

122 2g'



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

**RECIMENTACION DE EDIFICACIONES EN LA
CIUDAD DE MEXICO A BASE DE PILOTES
DE CONTROL.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A N:

Marco Antonio Muñoz Franco

Fernando Rivero Laborde

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

MEXICO, D. F.

1990.



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

INDICE.

INTRODUCCION.	002
1.-GENERALIDADES.	005
1.1.-Historia de las cimentaciones en la Ciudad de México.	008
1.2.-Clasificación de las cimentaciones.	013
1.3.-Características generales del subsuelo en la Ciudad de México.	025
2.-ESTUDIOS PRELIMINARES.	036
2.1.-Importancia de los estudios.	037
2.2.-Estudios de campo.	038
2.3.-Estudios de laboratorio.	050
2.4.-Pruebas de carga para pilotes.	057
3.-ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.	064
3.1.-Losas de cimentación.	066
3.2.-Contratrabes.	068
3.3.-Dados.	069
3.4.-Brocales.	070
3.5.-Dentellones.	072
3.6.-Anclas.	072
4.-CARACTERISTICAS DE LOS PILOTES DE CONTROL.	074
4.1.-Tipos de sistemas de control.	077
4.2.-Características de un pilote de control a base de celdillas de deformación con madera.	086
4.3.-Funcionamiento de una cimentación con pilotes de control.	101
4.4.-Equipo para su hincado.	108
5.-EJEMPLOS DE RECIMENTACION EN LA CIUDAD DE MEXICO.	129
5.1.-Iglesia de El Pocito.	129
5.2.-Exconvento de las Capuchinas.	134
5.3.-Catedral Metropolitana.	150
6.-CONCLUSIONES.	170
ANEXO 1.-Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones para el D.F.	173
BIBLIOGRAFIA.	198

INTRODUCCION.

Hasta el año de 1930, el cimentar en la Ciudad de México, era un verdadero problema para los Ingenieros debido esencialmente a las características del terreno de esta gran Urbe que presentaba dos fenómenos de gran interés:

Primero, la abundancia de agua y en consecuencia una posibilidad de deformación muy grande por lo que cualquier edificio ligeramente pesado que se colocaba directamente sobre el terreno, sufría graves hundimientos y deformaciones dañándose él y dañando a sus vecinos, además de que el altísimo costo de la recimentación la hacía parcialmente inaccesible para la Ingeniería Mexicana;

Segundo, debido al bombeo del agua subterránea de nuestra ciudad, ésta desde entonces, muestra su hundimiento, por lo que aquellos edificios pesados que se cimentaron sobre pilotes, si bien ya no se deforman, ahora sobresalen dado que se esta hundiendo el terreno en donde se encuentran los pilotes.

Para resolver estos serios problemas, hubo necesidad de encontrar un sistema que combinara y aprovechara las dos formas de cimentación, terreno y pilotes y así, lograr que los edificios se quedaran a la altura de las banquetas y de los jardines y que además, no se inclinasen, todo eso se consiguió por medio de los Pilotes de Control es decir, por medio de pilotes fijos a los cuales se les adapta un sistema que permite controlar deformaciones. Con ellos, los

edificios están siempre apoyados en terreno firme y además, en dichos pilotes solamente descansa la carga necesaria para que el nivel de los edificios se conserve a la altura de las banquetas.

En México inicialmente los Pilotes de Control se utilizaron solamente para cimentar los edificios siendo a la fecha más de 300 los cimentados así, pero en la actualidad, los pilotes de control tienen nuevas utilidades, como son: recimentar edificios fallados; enderezar los que están inclinados; levantar los que están hundidos y, bajar aquellos que se han levantado como son la mayor parte de los edificios cimentados sobre pilotes fijos e incluso, existen ya pilotes de control que trabajan automáticamente por medio de dispositivos dispersores de energía, logrando así, que los edificios permanezcan al nivel de la ciudad.

Las características del subsuelo en la Ciudad de México explica el porque de la generalización de esta técnica y a su vez, la importancia de este trabajo el cual, dividimos de la siguiente forma: en el primer capítulo "Generalidades", ubicamos los antecedentes de la cimentación en México, su clasificación y las características generales del subsuelo en la Ciudad de México; en el segundo capítulo: "Estudios Preliminares", tratamos de establecer la importancia de los estudios, tanto de campo como de laboratorio, para disminuir riesgos y lograr verdadero avance en el desarrollo de proyectos y de la realización de las obras en esta rama de la Ingeniería; en el tercer capítulo: "Elementos

Complementarios", describimos a detalle los elementos que intervienen en una cimentación y recimentación a base de Pilotes de Control, dando cuenta de la enorme utilidad de esta técnica para los Ingenieros Civiles de nuestro país; en el cuarto capítulo: "Características de los pilotes de control", se da primeramente una descripción de los pilotes de control y sus modalidades, así como el equipo necesario para su hincado y finalmente; en el último capítulo intitulado: "Ejemplos de Recimentación en la Ciudad de México", describimos la aplicación de los Pilotes de Control en verdaderas Joyas Arquitectónicas de la Ciudad de México con lo que fundamentamos la importancia de esta técnica de la Ingeniería Civil Mexicana para enfrentar uno de los grandes problemas en la Ciudad de México: su hundimiento. Finalmente, agradecemos la asesoría del programa de "Apoyo a la Titulación" de la División de Educación Continua de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., y en particular, al Ingeniero Oscar Martínez Jurado, responsable principal de dicha asesoría.

Julio de 1990.

1.- GENERALIDADES.

El Valle de México se caracteriza por tener un suelo de elevada compresibilidad, baja resistencia al esfuerzo cortante y hundimiento superficial. Estos problemas exigen que la edificación dentro de este suelo se realice en base a un severo análisis de la cimentación, utilizando los diferentes elementos que han surgido y que sustentan diversos requerimientos de carga con los cuales se pretende resolver esta problemática.

La cimentación se describe como el apoyo de la estructura que soporta la interfase entre la edificación y el material que la sostiene. En una casa la cimentación es parte de la estructura que en contacto con el suelo, no permite que se deforme o se mueva.

Conocer el suelo y el subsuelo del Valle de México así como sus alteraciones a través del tiempo es fundamental para determinar el mejor sistema constructivo de cimentación que debe ser utilizado hoy en día. Es decir, la cimentación deberá evitar que la construcción se colapse o se deforme excesivamente para lo cuál, deberá recurrir a las características mecánicas del material con que se construye y las del medio en que se apoya, analizando las alteraciones que el suelo y la estructura se provocan mutuamente y dimensionándolas de acuerdo con las hipótesis y teorías desarrolladas en la resistencia de materiales y en la geotécnia.

El estudio de los cambios de forma o de colapso de la cimentación, implica tomar en cuenta las deformaciones elásticas, plásticas y de ruptura, producidas por las fuerzas a que estará sujeta, las cuáles tienen orígenes muy variados como el propio peso, los sismos, el viento, los cambios cíclicos de temperatura, la lluvia, la variación del nivel freático, los cambios en la vegetación, y la presencia de oquedades o de minas, etc.

En ese sentido, se debe tomar en consideración la ubicación del Valle de México la cual se encuentra en el extremo sur del altiplano mexicano limitado por diferentes montañas y es una cuenca originalmente cerrada que ahora drena hacia el norte por un túnel y un tajo artificiales. Los límites de la Cuenca son: al norte, las Sierras de Tepotzotlán, Tezontlalpan y Fachuca; al sur, las del Ajusco y el Chichinautzin; al este, los montes del Calpulalpan y Río Frío y la Sierra Nevada; al oeste, la Sierra de Las Cruces. Otras dos sierras más pequeñas atraviesan parcialmente la Cuenca de este a oeste: la de Guadalupe y Santa Catarina.

La historia muestra que en 1521, cuando se dio la conquista por los españoles, el Valle de México se encontraba sumergido por varios lagos. En el centro se encontraba el mayor de ellos, el Lago de Texcoco, con una extensión de 62,000 hectáreas y de agua salada; al sur se encontraban los de Aculco y Xochimilco de agua dulce y al norte y de agua salada también, los de Ecatepec, Xaltocan y Zumpango

abastecidos todos ellos por las aguas que bajan desde las serranías.

Estudios oficiales han demostrado que son arrastres, inclusive cantos rodados los que llenaron lentamente el fondo del vaso que conforma parte del subsuelo de la Ciudad de México. En la actualidad y debido a los asentamientos humanos y al crecimiento anárquico de la Ciudad de México, las dimensiones de los lagos se han reducido considerablemente e incluso, a lo largo de más de 500 años, algunos han desaparecido.

La abundancia de agua y el bombeo que de esta se lleva a cabo en la Ciudad, significó hasta el año de 1930, un verdadero problema a resolver para los ingenieros mexicanos ya que cualquier edificio ligeramente pesado que se colocaba directamente sobre el terreno, sufría hundimientos y deformaciones de mucha importancia, dañándose él y a sus vecinos, y aquellos edificios pesados que se cimentaban sobre pilotes empezaban aparentemente a sobresalir a la velocidad en que se reducía la altura del terreno en donde se encontraban los pilotes.

Los pilotes de control significaron la fórmula para resolver estos serios problemas, combinando y aprovechando las dos formas de cimentación, logrando que los edificios se quedaran a la altura de las banquetas y de los jardines y que no se inclinasen.

El establecimiento del sistema que pudo salvar muchas obras entre las cuales se encuentran verdaderas joyas

arquitectónicas y que se encontraban materialmente condenadas a ser demolidas en el futuro, lo constituye la recimentación. La primera recimentación se hizo por medio de puentes marinos apoyados en pilotes clavados a los lados de los muros y uniendo entre sí las cabezas de los pilotes por medio de una red de trabes, lográndose de esta forma que las construcciones quedaran fijas, y que ya no se movieran aunque quedaran inclinadas.

Un salto en la técnica de recimentación lo dio el Ingeniero Manuel González Flores otorgando con ello, un alto prestigio a la ingeniería mexicana a nivel internacional. Esta técnica se utiliza en cualquier parte del mundo para recimentar edificios aún de los siglos pasados, dado que ella permitió el enderezamiento de las construcciones deformadas, transformando todos los pilotes fijos en pilotes con sistemas de control, soportando toda la construcción en puentes marinos y a través de excavaciones abajo de los muros de la construcción y de las trabes que sirvieron para la recimentación, quedando todo en el aire para bajar o subir la zona deseada teniendo la precaución de dejar celdas de deformación en cada control, que permitieran corregir automáticamente cualquier demora o error en el trabajo.

1.1.- Historia de las cimentaciones de la Ciudad de México.

La Ciudad de México fue fundada por una tribu procedente del Norte, llamada los Tenochcas o Aztecas, construyendo su

capital al occidente del Lago de Texcoco, en 1325 la Ciudad fue llamada Tenoxtitlán, desplantando inicialmente sus templos y edificios en terrenos rellenados por ellos, ayudándose con carrizos, lodo y césped. Al paso del tiempo, la Ciudad del Imperio Anáhuac contaba con 8 templos, el Palacio Imperial y otros edificios de gran magnitud como son, las Casas de las Aves, el Palacio de Justicia, la Casa de las Ferias, dos mercados, etc. El centro de ésta urbe se comunicaba con el resto de la Ciudad por cuatro grandes calzadas, acueductos y canales, sin embargo, al conquistarnos los españoles, arrasaron con nuestra Ciudad dejando únicamente como restos los recientemente encontrados, como el Templo Mayor en la Ciudad de México, donde existen grandes plataformas precedidas de un estacado a manera de pilotes cortos (3.50 m de profundidad).

La segunda época viene a raíz de la culminación de la conquista de la gran Tenoxtitlán en 1521 hasta 1821. La Ciudad de la Nueva España tuvo una dimensión de 1.45 km de Oriente a Poniente y 2.225 km de Norte a Sur, las principales construcciones fueron de carácter religioso y público como el edificio de la Santa Inquisición en 1620 al igual que el Acueducto de la Verónica, etc. En el siglo XVII se construyó el Acueducto de Belén y en 1734 se mejoró y amplió la Casa de Moneda, para 1753 se estrenaba el Teatro Principal y en 1797 se comienza la construcción del Colegio de Minería el cual concluyó en 1813.

