuyendo el número de cubos de madera por capa, de modo que la contribución de la estructura por losa sea mayor recibiendo más carga el suelo, con lo que su asentamiento se verá acelerado.

Si la estructura desciende de un modo no uniforme, con asentamiento diferencial, las técnicas recién descritas podrán aplicarse a diferentes zonas del área de la cimentación, con lo que es posible igualar los asentamientos.

Los buenos resultados en la aplicación de la técnica descrita, exige, por supuesto, un número de pilotes adecuado en el sistema de cimentación; con escasos pilotes, la estructura se hundirá sin remedio, ya que no podrán sobrepasar su carga por falla; por otra parte, si el número de pilotes es excesivo, podrá emerger la estructura aún cuando la cabeza de los pilotes no se aplique ninguna carga.

- Desde luego los pasos a seguir para la corrección del desnivel tendrán sus limitantes por otras causas adicionales según se mencionó en el apartado anterior, lo que obligará a asumir medidas de corrección adicionales que coadyuven a la recuperación deseada.
- Es recomendable registrar la posición del pilote respecto al dado antes, durante y después a la descarga como auxiliar importante en la comprensión del comportamiento. Si se dificulta dicha labor, se propone educar al personal para llevar un control de “rebote” al momento de la descarga: 3 mm, 5 mm, 1 cm, 2 cm. La ausencia de este rebote aunada a un examen en el lugar de las condiciones prevalecientes del espacio anular entre el pilote y el dado, permite la rápida obtención de conclusiones.

□ A veces se presentan irregularidades por una disposición asimétrica de los estabilizadores al no satisfacer un arreglo de paralelaje o coplanario con el cabezal para evitar el volteo por excentricidades y por eventuales variaciones de la resistencia de la madera; y por restringir la libertad de movimiento de dicho cabezal respecto de la cimentación en caso de sismo. Se propone revisar siempre la correcta alineación y paralelaje del sistema de control toda vez que la parte sobresaliente del pilote más la altura de las tres camas de cubos, quedará apenas rebasado los 25 cm, altura común de los estabilizadores. La finalidad de ésta práctica es que el cabezal “repose” prácticamente sobre los estabilizadores.

CONCLUSIONES

Una vez que se ha cumplido con el objetivo de los capítulos que comprende el presente trabajo; mismo que se ha desarrollado en forma clara y ordenada, se presentan las conclusiones correspondientes e éste.

- a) Como se describe en los capítulos I y II, el suelo lacustre de la Ciudad de México, es una zona altamente deformable (hundimiento regional elevado) y con poca resistencia al esfuerzo cortante, por lo que no es recomendable la utilización de una cimentación mediante pilotes de punta, ya que estos se apoyan en la capa resistente y a medida que se presenta el hundimiento regional, los edificios con esta cimentación emergen y se aprecia en un lapso menor a 10 años.
- b) No es recomendable la utilización de pilotes de fricción en edificios esbeltos ya que fácilmente puede darse la inclinación de los inmuebles al hundimiento diferencial del suelo de la Ciudad de México.
- c) No es conveniente colocar los pilotes debajo de las trabes ni de las columnas, lo viable es que se coloquen a un costado, ya que puede darse un mal comportamiento del edificio en un lapso de 10, 20 ó 30 años, y se requiera de una recimentación con base en pilotes de control.
- d) Una vez que se a optado por una recimentación en base a pilotes de control se exige la condición de proporcionarle mantenimiento para su buen funcionamiento.
- e) El pilote de control se presta a la posibilidad de mejorar o cambiar el tipo de cimentación, ya que en uno de fricción se puede alargar su longitud para aumentar su capacidad de carga o cambiarlo a uno de control, cuando el pilote ya esta apoyado en la capa dura.

Referente a los inconvenientes encontrados el dispositivo de control "tradicional", expuestos en el Capítulo III, (Estado del arte de los pilotes de control), mismo que justifica los últimos avances realizados al dispositivo, se pueden hacer las siguientes observaciones.