Sin embargo, la Ciudad sufrió mucho a causa de las inundaciones y aún con la construcción de canales y la derivación del Río Cuautitlán por el Ingeniero Enrico Martínez. En 1629 se presentaron las más intensas lluvias de la época por lo que el túnel y el canal construido se desbordó y derrumbó causando la más grande inundación sobre la Ciudad que la historia recuerde ya que duró aproximadamente 5 años. La solución fue cerrar con muros las puertas e iniciar la extracción de agua del interior, lo que resultó contraproducente, ya que se originaron filtraciones que en poco tiempo se tubificaron ocasionando oquedades bajo las cimentaciones y con ello, asentamientos fuertes como los ocurridos en el templo de San Agustín y en el antiguo Colegio de San Idelfonso.

Casi todos los edificios de grandes dimensiones tenían bajo su cimentación (de mampostería y de piedra brasa), pilotes de madera siendo los más comunes los de cedro, de oyamel y el de ocote, algunas tenían emparrillados (edificios menos pesados y de menor importancia) y otros de mampostería, a base de piedra brasa y tezontle ligero, junteada con una mezcla de cal y arena.

La tercera época (1821 a 1890) se ubica desde la Independencia hasta la construcción del drenaje de la Ciudad de México. En esta época, se construyeron en la Ciudad obras muy importantes como son el Gran Templo Nacional, la Cúpula de Sta. Teresa la Antigua, el Ciprés de Catedral, etc.; también se abrieron nuevas calles como la de Independencia,

Gante, Lerdo, Ayuntamiento, etc., se fundaron colonias como Santa María la Ribera, Guerrero, Sta. Julia, Hidalgo, Morelos, Juárez, etc., donde se construyeron multitudes de casas particulares, pequeñas industrias y comercios como el de hilados y tejidos, loza, azulejos, mosaicos para pisos, tabaquerías, ácidos, cerillos, cervezas, licores, dulces, molinos de trigo, aceites, etc.

Para esta época, se introdujo un nuevo sistema de cimentación ideado por el Dr. Javier Cavalieri quien en 1857 vino a México como director de clases de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Academia Nacional de Bellas Artes de San Carlo. El sistema ideado consistió en excavar hasta encontrar el espejo de agua del nivel de aguas freáticas existente en la zona (sin bombeo) y, rellenar la cepa con capas de 10 a 15 cm alternando una mezcla de cal apagada al momento, arena azul y confitillo de tezontle (tezontlale) y una porción idéntica de tierra fangosa logrando una dureza extraordinaria.

La cuarta época (de 1890 hasta nuestra era) se refiere a la operación del primer drenaje de la Ciudad de México. Destaca en esta época el desagüe y el drenaje inaugurado el 17 de marzo de 1900. Así como el hecho de que la industria de la Construcción tuvo avances fuertes, se empezó la construcción con estructuras de acero revestido con cantera y otros elementos como el concreto armado. Los tres sistemas empleados para la cimentación por los españoles fueron el de pilotes cortos, el emparrillado y el de mampostería.

En la Plaza de la Constitución por ejemplo se aplicó una combinación de emparrillado y pilotes de madera para soportar la columna de la Independencia proyectada y no realizada finalmente por problemas económicos (no se pudo juzgar su funcionamiento hasta años más tarde). Hubo otros edificios de considerables dimensiones en donde se aplicó el sistema de pilotes de madera y no tan exitoso pero como mal fue la utilización de otro sistema consistente en bóvedas inversas de mampostería o ladrillo con claves de recinto.

Los cimientos de arena solo fueron utilizados en el Teatro Nacional y hubo una modificación en el año de 1898 en cuanto a los emparrillados, utilizándose para rigidizar los rieles de ferrocarril mexicano de 35 kilos por metro como en el Palacio de Hierro.

Otro sistema que vino a revolucionar grandemente, fué el utilizado en el nuevo Edificio de Correos, el Monumento a la Independencia y otros, a base de una plataforma de viguetas de acero y concreto ocupando la superficie total del edificio que sostendría, precedido de pilotes de madera. Posteriormente se utilizó el emparrillado de viguetas de acero y concreto armado y en adelante, los materiales fueron disminuyendo en su densidad, lográndose construcciones más ligeras.

Hoy en día, heredamos muchos de estos sistemas y otros se han perfeccionado en grado superlativo. Para 1907, el sistema de pilotes no estaba considerado como algo ideal o viable debido al costo comparativo con los emparrillados,

mamposterías e inclusive plataformas. Además, cuando las maderas sufren la fluctuación del nivel de aguas freáticas, se pudren deteriorando las cabezas expuestas así como los emparrillados.

Las bóvedas inversas resultan, incluso actualmente muy costosas. No obstante, con una construcción esmerada, se obtienen buenos resultados a la larga.

Las cimentaciones de vigas de acero y concreto armado y grandes plataformas tuvieron problemas por grandes asentamientos diferenciales debido al elevado sobrepeso en el terreno altamente compresible (como por ejemplo El Palacio de las Bellas Artes), debido a esto, surgieron otras ideas como son las cimentaciones compensadas. Sin embargo, los pilotes eran las únicas cimentaciones, de profundidad y estos sufrieron por los hundimientos generalizados, provocados por el drenaje y el desagüe, los cuales día a día abatían el nivel freático haciendo más y más crítico su comportamiento mismo que en los sismos de 1845, 1858 y 1894 se vieron acentuados, causando graves daños a las estructuras que soportaban.

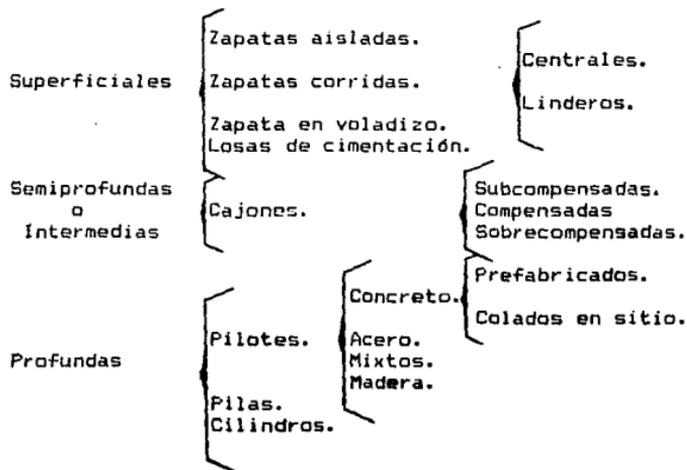
1.2.- Clasificación de las cimentaciones.

De acuerdo con una descripción general, las cimentaciones se definen como la estructura que se encuentra normalmente bajo tierra, denominándose así como subestructura, siendo esta la encargada de transmitir las cargas que bajan desde la

superestructura. El objetivo principal de las cimentaciones es el de distribuir las cargas mencionadas de tal forma que los hundimientos generales como diferenciales se mantengan dentro de los límites permisibles que eviten daños tanto en la propia estructura como en las construcciones o instalaciones que la rodean.

No existe una clasificación de los tipos de cimentación que se utilizan de manera universal, pero para dar una descripción general nos regimos por las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones para el D.F. que a continuación describimos:

CLASIFICACION DE LAS CIMENTACIONES.



La primera gran rama es la de cimentaciones superficiales, siendo las más comunes y utilizadas: las zapatas aisladas, las zapatas corridas, las zapatas en voladizo, las losas de

cimentación, y las combinaciones entre estas las que se denominan zapatas mixtas.

1.2.1.- Superficiales.

1.2.1.1.- Zapatas aisladas.

Elementos estructurales aislados generalmente cuadrados o rectangulares y raramente circulares, que se construyen con el objetivo de transmitir las cargas de la estructura en una área mayor, para lograr una presión adecuada, generalmente son de concreto armado (fig.1.1).

1.2.1.2.- Zapatas corridas.

Son elementos análogos a los anteriores en los que la longitud supera en mucho el ancho. Soportan varias columnas o muros y pueden ser de concreto armado o de mampostería si las cargas no son muy grandes, se clasifican en centrales y de lindero (fig.1.2).

1.2.1.3.- Zapatas en voladizo.

Elementos estructurales con similares características a las zapatas aisladas, ubicándose en taludes de pendientes variables o voladizos a los cuales debe su nombre (fig.1.3).

1.2.1.4.- Losas de cimentación.

Esta continúa siendo una evolución de la zapata aislada, que se da cuando la resistencia del terreno es muy baja y las cargas muy altas que ni la zapata corrida pueda soportar, empleándose verdaderas losas de cimentación que llegan a cubrir toda la superficies e inclusive a rigidizarse con contratraves (fig.1.4).

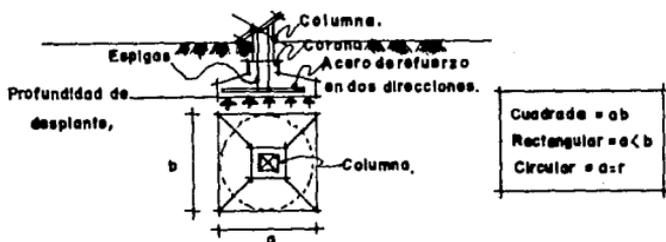


FIGURA 1.1.-ZAPATAS AISLADAS.

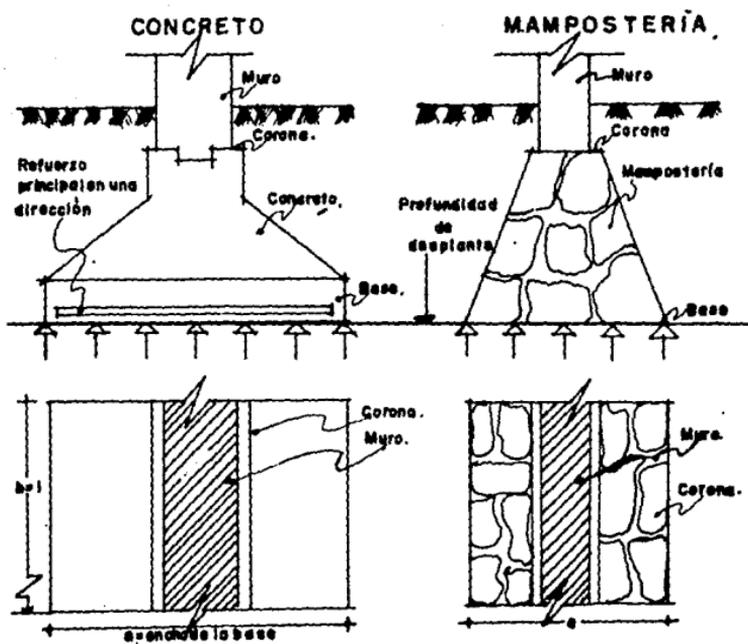


FIGURA 1.2.-ZAFATAS CORRIDAS.

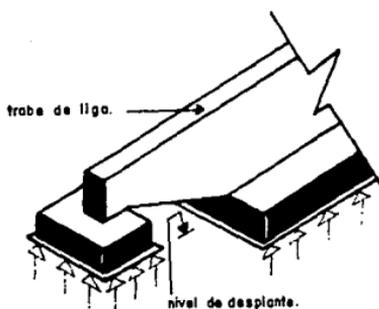


FIGURA 1.3.-ZAPATAS EN VOLADIZO.

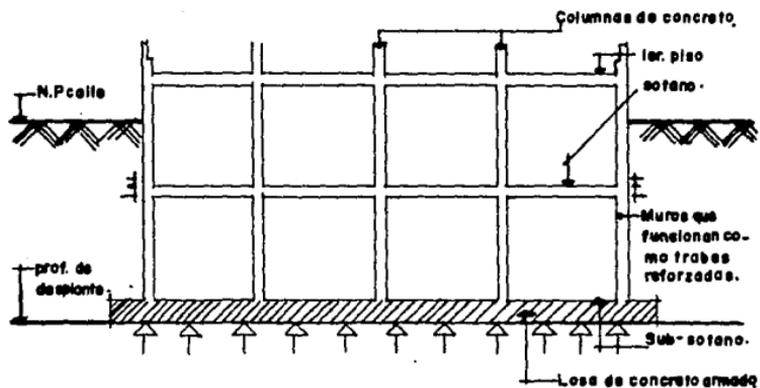
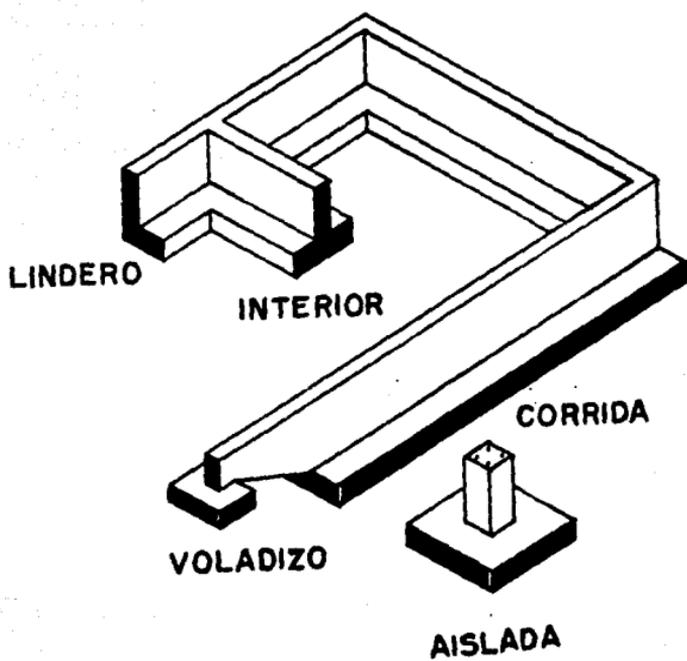


FIGURA 1.4.-LOSAS DE CIMENTACION.



ESQUEMA GENERAL DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ZAPATAS.

Existen presiones transmitidas al subsuelo que ni la losa de cimentación permite que la capacidad de carga del subsuelo sea excedida, por lo cual, se tiene que recurrir a otros elementos que permitan soportar la superestructura en estratos inferiores y más resistentes, llegando así a la necesidad de las cimentaciones profundas.

Antes de comenzar con este tipo de cimentaciones, hablaremos de un tipo de cimentación que por sus características puede o no estar comprendida entre las del tipo superficial y las del tipo profundo, por lo que nos referimos a las del tipo semiprofundas, las cuales están regidas por un criterio muy sencillo.

1.2.2.- Semiprofundas.

1.2.2.1.- Cajones.

Los cajones de acuerdo con el peso del volúmen extraído en relación al peso de la estructura presenta tres criterios que describiremos a continuación:

1.- Cajon subcompensado.

Es aquel en el que el peso del volúmen excavado es menor que el peso de la estructura dejando que algunas presiones sean absorbidas por el subsuelo.

2.- Cajon compensado.

Estas tratan de desplantar a una profundidad tal, que el peso de la tierra excavada iguale al peso de la estructura, de manera que no se agregue ninguna presión adicional a la originalmente existente.

3.- Cajon sobrecompensado.

Estas tratan de desplantar a una profundidad tal, que el peso de la tierra excavada es mayor al peso de la estructura, de manera que se disminuye la presión que originalmente existía (fig.1.5).

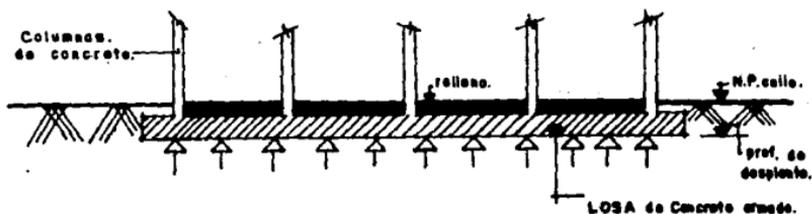


FIGURA 1.5.- CAJONES.

1.2.3.- Profundas.

1.2.3.1.- Pilotes.

Se distinguen por ser elementos estructurales con un área transversal pequeña, comparada con su longitud, existen pilotes fabricados con distintos materiales y diferentes características geométricas también tienen variación de su diámetro el cual va de 30 a 60 cm.

En la clasificación de las cimentaciones se proporcionan los tipos de materiales que se emplean para fabricar pilotes en orden descendente de uso.

1.2.3.1.1.- Pilotes de concreto.

Se fabrican de concreto simple, reforzado, presforzado o postensado, empleando cemento portland normal o resistente a las sales, alcalinos y silicatos del medio donde se hincarán. 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 ligan 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 u ochavados, hexagonales, triangulares y circulares.

1.2.3.1.2.- Pilotes de concreto colado en el lugar.

Cuando se fabrican generalmente son de concreto reforzado. El colado se debe hacer con una tubería tremie o con trompa de elefante para evitar la segregación y contaminación del concreto.

El pilote colado en el lugar no es muy empleado ya que estos encarecen la obra y el proceso constructivo es muy costoso.

1.2.3.1.3.- Pilotes de acero.

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

1.2.3.1.4.- 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 reforzado. En general, este tipo de pilotes mixtos tiene poco uso.

1.2.3.1.5.- Pilotes de madera.

Los pilotes de madera 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 del agua, sobre todo cuando están en un ambiente de aguas salubres.

1.2.3.2.- Pilas.

Cuando el diámetro de la sección es mayor de 100 cm. y menor de 200 cm. entonces se denomina pila.

Las pilas son siempre coladas en el lugar y generalmente se fabrican de concreto armado, aunque es factible usar concreto simple cuando se trata de pilas cortas en una región no sísmica, el colado debe hacerse con una tubería tremie o con una trompa de elefante para evitar que se segregue o se contamine el concreto.

1.2.3.3.-Cilindros.

Existen otros elementos que por su geometría y dimensiones sobrepasan los anteriores y a los cuales se les denomina cilindros, los cuales fluctúan entre 300 a 600 cm de diámetro, siendo en su mayoría huecos. Para dar una frontera entre éstas cimentaciones, podríamos decir que es profunda si la relación profundidad contra el ancho es mayor a 4.

El trabajo que se presenta compete a un sistema de cimentación combinando entre cimentación superficial y

cimentación profunda, ya que se manejan losas y contratraveses como cimentación superficial y elementos de transición a base de pilotes de concreto armado como cimentación profunda.

1.3.- Características generales del subsuelo de la Ciudad de México.

Como anteriormente lo habíamos mencionado, la Cuenca del Valle de México asemeja una enorme presa asolvada, la cortina está situada en el Sur y se representa por los basaltos de la Sierra de Chichinautzin (fig.1.6); los rellenos del vaso, están constituidos por arcillas lacustres en la parte superior y en la parte inferior, por clásticos derivados de la acción erosionante de ríos, arroyos, glaciales y volcanes, intercalándose pequeños estratos de cenizas y piedra pómez producto de erupciones volcánicas menores (fig.1.7). Sin embargo, la gran Ciudad de México siguió creciendo y conforme creció su diámetro, se fueron ampliando las obras que se desplantaron al borde de la planicie, compuestos por sedimentos transicionales (fig.1.8) y aún más cuando la urbe continuó creciendo, llegando a los flancos occidentales de la Cuenca, formada por abanicos volcánicos de la Sierra de las Cruces, hoy comúnmente conocido como la Zona de las Lomas (fig.1.9).

Este panorama geológico, está determinado por otros dos factores: el paleoclimático y el volcánico, los cuales, influyeron en la formación y variación de las características orgánicas y mecánicas de los estratos que se presentan en las distintas zonas del área urbana, las que a su vez están en función de las características de compresibilidad y resistencia de los depósitos en la Cuenca.

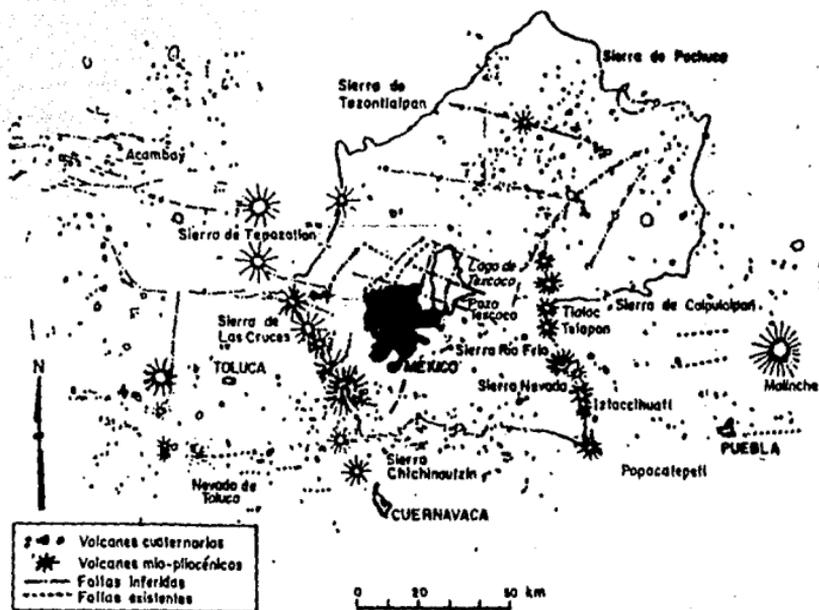


FIGURA 1.6.-LA CUENCA DEL VALLE DE MEXICO.

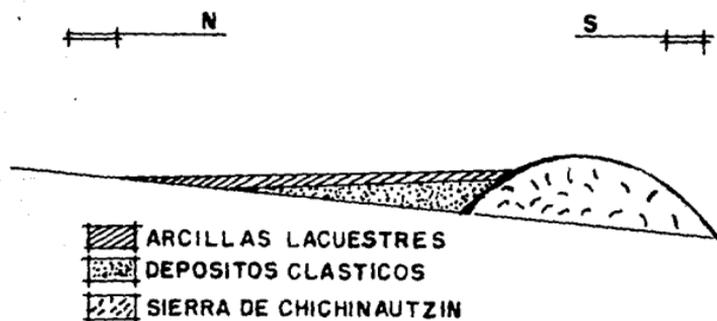


FIGURA 1.7.-ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DEL VALLE DE MEXICO.



FIGURA 1.8.-ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE DE UN "DELTA" ALUVIAL.

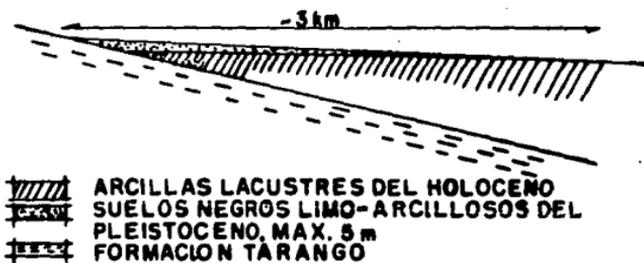


FIGURA 1.9.-ESQUEMA GEOLOGICO GENERAL DE LA TRANSICION LOMAS-PLANICIE FUERA DE UN "DELTA" ALUVIAL.

Dentro del marco paleoclimático se presentaron diferentes climas que variaban entre períodos calurosos y fríos iniciándose hace como 900,000 años, conocido como glaciación Nebraska y así sucesivamente (tabla 1.1).

Años antes de nuestra era:

10,000	Holoceno-Reciente.
80-10x10,000	4a. Glaciación: Wisconsin (3 avances).
100-80x10,000	3er. Interglacial Sangamon.
300-100x10,000	3a. Glaciación: Illinois (2 avances).
400-400x10,000	Gran Interglacial Yarmouth.
?	2a. Glaciación: Kansas.
?	1er. Interglacial.
≈900x10,000	1a. Glaciación: Nebraska.

TABLA 1.1.-PERIODOS GLACIALES E INTERGLACIALES.

Nota: Los períodos de glaciación: períodos fríos y los interglaciales: períodos calientes con diferentes intervalos de duración.

Los avances que se hacen mención en la tabla, se refieren a períodos pequeños de interglaciación dentro de períodos largos de glaciación.

Por último, el marco vulcanológico; si se medita bien, todo material contenido en la Cuenca del Valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico, los cuales forman los diferentes Cerros como el de Chapultepec o del Tepeyac, también las recientes coladas del Pedregal de San

Angel, los cuales por efectos paleoclimáticos produjeron lahares (corrientes de lodo) calientes y fríos, hasta formar las tobas y más tarde, en detritos fríos o derivados de cenizas volcánicas que, producen tobas amarillentas comunes en la zona y al bajar a la Zona del Lago formaron arcillas cuando se hidrataron.

En la figura 1.10. se presenta en forma sintética la interpretación de la estratigrafía propuesta por Mooser. Nótese que las erupciones de arenas azules, ocurridas hace 170,000 años, representan lo que antes se definía como Formación Tarango.