Partiendo de:

1. Se han mencionado algunas causas que tanto por condiciones estáticas como sísmicas causan la tendencia al volteo del dispositivo control del pilote. Comprendidas dentro de las primeras (estáticas): a) La falta de la debida alineación entre la ubicación de los tornillos y el centro geométrico de la cabeza del pilote. b) Así mismo la falta de coplanaridad o arreglo del debido paralelaje entre la cabeza del pilote y la disposición del puente o cabezal. Por último, c) la heterogeneidad de la madera utilizada que presenta deformaciones diferenciales en todo el conjunto de cubos colocados entre el pilote y el dispositivo de control.

2. Comprendida bajo fuerzas sísmicas se puede citar: a) Por excesivas alturas del dispositivo de control con respecto al nivel de la losa o del dado, que motiva un mayor grado de libertad del cabezal o puente. b) Por generación de esfuerzos adicionales que provoca la ruptura del alguno de los tornillos o husillos, o incluso la ruptura del cabezal o falla del mismo pilote.

Con base a lo anterior, se pueden hacer la siguientes observaciones a los cambios realizados al dispositivo.

- Las anclas tipo araña no cumplen con el sistema de fuerzas coplanares.

Habrá de cuidarse la correcta alineación del sistema anclas-centro geométrico del pilote desde su fase de construcción para evitar excentricidades por esta razón se han propuesto y aplicado anclas tipo corredera que evita la excentricidad de fuerzas en el sistema (Sistema de control Cimec). Sin embargo, cualquier esfuerzo adicional recae directamente sobre el ancla, en vez de afectar primero a los estabilizadores (elementos que Cimec descarta en su sistema). razón por la que a través del sistema "tradicional" del Ing. Manuel González Flores, se reparte la carga a éstos sin sobrefatigar el ancla con cargas concentradas e innecesarias

- Los elementos de carga (celda de caobilla son de vida muy corta.

Existen materiales sustitutos, como la placa de neopreno utilizada por la empresa TGC Geotécnia, que poseen la propiedad de fluir uniformemente bajo la acción de una carga, pero esta placa resulta ser costosa y con el tiempo (3 a 5 años), pierde resistencia; además de que es un material relativamente nuevo que empieza a usarse en el mantenimiento de algunos edificios de la Ciudad de México como Palacio Nacional y Catedral Metropolitana, sin saber todavía de manera real su verdadera función. La ventaja que proporciona la utilización de los cubos de madera, consiste en: a) minimizar el costo; b) maximizar su vida útil. Para lograr lo anterior, se arregla la fibra de madera en forma horizontal y con la orientación e diferentes direcciones para los cubos vecinos (Fig. 2, capítulo V), separando cada cama de cubos por la placa galvanizada.

- El dispositivo de control es propenso a la corrosión y oxidación de todas sus partes metálicas.

El dispositivo en cualquiera de sus variaciones exige mantenimiento (principalmente engrasado de piezas metálicas y cambio de cubos de caobilla), si éste no se realiza se agudiza la presencia de éstos problemas; si existe continuidad en la revisión del dispositivo y se previenen los efectos producidos por la presencia de agua en las celdas de cimentaciones provocadas por el incremento del nivel de aguas freáticas o filtraciones de la misma, se minimiza el costo y los efectos que inciden en las partes metálicas. De no seguirse lo anterior, el mantenimiento resulta ser más costoso debido a que se tendría que hacer el cambio total de las piezas que lo conforman.

-BIBLIOGRAFÍA

- Mecánica de Suelos
Tomo II
Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos
Juárez Badillo, Rico Rodríguez
Limusa 1994.

- El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo.
Efraín Ovando Shelley, Francisco González Valencia
Sociedad de Mecánica de Suelos A.C. 1990

- Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México
COVITUR
Secretaría General de Obras DDF
Comisión de Vialidad y Transporte Urbano 1990

- Tesis profesional para obtener el título de Ingeniero Civil
Revisión crítica de los procedimientos para la renivelación de edificaciones (UNAM)
Escuela Nacional de Estudios Profesionales "ARAGÓN"
Samuel Reyes Pérez 1982

- Recimentación y renivelación de estructuras y monumentos.
Enrique Santoyo, José A. Segovia, 1999.

- Recimentaciones.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1991

- Dispositivos para controlar movimientos de estructuras piloteadas
Miguel Aguirre, 1981.

- Los sismos de 1985, Casos de mecánica de suelos.
Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1987.

- Folletos diversos
Marcos Aguilar. 2000.

- Folletos diversos
Manuel González Flores, 1972