Los depósitos lacustres del centro de la Cuenca van cambiando a medida que se acercan al pie de las Lomas. Entre las arcillas lacustres van intercalándose capas de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y, en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, importantes depósitos de gravas y boleos (fig.1.11).

En la secuencia estratigráfica de las Lomas (fig.1.12) se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de muy potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas;
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas;
- El depósito en las barrancas de morrenas y,
- El relleno parcial de esas barrancas con los productos clásicos de nuevas erupciones.

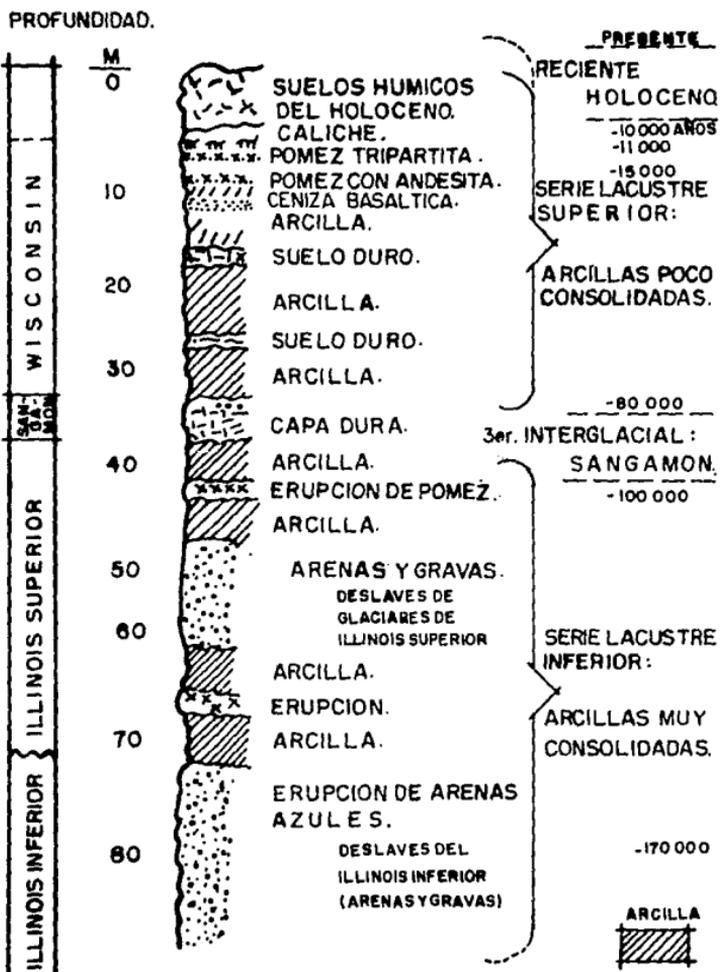


FIGURA 1.10.-ESTRATIGRAFIA DE LA PLANICIE LACUSTRE, CIUDAD DE MEXICO.

- 1) Suelos del holoceno.
- 2 y 3) Suelos intercalados al bajar el lago.
- 4) Capa dura (3er. interglacial sangamon).
- 5) Gravas y arenas del Illinois superior.
- 6) Erupción de arenas azules.
- 7) Gravas y arenas de finales del Illinois inferior.
- 8) Morrenas del Illinois inferior.
- 9) Material morrenico redepositado.

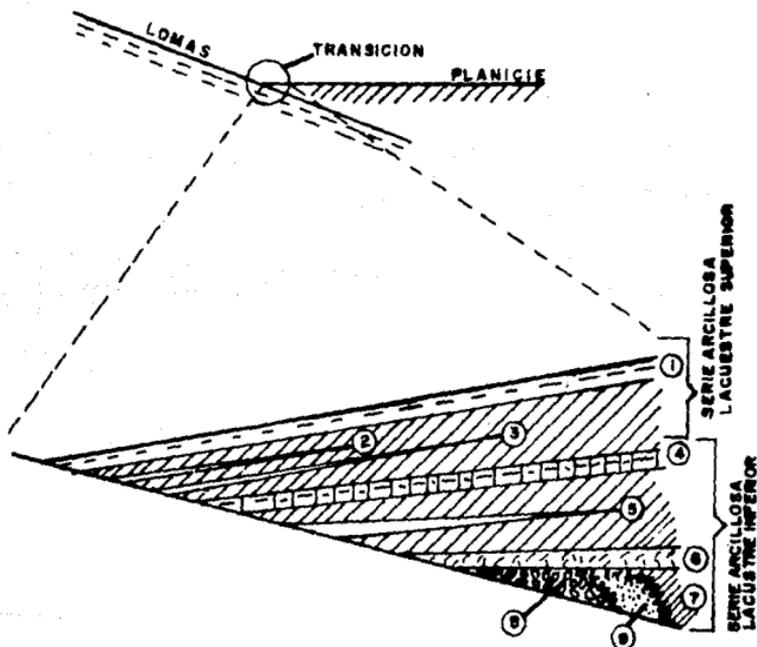


FIGURA 1.11.-ESTRATIGRAFIA DE LA ZONA DE TRANSICION.



FIGURA 1.12.-ESTRATIGRAFIA DE LAS LOMAS.

Si nos concentramos más en la Zona del Lago, donde los suelos arcillosos blandos son consecuencia del proceso de depósito y alteración físico-química de los materiales aluviales y cenizas volcánicas que debido a la fluctuación del nivel del agua del lago, formaron costras endurecidas por deshidratación y secado solar, entonces la secuencia descrita explica para qué se formó una serie de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limos arcillo-

arenoso alcanzando un mayor espesor de estrato conforme se acerca a las orillas del vaso y perdiéndose al acercarse al centro del antiguo lago.

Como hemos mencionado, las características del subsuelo del Valle de México son muy variadas presentando un alto grado de complejidad, debido a ello, creemos de gran importancia los estudios que se llevan a cabo en las diferentes instituciones y departamentos especializados del país, que dedican su trabajo al estudio de las características geológicas y geotécnicas del suelo (fig.1.13).

Se explica entonces la atención que debe darse a la cimentación dada su importancia estratégica en la edificación y construcción de la infraestructura que exigen las grandes Urbes como lo es la Ciudad de México y en donde cada vez es más común los grandes Conjuntos habitacionales.

2.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

Cualquier problema de Ingeniería necesita de estudios previos para la realización de un proyecto adecuado. Los estudios preliminares nos permiten, en primer término, adquirir una idea de la naturaleza para ubicar la experiencia precedente del proyectista de la obra y en segundo lugar, la extracción de muestras del suelo y la ejecución de las pruebas de laboratorio adecuadas para determinar los parámetros de comportamiento y aplicación de la teoría.

En general, puede decirse que las propiedades mecánicas de más interés para el ingeniero que estudia el problema de una cimentación son: la resistencia del suelo, su compresibilidad y sus características esfuerzo-deformación. En algunos problemas más específicos será necesario conocer las características de los suelos para poder determinar si es necesaria la cimentación con pilotes de fricción, o sea la transmisión de cargas al suelo, principalmente a lo largo de su superficie lateral, o la cimentación con pilotes de punta, la cual transmite la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta; compensando permeabilidad (flujo de agua), flexibilidad y la resistencia que presenta un suelo ante la acción de los agentes del intemperismo (erosión de suelos).

2.1.- Importancia de los estudios.

Para la realización y elaboración de una cimentación óptima desde su proyecto, se deben conocer de manera razonable las propiedades físicas y la disposición de los materiales del subsuelo donde se planea cimentar, llevando a cabo una buena exploración del subsuelo, teniendo un programa de visitas al campo y de acuerdo a la información que se tenga de estudios realizados en la zona.

En la Ciudad de México encontramos un sinnúmero de variantes en el subsuelo debido a sus accidentes geográficos y a los antecedentes ya descritos. Es por ello que se presenta la necesidad de estudiar más a fondo los efectos que pueden provocar las excavaciones o el peso de la super-estructura que se esté proyectando al apoyarse en el suelo del Valle de México.

Debido a que el vaso del antiguo Lago de Texcoco ha sido objeto de un sinnúmero de estudios, es posible obtener los datos requeridos de los diferentes organismos entre los que destacan la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos la cual, no solo edita los estudios realizados en México sino en todo el país.

Existen proyectos que por sus características estructurales y económicas no permiten la realización de estudios a profundidad; para este tipo de obras, basta conocer las características de la zona y obtener y recopilar la

información vital para el proyecto, así como para la construcción de la cimentación.

Sin embargo, en la realización de grandes proyectos de infraestructura donde las inversiones son grandes, es recomendable la realización de estudios más detallados que garanticen y permitan determinar el tipo de cimentación adecuada u óptima en todos sentidos.

Como avance de los siguientes incisos esquematizaremos los objetivos de la exploración.

OBJETIVOS DEL PROGRAMA DE EXPLORACION

- Conocer la estratigrafía del sitio.
- Conocer las condiciones de presión del agua del subsuelo.
- Determinar las propiedades mecánicas de los suelos.

2.2.- Estudios de campo.

Es importante señalar que cualquier estudio de campo serio y riguroso exige necesariamente tanto una investigación preliminar como una a detalle de igual carácter.

En nuestro esquema general de los estudios de campo plantearíamos lo siguiente:

ESQUEMA GENERAL:**INVESTIGACION PRELIMINAR**

- Recopilación de la información del sitio.
- Recorrido de campo.
- Interpretación de fotografías aéreas.

INVESTIGACION DE DETALLE

- Levantamiento geológico.
 - Interpretación geológica del sitio.
 - Reconocimiento de discontinuidades.
 - Identificación de fenómenos geodinámicos.
- Exploración geofísica.
 - Método geofísico de refracción.
 - Método de resistibilidad eléctrica.
- Exploración, muestreo y pruebas de campo.
 - Prueba de penetración.
 - Muestreo de suelos y rocas.
 - Prueba de resistencia y deformabilidad.
 - Pruebas de permeabilidad.
- Pruebas de laboratorio.
 - Propiedades índice.
 - Propiedades mecánicas.

- Instrumentación de campo.

Indicadores de nivel freático.

Piezómetro.

Bancos de nivel.

Puntos de referencias superficiales.

Siendo la Investigación preliminar el paso clave para justificar la Investigación a Detalle, la Investigación Preliminar deberá recopilar la información geotécnica que exista de un sitio, para realizar una interpretación inicial de los posibles problemas que pueden presentarse en la cimentación de una estructura. Este paso de la Investigación exige la recopilación de la mayor información teórica disponible en las diversas instituciones oficiales y privadas que publican y distribuyen este tipo de información sin descuidar una revisión minuciosa de sus archivos.

En este sentido, la interpretación fotográfica aérea, debe identificar las características geológicas del sitio, tales como fallas, fracturas y los fenómenos geodinámicos. Para verificar las interpretaciones fotogeológicas antes descritas, se hace indispensable el recorrido de campo ya que permite estar en contacto con el terreno y las características de la zona, así como realizar calas o pequeñas excavaciones donde se conserven las formaciones y espesores inmediatos inferiores a la superficie.

El recorrido de campo permite además identificar y clasificar los suelos superficiales dando paso así, a la

programación de la Investigación a detalle. En el caso de esta última, su alto costo hace que se recurra a ella sólo en grandes obras donde los costos de inversión justifiquen los gastos que por estudios, pruebas, sondeos e instrumentación requiera.

En el esquema general de los estudios de campo presentado con anterioridad, se citan muchos elementos que conforman la Investigación a Detalle. Sin embargo, para el objetivo de este trabajo, el método que más se adapta a la variedad de condiciones que presenta el subsuelo del Valle de México, es el de hacer sondeos y extraer muestras para su identificación y en algunos casos para hacerles pruebas de laboratorio.

Para que el levantamiento geológico se lleve a cabo, la geología de la región donde se construirá la estructura, debe haber sido estudiada anteriormente mediante el recorrido de campo que durante la Investigación Preliminar se hace para obtener la información que sobre el suelo es indispensable para el diseño de la cimentación de cualquier tipo de estructura.

En lo que se refiere a la exploración geofísica aplicable a la geotécnica, existen diferentes métodos basados en la variación de la velocidad de propagación de ondas sísmicas o de la resistibilidad eléctrica de los suelos y mediante correlaciones se deducen las características estratigráficas, así como la posición del nivel freático y posibles tipos y propiedades de suelos y rocas.

El método geosísmico de refracción total determina el tiempo en que se registra en geófonos captadores de explosión e impacto, misma que envía la señal a un sismógrafo receptor, obteniéndose de esta manera las velocidades de propagación de las ondas.

Los resultados obtenidos permiten interpretar la estratigrafía del sitio y así predecir la clasificación de los suelos o rocas y deducir el módulo elástico dinámico medio (Edin), también permiten obtener la posición del nivel fréatico.

La información deberá interpretarse y correlacionarse con sondeos convencionales con extracción de muestras, debido a que no registra estratos blandos subyacentes a uno duro, además de que la prueba debe realizarse dos veces colocando el impulso en el extremo opuesto a la primera prueba.

El segundo método es el de resistibilidad eléctrica, el cual ha desarrollado varias técnicas, que consisten en determinar la variación de las resistibilidades aparentes por la profundidad del medio donde se ha incluido un campo eléctrico, por medio de una fuente de poder, un voltímetro, un amperímetro y cuatro electrodos.

Dentro de las técnicas desarrolladas la más utilizada por su sencillez es el arreglo de Wenner.

Una gran rama de la Investigación de detalle es la que se determina por medio de la exploración, muestreo y pruebas de campo.

También se encuentran los penetrómetros, los cuales son unos conos o tubos de acero que se hincan a presión o por impacto de una masa. Esta prueba con el penetrómetro permite obtener la variación de capacidad relativa y la resistencia al corte drenada en arenas y arcillas respectivamente. Su uso se define bajo ciertos criterios que son:

- a.-Instrumento para definir la estratigrafía y determinar los muestreadores que se emplearán.
- b.-Para disminuir el costo de sondeos complementarios por cubrir un área grande.
- c.-Como técnica única de exploración cuando el costo del proyecto no lo justifica o la información no sea suficiente.

Existen varios tipos de penetrómetros dinámicos o estáticos como los que se muestran en las figs.2.1 y 2.2.

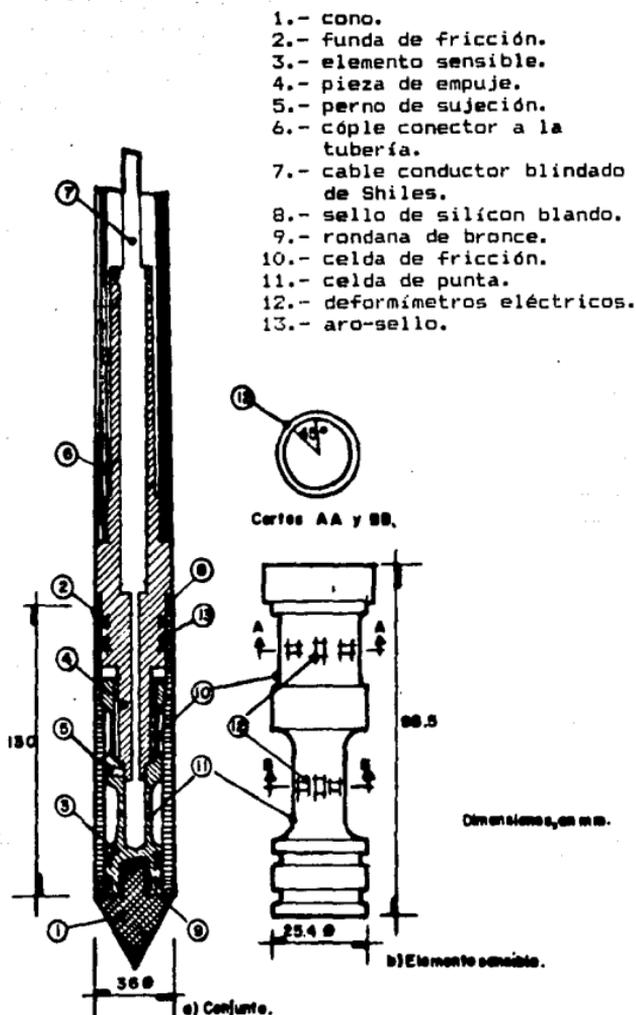


FIGURA 2.1.-CORTE TRANSVERSAL DEL PENETROMETRO ELECTRICO.

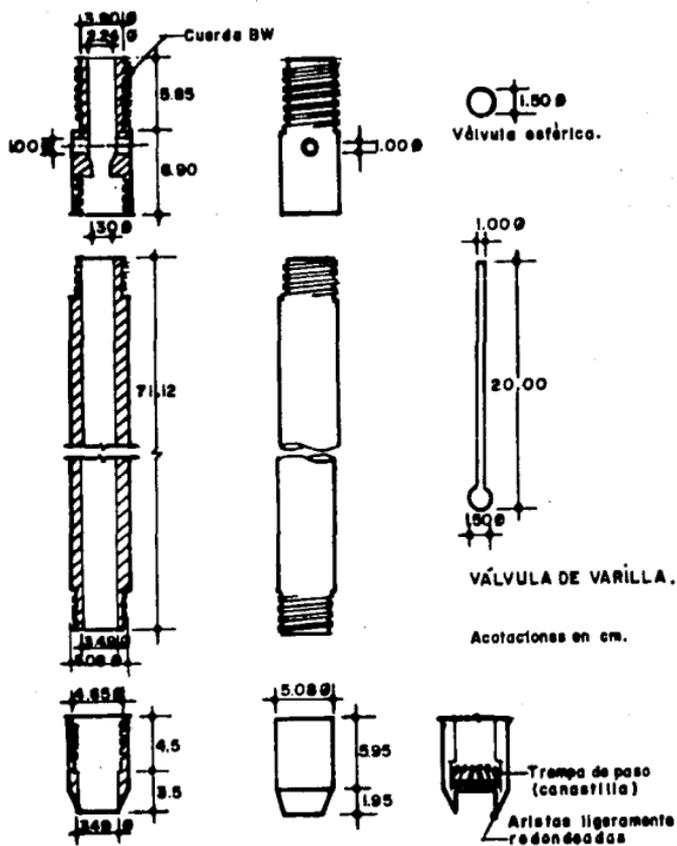


FIGURA 2.2.-PENETROMETRO ESTANDAR.

Dentro de los estáticos esta el cono Holandés Mecánico de 3.6 cm de diámetro y el cono Holandés Eléctrico y entre los dinámicos se encuentran, el penetrómetro estandar de 5.1 cm, el cono simple hincado a percusión y el penetrómetro de Sermes de 7 cm de diámetro.

En la tabla 2.1 se desglosan las características de cada uno de los penetrómetros para la exploración de los suelos.

El procedimiento de muestreo puede ser alterado o inalterado de acuerdo al programa establecido y a las necesidades del proyecto.

	PENETRÓMETRO	APLICACIÓN EN SUELO			SE OBTIENE	OPERACIÓN	COMENTARIOS
		Recomendable	Aceptable	Inaceptable			
ESTÁTICOS	Cono holandés mecánico de 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación de la resistencia de punta (q_u) y de fricción (f_s) que se generan durante su hincado en tramos de 20 cm	Se hince a presión con velocidad de 1.2 m/s (2 cm/s) con la ayuda de un sistema de carga hidráulico	Es una prueba precisa pero debe correlacionarse con pruebas de laboratorio. En arcillas conviene correlacionarla con pruebas de vetea
	Cono holandés eléctrico de 3.6 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque (CPT)	Arena y limo	Arcilla	Grava	La variación continua de la resistencia de punta (q_u) y de fricción (f_s) con mayor precisión que el cono mecánico	Igual que el anterior. Se ha elaborado una norma tentativa para su operación Es más eficiente que el cono mecánico	Igual que el anterior
DINÁMICOS	Penetrómetro estándar 5.1 cm de diámetro exterior y 3.6 cm de diámetro interior (SPT)	Arena y arcilla dura	Arcilla media	Arcilla blanda	Muestras alteradas de cualquier profundidad y el número de golpes necesario para hincarlo	Se hince a percusión con el impacto de una masa de 64 kg dejada caer de 75 cm de altura Se cuenta el número de golpes para hincarlo 30 cm después de haber penetrado 15 cm	Es una prueba de poca precisión pero es probablemente la más utilizada porque se tienen muestras correlacionadas con las empalmadas y comportamiento de los suelos
	Cono simple hincado a percusión, de 5.1 cm de diámetro y 60° de ángulo de ataque	Grava y arena	-	Arcilla	La variación con la profundidad del número de golpes necesario para hincarlo	Similar al penetrómetro estándar, y en ocasiones con martillos de 120 kg	Es una prueba sencilla, pero es la única que hasta ahora puede proporcionar información en suelos con alto contenido de graze
	Penetrómetro Sermes de 7.0 cm de diámetro y 90° de ángulo de ataque	Arena con poca grava	Arcilla dura	Arcilla blanda	El número de golpes necesario para hincarlo 10 cm	Se hince a percusión con una masa de 30, 60 o 90 kg que lo levanta automáticamente un cilindro neumático y lo deja caer de 60 cm de altura	Es un sistema muy eficiente, pero de una poca antigüedad y por ello no se ha acumulado experiencia en su empleo

TABLA 2.1.-PENETRÓMETROS PARA LA EXPLORACION DE SUELOS.

El muestreo alterado consiste en la recuperación de muestras alteradas de suelo, debido a que el acomodo estructural de las partículas se han modificado considerablemente a causa del método de extracción. Su uso es para identificar suelos, propiedades índice, estratigrafía, así como la recuperación de especímenes compactos para la realización de pruebas de compactación.

Los métodos más comunes son los manuales, como la excavación de pozos a cielo abierto, pozos someros, cortes y zanjas.

Se utiliza también el penetrometro estandar cuando se necesitan datos a media profundidad; el equipo utilizado para este muestreo es convencional (palas, picos, espátulas, etc.), de igual manera se utilizan para la extracción de muestras la pala posteadora y el barreno helicoidal (fig.2.3).

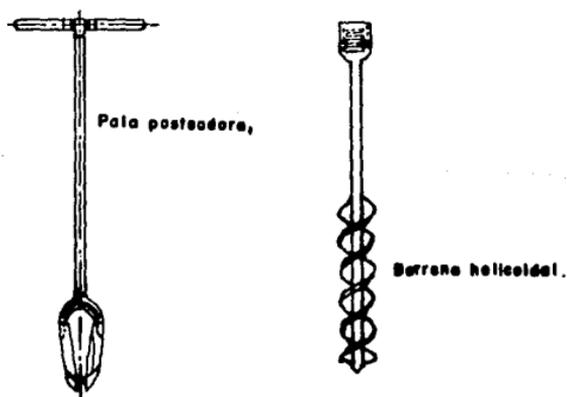


FIGURA 2.3.-PALA POSTEADORA Y EL BARRENO HELICOIDAL.

El muestreo inalterado es el procedimiento de extracción de muestras en el que casi se conserva su acomodo estructural en sus partículas sólidas. Sin embargo, la relación de esfuerzos induce modificaciones en sus características y comportamiento mecánico que pueden ser ligeras e importantes de acuerdo a la técnica usada. Se utiliza para describir los suelos y determinar las propiedades índice y mecánicas de las mismas.

Estas técnicas son las siguientes:

Método manual:

Labrado de cubos de 20 a 30 cm de lado, envueltos con manta de cielo impregnado con parafina y brea y protegido con una caja. No es muy eficaz bajo N.A.F. (fig.2.4).

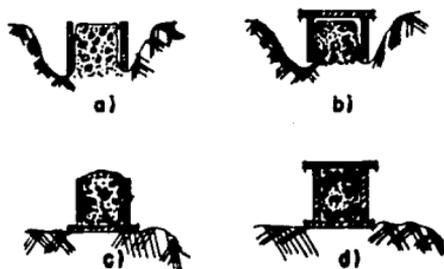


FIGURA 2.4.-PROCEDIMIENTO DE LABORATORIO DE MUESTRAS CUBICAS.

Muestreador de Pistón:

Tubo de pared delgada hincado a presión en el suelo con una cabeza retráctil fijo o libre de estos muestreadores, existen varias técnicas, entre las más comunes están el pistón de extracción y el de tipo Osterberg, ideales para los limos y arcillas blandas (suelos cohesivos). El muestreador de pared delgada, tubo Shelby, es común para suelos blandos y semiduros, arriba y abajo del nivel freático. Existen variaciones entre diámetro y longitud de acuerdo a las características del subsuelo y del objetivo a seguir (obtención de muestras inalteradas de diámetro desde 7.5 a 10 cm).

Para estas pruebas existe un criterio para juzgar la calidad del muestreo, siendo este como se indica en la tabla 2.2.

RECUPERACION %	CALIDAD
Rec. = 100	Excelente
Rec. = 80	Buena
50 < Rec. < 80	Mala
Rec. < 50	Inaceptable

Donde:

Rec. = Recuperación = $(L/H) \times 100$

L = Longitud recuperada

H = Longitud muestreada

TABLA 2.2.-RECUPERACION DE MUESTRAS.

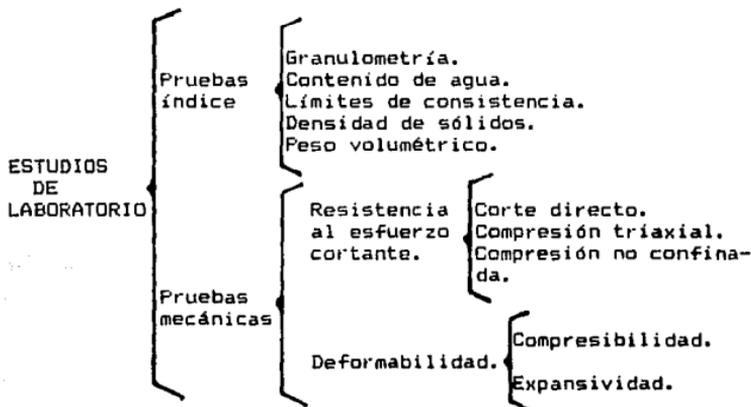
2.3.- Estudios de laboratorio.

El programa de estudios de laboratorio se establece para cumplir con dos objetivos esenciales:

- a).-Clasificar cuidadosamente los suelos encontrados.
- b).-Obtener los parámetros de resistencia y deformabilidad.

En base a lo anterior se obtiene y define el camino adecuado para el diseño de cimentación, apoyándose en la realización de las pruebas índice y mecánicas (ver esquema general).

ESQUEMA GENERAL DE ESTUDIOS DE LABORATORIO.



Las condiciones de las pruebas pueden elegirse en cada caso en particular tratando de reproducir los estados de esfuerzos y patrones de drenaje que producirá la estructura. Esta selección de patrones de prueba en obras de importancia se definirán fácilmente y se realizan sondeos con cono CPT (Penetrómetro Estático Eléctrico Holandés).

2.3.1.- Pruebas índice.

Granulometría: es el proceso mediante el cual se determinan los porcentajes parciales que constituyen una muestra, los cuales se obtienen haciéndose pasar a través de mayas calibradas que van de 70 mm hasta 0.0002 mm (tabla 2.3).

MATERIAL	CARACTERISTICAS	TAMAÑO	
Piedra		mayor	a 70 mm
Grava	gruesa	30	a 70 mm
	mediana	5	a 30 mm
	fina	2	a 5 mm
Arena	gruesa	1	a 2 mm
	mediana	0.2	a 1 mm
	fina	0.1	a 0.2 mm
Polvo	gruesa	0.05	a 0.1 mm
	fina	0.02	a 0.05 mm
Limo	gruesa	0.006	a 0.02 mm
	fina	0.002	a 0.006 mm
Arcilla	gruesa	0.0006	a 0.002 mm
	fina	0.0002	a 0.0006 mm

TABLA 2.3.-CLASIFICACION DE LOS SUELOS BASADOS EN CRITERIOS DE GRANULOMETRIA.

Contenido de agua: se refiere a la cantidad de agua que contiene una muestra dada y se define como la relación del peso del agua sobre el peso de los sólidos, expresándose en forma porcentual.

Límites de consistencia: estos parámetros fueron definidos por el científico Atterberg de la siguiente manera: al Límite líquido si los valores van del Límite plástico al Límite semilíquido o líquido y como Límite plástico al que va del Límite plástico al Límite semisólido o sólido.

Todos estos límites se obtienen de manera práctica en laboratorio bajo una metodología definida. De igual manera se define el índice plástico como la diferencia entre el límite líquido y el límite plástico.

De manera análoga a través de laboratorio se determina la densidad de sólidos y los pesos volumétricos.

2.3.2.- Pruebas mecánicas.

Resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos y granulares, enfocada a cimentaciones profundas.

Para obtener los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos se fundamentan en función del criterio de diseño a partir de los esfuerzos totales o los esfuerzos efectivos.

Criterios de esfuerzos totales:

-Esta prueba se fundamenta en la consideración de que la adherencia suelo-pilote (CA) se estima como una fracción de la resistencia al corte no drenada del suelo (CU).

Para la evaluación de (CU) se utiliza la prueba triaxial no consolidada no drenada (UU).

- Reduce las influencias de fisuras por el confinamiento evitando una subestimación de la resistencia.
- Induce un estado de esfuerzos más uniforme, facilitando la interpretación de los resultados (causas y efectos).
- Disminuye la influencia de pequeñas heterogeneidades de la muestra "inalterada".

Criterios de esfuerzos efectivos:

Para esta prueba deberá determinarse la cohesión (c) y el ángulo de fricción interna (θ) del suelo en términos de esfuerzos efectivos.

La obtención de c y θ se hace a partir de las pruebas triaxiales consolidada drenada (CD) y consolidada no drenada (CU); también se puede utilizar la prueba del corte directo con el debido cuidado en la interpretación de los resultados obtenidos.

Tratándose de arenas y gravas, la capacidad de carga depende de la magnitud del ángulo de fricción (θ) del suelo en términos de esfuerzos efectivos, determinados mediante la prueba triaxial consolidada drenada (CD), pudiendo variar los valores para un suelo según el nivel de esfuerzos al que se vaya a someter. Si se requiere determinar la capacidad de carga por punta es necesario obtener el factor de carga ($N'q$) en función del ángulo de fricción interno (θ), del índice de rigidez (IR), del módulo de deformación del suelo (E) y de la relación de Poisson (τ).

Concluyendo, las pruebas de laboratorio más utilizadas para determinar la resistencia al corte son:

Prueba de corte directo:

Uno de los primeros métodos para determinar la resistencia de un suelo, aún utilizado en la actualidad, es el ensayo directo de esfuerzos cortantes.

Consiste en colocar una muestra de suelo dentro de una caja separada en su parte intermedia; la tapa se mueve libremente en dirección vertical sobre la cual se aplica una carga normal (P); como efecto se produce una fuerza horizontal (S) (fuerza cortante) la cual es máxima cuando la prueba falla por el plano $X-X$ (fig.2.5).

Donde:

P = Carga normal a la caja
 S = Esfuerzo cortante
 T_1, T_3 = Esfuerzos principales de falla.

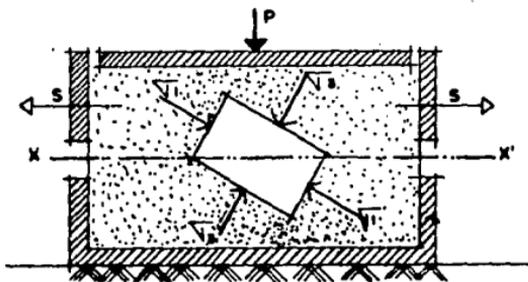


FIGURA 2.5.-DIAGRAMA DE LA PRUEBA DE CORTE DIRECTO.

Prueba de compresión triaxial:

En un ensayo triaxial, una muestra cilíndrica de suelo es sometida a una presión de confinamiento (P_C) igual en todos

sentidos, a la que se le agrega una presión axial (P) que se puede variar independiente de la anterior, la muestra es protegida con una membrana impermeable tal y como se muestra en la figura 2.6.

El ensayo generalmente consiste en dos etapas, la primera en la aplicación hidrostática, medida con un manómetro y la segunda, en la adición de la carga axial donde las deformaciones verticales por producto de esta carga son medidas a través de un micrómetro.

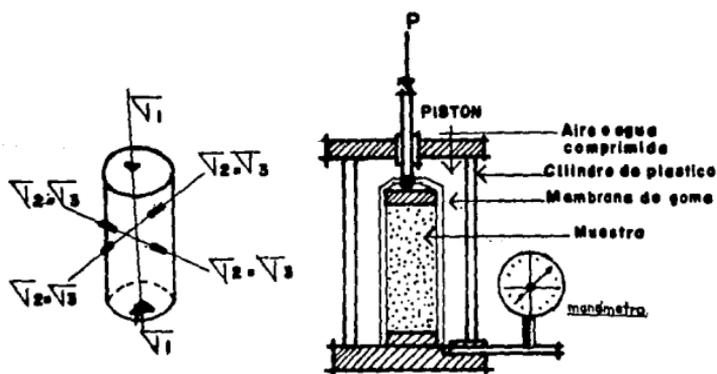


FIGURA 2.6.-PRUEBA TRIAXIAL.

Con el objetivo de presentar en una forma más aproximada las condiciones del terreno en estudio y de considerar el factor tiempo, existen tres tipos de pruebas a compresión triaxial que se mencionaron con anterioridad y que describimos enseguida:

PRUEBA UU: no consolidada no drenada (prueba rápida). En la primera etapa se aplica la presión confinante no permitiendo el drenaje; en la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial vertical, no dejando escapar el agua evitando así el drenaje.

PRUEBA CU: consolidada no drenada. En la primer etapa se aplica la presión confinante, permitiendo el drenaje de la muestra; en la segunda etapa de la prueba consiste en cerrar las valvulas de agua y aplicar el incremento del esfuerzo axial vertical.

PRUEBA CD: consolidada, drenada. En la primer etapa se le aplica presión confinante permitiendo el drenaje, en la segunda etapa se incrementa el esfuerzo axial vertical, continuando con el drenaje.

NOTA: En toda las pruebas mencionadas, la muestra se lleva hasta la falla.

Deformabilidad.

Dentro de la deformabilidad tenemos dos elementos que la distinguen, estos son la compresibilidad y la expansibilidad los cuales describiremos a continuación:

Compresibilidad: la magnitud del asentamiento que experimentará la estructura y la variación con respecto al tiempo, se puede estimar a partir de las pruebas de consolidación

unidimensional en muestras inalteradas. El número de pruebas a realizar estará en función de la estratigrafía y la influencia a la profundidad del grupo de pilotes o pilas en el caso de cimentaciones profundas.

Expansividad: es la inversa de la compresibilidad, la cual está en función del volumen y el peso liberado al terreno, y se experimentará un hufamiento (expansión) que será máximo al centro de la excavación o del predio.

2.4.- Pruebas de carga para pilotes.

La necesidad de utilizar pruebas de carga en pilotes se justifica, debido a que el análisis de la capacidad de carga de estos elementos esta sujeto a incertidumbres de las teorías del comportamiento suelo-pilote, así como al comportamiento mecánico de los suelos en su sitio. Los objetivos de las pruebas de carga son los siguientes:

- 1.-Determinar la capacidad de carga vertical de pilotes apoyados en estratos firmes.
- 2.-Definir la longitud de desarrollo necesario de los pilotes de fricción.
- 3.-Definir la capacidad de carga lateral.

- 4.-Ensayar el tipo de pilote y las técnicas y equipo de hincado.

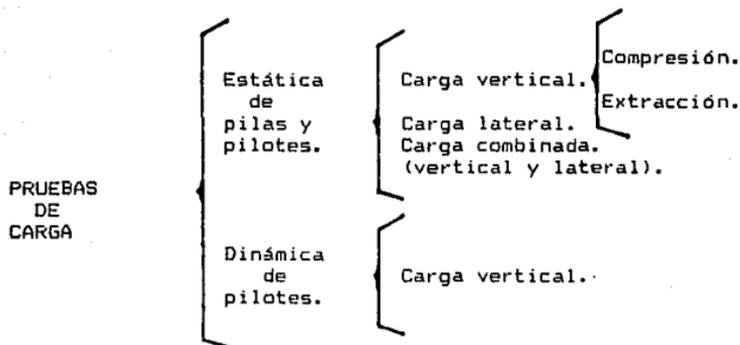
Existen también pruebas con pilotes instrumentados mediante las cuáles se obtienen información adicional y especial como la siguiente:

- 1.-La magnitud de los esfuerzos durante el manejo de hincado.
- 2.-La evaluación de efectos de hincado de los otros pilotes.
- 3.-La transferencia de carga al suelo y la variación de esta con respecto al tiempo.
- 4.-Estudiar el efecto de grupo.
- 5.-El fenómeno de fricción negativa.

Para alcanzar los objetivos mencionados, una prueba de carga debe diseñarse simulando las condiciones carga-tiempo bajo las cuales trabajará el pilote, (ver el esquema de pruebas de carga) según el diseño preliminar considerado:

- 1.-Grado de reproducción de las condiciones de trabajo.
- 2.-Costo de la prueba.
- 3.-Tiempo de ejecución.
- 4.-Simplicidad en su ejecución.

ESQUEMA DE PRUEBAS DE CARGA DE PILOTES.



La secuencia de la prueba de carga desde su concepción hasta el informe de resultados es como sigue:

- 1.-Definición de los objetivos de la prueba.
- 2.-Selección de tipos de pruebas.
- 3.-Diseño de las pruebas de carga.
 - a).-Sistema de reacción.
 - b).-Equipo de aplicación de la carga.
 - c).-Dispositivos de medición.
- 4.-Fabricación e hincado de pilotos.
- 5.-Construcción y armado del sistema de reacción.
- 6.-Instalación de la prueba (equipo de aplicación de la carga y dispositivos de medición).
- 7.-Ejecución de la prueba.
- 8.-Interpretación de la prueba.
- 9.-Informe.

La construcción del pilote debe cumplir las especificaciones de proyecto referente a la geometría, diseño estructural,

condiciones de almacenamiento y condiciones de manejo del elemento, también deberá medirse el perímetro del pilote en varias secciones y se comprobará que la curvatura del eje longitudinal no sea excesiva (fig.2.7).

Deberá tomarse en cuenta que el pilote de prueba tendrá un diseño estructural diferente a los del resto de la subestructura, ya que estará sometido a una carga de 2 a 3 veces la de trabajo.

El hincado de un pilote puede considerarse como una prueba de penetración, evaluando la eficiencia del equipo, utilizando a su vez la estratigrafía de diseño y determinando un criterio de aceptación de pilotes de punta

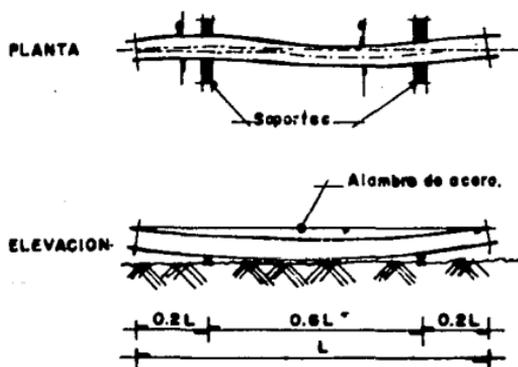


FIGURA 2.7.-DETERMINACION DE LA CURVATURA DEL EJE PILOTE.

para definir el número final de golpes y la profundidad de desplante (fig.2.8).

No. de golpes / 0.2 m de penetración No. de golpes total

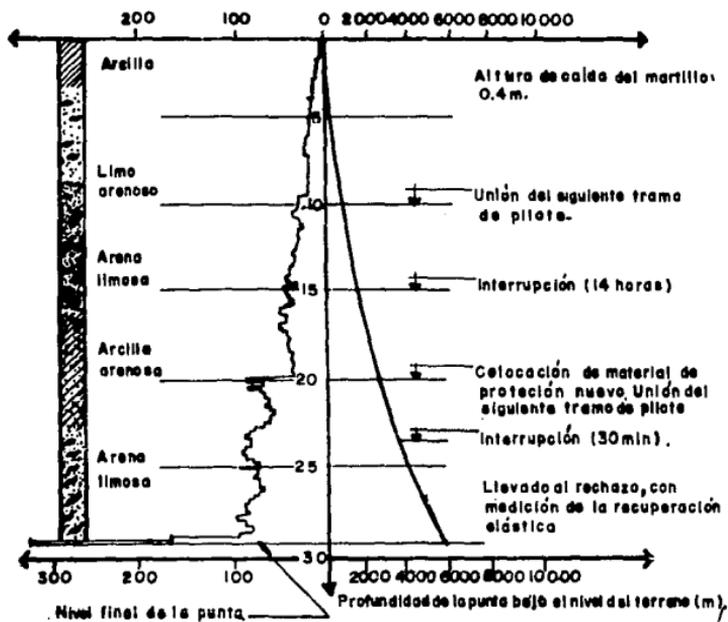


FIGURA 2.8.-REPRESENTACION GRAFICA DE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION.

Resistencia a la penetración: cuando se trata de limos no plásticos y arenas finas, se debe tener mucho cuidado ya que durante el hincado puede provocarse un aumento de la presión de poro que se refleja en el aumento de la resistencia a la penetración el cual, influye en la determinación de la profundidad del pilote debiéndose hacer rehincados y dar cierto tiempo previo para la ejecución de la prueba.

El sistema de reacción consiste en un puente formado por dos o varias vigas que pueden recibir lastre o tener sus extremos anclados, con el cual, se da el apoyo necesario al equipo de carga debiendo ser estable, seguro y se debe cuidar que las cargas que transmite al suelo no influyan en la prueba (fig.2.9.).

La información obtenida con una prueba se utiliza para interpretar tres aspectos fundamentales.

- 1.-Definir la capacidad de carga del pilote.
- 2.-Evaluar el procedimiento constructivo adoptado.
- 3.-Definir el procedimiento de hincado adecuado.

La presentación de los resultados durante la fabricación e hincado de pilotes o pilas así como la ejecución de la prueba de carga que facilita su interpretación, se ha convenido a base de gráficas donde se presenta la información básica (ver ejemplo de Catedral Metropolitana).

SISTEMA	DESCRIPCION	DIAGRAMA DE INSTALACION	COMENTARIOS
II PLATAFORMA CON LASTRE.	Plataforma compuesta por vigas de acero que soportan el centro de gravedad de la instalación en apoyo de dos soportes laterales, que son elemento de seguridad durante la prueba.		Se deben colocar espigas laterales para prevenir que la plataforma se deslice. El soporte puede ser de concreto o de acero. Haga de concreto si requiere la resistencia axial de acero como uno de los soportes y el pilote de prueba debe ser M=0 a 1.00 D. M ² .
III PILETOS DE ANCLAJE VERTICALES	Pilotes verticales unidos por vigas de reacción horizontales y que soportan la carga trapezoidal y torsión.		Condiciones de uso de 0 a 4 pilotes de anclaje dependiendo de la magnitud de la carga por aplicarles todo caso la separación máxima entre el pilote de prueba de M=1.00 D y la M=0.50 D se debe utilizar la rigidez de las vigas de reacción por el nivel de carga previstas para cumplir con la carga del punto de aplicación.
IV PILETOS DE ANCLAJE INCLINADOS	Pilotes inclinados que se unen por vigas de reacción horizontales y soportan la carga trapezoidal y torsión.		Se requiere separar los soportes traslacionales al nivel de los pilotes de anclaje para cada caso particular.
V VIGAS DE ANCLAJE	Vigas de 1" que se conectan por cables y simétricamente a los lados del pilote, se conectan al viga de reacción por medio de un extractador de perfiles laminados.		Los soportes son de 0 a 7 m de altura y se usara varas de 4 a 6 m para varas entre los 0 a 6 m que es la experiencia obtenida.

FIGURA 2.9.-INTERPRETACION DE LA PRUEBA.

(Sistemas de Reacción).

3.- ELEMENTOS COMPLEMENTARIOS.

Para la realización de una obra de recimentación, es necesario conocer de antemano las características generales y de detalle de la cimentación original, con el fin de poder proyectar las estructuras que van a ayudar a lograr la mayor estabilidad y rigidez necesarias para poder ejecutar el hincado de pilotes y así, controlar el edificio de manera tal que se logre al paso del tiempo los objetivos proyectados.

Las obras intervenidas hasta la fecha han presentado grandes asentamientos diferenciales, estos provocados por diferentes causas, las más comunes son por sobre-peso en áreas pequeñas de sustentación, ocasionando una falla por falta de capacidad de carga o exceso de bombeo en mantos acuíferos (fig.3.1).

Se hace necesario entonces, reforzar la cimentación original con el objeto primordial de no provocar fallas o agrietamientos en la superestructura y ayudar a la cimentación a soportar los esfuerzos a los que va a estar sometido al ir logrando la recuperación de la horizontal, si es que este es el caso, ya que también puede buscarse que la deformación existente se conserve sin riesgo a incrementarse el asentamiento diferencial o exceso de compresión.

Estos elementos que vienen a reforzar la cimentación existente, forman una parte primordial para la realización y

ejecución de una recimentación a base de pilotes de control, ya que intervienen directamente con la interacción del pilote y la cimentación.

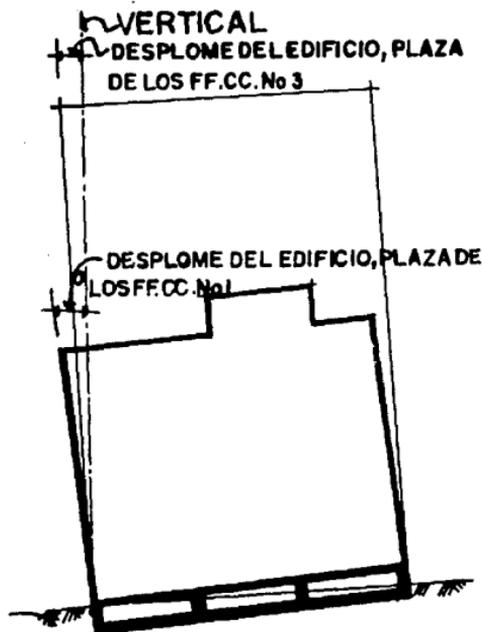


FIGURA 3.1.-EJEMPLO ESQUEMATICO DE UN EDIFICIO ANTES DE TRABAJAR CON PILOTES CON CONTROLES.

Para hacer una mejor clasificación, dividiremos en dos partes a los elementos que intervienen de manera directa en el pilote de control.

La primera parte son los elementos fijos que requieren de una inversión e intervención más costosa y detallada, como

son la elaboración de contrarabes, losas, dentellones, dados, brocales y anclas.

Estos elementos se elaboran en su mayoría de concreto armado y van bajo la superficie del terreno tomándose medidas para recubrimientos y concreto ya que el nivel de aguas freáticas (N.A.F.) es muy superficial en algunas zonas de la Ciudad de México.

La segunda parte toca a los elementos movibles es decir, propiamente a aquellas partes que constituyen el control de los pilotes, los cuales se describirán a detalle en el capítulo 4, haciendo énfasis en el apoyo de los elementos movibles sobre los elementos fijos ya mencionados.

Para la ejecución de éstos se utilizan varios métodos, pero como en la mayoría de los casos al recimentar se desconoce a ciencia cierta las características de la cimentación, se opta por construir estas estructuras poco a poco, en tramos relativamente pequeños (de 3 a 4 m lineales) procurando no dañar al edificio y aceptando las modificaciones a proyecto como la obra lo demande.

3.1.- Losas de cimentación.

Este tipo de cimentación ya descrito brevemente, tiene varios objetivos. El primero, es dar una mayor área de contacto con el terreno, aumentando la capacidad de carga dada por las zapatas corridas. El segundo, evita la infiltración de las aguas freáticas que pudiesen estar

arriba del nivel de desplante. El tercero, proporciona un punto de apoyo para la elaboración de los dados donde se alojarán los pilotes, garantizando el buen estado de los controles (fig.3.2).

El diseño de este tipo de cimentación es similar a la de una zapata, combinando únicamente las condiciones geométricas (ancho y largo).

Para asegurar las condiciones de estabilidad en la superestructura antes de efectuar un desplazamiento de material, es necesario rigidizarla para evitar daños considerables en la subestructura. Por ello, durante la secuencia de una obra determinada, se elaboran las contratraves y sus elementos, antes que la losa.

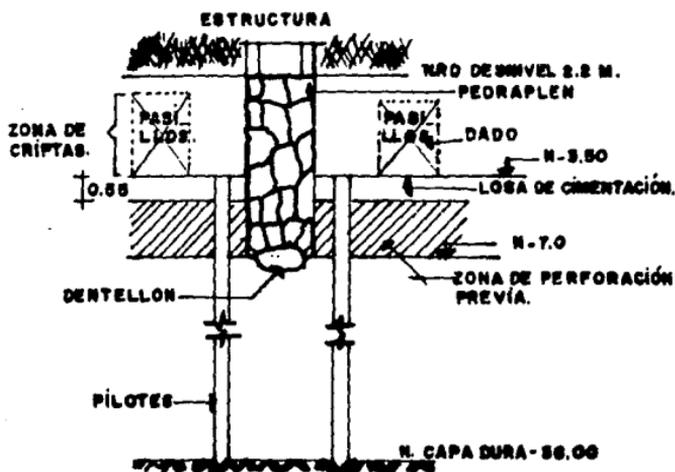


FIGURA 3.2.-LOSAS DE CIMENTACIÓN.

3.2.- Contratraves.

Como su nombre lo indica, las contratraves trabajan en el sentido opuesto al que normalmente trabaja una trabe (viga). Las contratraves, son de concreto armado y van adosadas a la cimentación original, dejando preparaciones para sacar unas trabes perpendiculares a éstas, que garantizan su rigidez y el amarre con la cimentación existente, así como las puntas para la elaboración de dentellones a nivel de desplante de contratraves y cimentación original y por último, las preparaciones para la elaboración de la losa plana y los dados que alojarán al pilote (fig.3.3).

La contratrabe al apoyarse en el terreno, trabaja en el sentido opuesto a la gravedad. A causa de esto, cuando se hincan pilotes de punta sobre un suelo altamente compresible y con un acelerado asentamiento regional (producto de un excesivo bombeo de los mantos acuíferos profundos), produce que la obra emerja sobre la superficie del terreno, cambiando las características estructurales y el funcionamiento de estos elementos, ocasionando que su diseño sea visto por ambos tipos de condiciones de carga.

Las trabes o pasos que se representan en el esquema, son diseñados con el objeto de que las contratraves se mantengan adosadas a la cimentación original y absorban los esfuerzos que demandan las condiciones existentes de la recimentación, evitando un alabeo en el sentido longitudinal de las contratraves.

continúa formando así un núcleo de pilotes o preparaciones (fig.3.4).

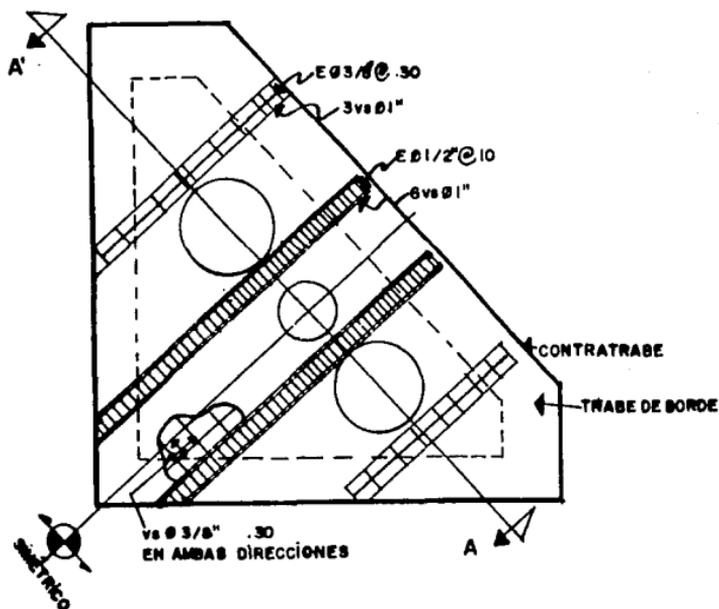


FIGURA 3.4.-DADO.

3.4.- Brocales.

El brocal es un cilindro hueco hecho de lámina galvanizada calibre # 28 de 60 cm de diámetro promedio. El cuál, se coloca antes de efectuar el colado del dado que va a permitir el paso libre del pilote a través de la cimentación.

La función de este cilindro es la de evitar que el concreto invada la zona por donde pasará el pilote y garantizar que este paso sea con la suficiente holgura para evitar que se genere fricción entre la cimentación y el pilote.

Para este caso, se le da una holgura inicial de 7 a 10 cm perimetralmente, pero durante el proceso de ejecución de la obra, este cilindro sufre muchas variaciones en su geometría, razón por la cual se da un rango considerable. Cuando la sección del pilote sea menor de 45 cm en su diámetro, el espacio que queda del brocal al pilote se incrementará y para evitar la filtración de las aguas freáticas, se taponeará con estopa alquitranada ayudando a un mejor paso del pilote a través de la cimentación (fig.3.5).

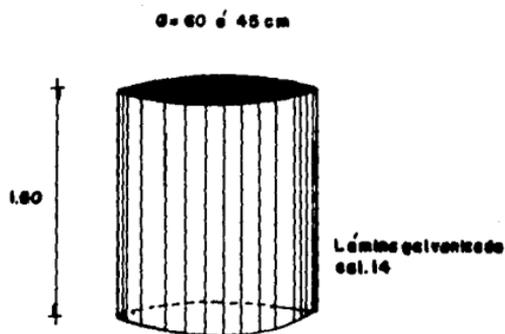


FIGURA 3.5.-BROCAL.

3.5.- Dentellones.

Estos elementos de concreto armado, normalmente de sección trapezoidal, trabajan ligados a la base de la cimentación original y las contratraves que abrazan a esta siguiendo varios objetivos:

- Garantizar la unidad entre ambos elementos;
- Evita las fallas por incrementos de esfuerzos locales, ayudando a su distribución;
- Proporciona apoyo longitudinal (en el sentido largo de la cimentación original), para soportar las cargas transmitidas por la superestructura (fig.3.6).

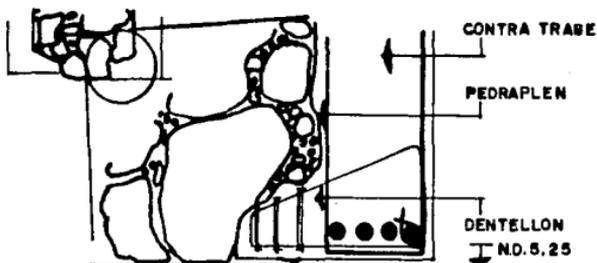


FIGURA 3.6.-DENTELLON.

3.6.- Ancias.

Las anclas son elementos de acero que van ahogados en los dados. Estos están formados por 8 varillas de 3/4" de

diámetro (No. 6) las cuales se arman y fijan al dado y a la contratrabe, dejando exclusivamente la cabeza por donde entrará el tornillo y la media caña con la que se fijarán las partes móviles del control.

Sobre estos elementos recae físicamente el puente de control el cual se asemeja a una báscula.

Esta expresión se da, ya que la estructura queda suspendida por completo si se hace una recimentación total.

Estos elementos que van fijos a la subestructura a través de la cimentación, soportan las cargas que la estructura transmite al pilote, el cual resistirá estos esfuerzos trabajando ya sea por fricción o por punta (fig.3.7).

También pueden ser de concreto armado o a base de tubos de acero según sea el tipo de dissipador de energía a colocar.

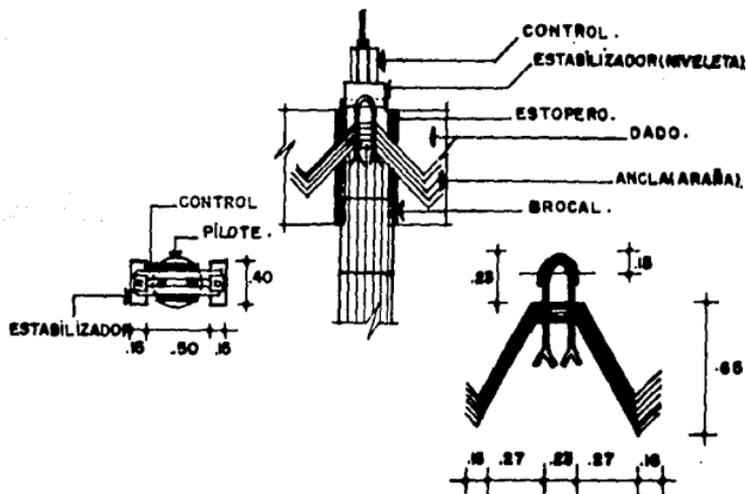


FIGURA 3.7.-ANCLA.

4.- CARACTERISTICAS DE LOS PILOTES DE CONTROL.

Los pilotes de control es un sistema desarrollado con el objetivo de cimentar o recimentar edificios en terrenos tan heterogéneos y deformables como los de la Ciudad de México. Como ya lo hemos mencionado, debido al exceso extraordinario de agua a la gran deformabilidad que presentan las arcillas, los edificios cimentados por pilotes de punta, apoyados en una capa dura, se sobrecargan conforme se consolida el terreno, de manera que pueden provocar daños a su estructura y al pilote mismo. Una reacción que provoca esto, es que el edificio cimentado sobresalga por encima de las banquetas y jardines como es evidente en el Monumento a la Revolución, el Angel de la Independencia, por ejemplo.

Estos efectos también los pueden presentar los pilotes diseñados por fricción, los cuales al cabo de cierto tiempo (30 a 40 años), se empiezan a apoyar en un estrato duro, pasando su comportamiento a pilote de punta, provocando inclusive desplomes o asentamientos diferenciales que ponen en peligro la construcción realizada o por realizar.

El inventor y dueño de la patente de los pilotes de control a base de celdillas de deformación Ing. Manuel Gonzalez Flores realizó un análisis comparativo de las diferencias fundamentales entre un pilote de punta, uno de fricción y uno de control, el cual se desglosa a continuación:

1.- La posición de los pilotes en relación a la cimentación
es:

Los pilotes de punta y de fricción van abajo de la cimentación mientras que el de control atraviesa la cimentación.

2.- El pilote de punta y el pilote de control se apoyan en la capa dura, mientras que el pilote de fricción queda a tres metros o más de la capa dura.

3.- La característica particular de distribuir los esfuerzos por cada tipo de pilote es:

El pilote de punta tiene fricción negativa la cual es mayor en la orilla y menor en el centro pero causará deformación, el pilote de fricción tiene una capacidad de carga homogénea pero su valor es de 0.4 P., y el pilote de control tiene una capacidad de carga homogénea y la fricción se aprovecha.

Si consideramos que P es la capacidad de trabajo de un pilote en toneladas, y a F como la fricción negativa la cual suponemos de antemano como $F=0.4P$, así como la capacidad útil de cada tipo de pilote es Q_p (pilote de punta), Q_f (pilote de fricción), y Q_c (pilote de control) y por último llamaremos W al peso de la estructura del edificio en toneladas tenemos.

4.- Pilote de puntas

$$Q_p = P - F$$

$$Q_p = P - 0.4P$$

$$Q_p = 0.6P$$

Pilote de fricción:

$$QF = F$$

$$QF = 0.4P$$

Pilote de control:

$$QC = P$$

5.- El número de pilotes será el siguiente:

Pilotes de punta. W/0.6P

Pilotes de fricción. W/0.4P

Pilotes de control. W/P

6.- Si consideramos a la relación $W/P = 1$ el número de pilotes quedaría:

Pilotes de punta. 1.66

Pilotes de fricción. 2.50

Pilotes de control. 1.00

7.- Si consideramos que los pilotes de punta tienen una longitud de 30 m y los de fricción una de 26 m para el peso de un edificio de $W = 10\ 000$ ton tenemos los siguientes puntos.

7.1.- La longitud de los pilotes sería:

Pilotes de punta. 166 m.

Pilotes de fricción. 250 m.

Pilotes de control. 100 m.

7.2.- La cantidad de metros por cada tipo de pilote es:

Pilotes de punta.	4980 m.
Pilotes de fricción.	6500 m.
Pilotes de control.	3000 m.

Para poder evaluar los beneficios que representa el uso de cualquiera de los tipos de pilotes presentados, vamos a considerar un costo aproximado por metro de pilote hincado con perforación previa de \$ 1'200,000 , el cual nos da las siguientes cantidades:

Pilotes de punta.	Total.	\$ 5,976'000,000
Pilotes de fricción.	Total.	\$ 7,800'000,000
Pilotes de control.		\$ 3,600'000,000
anclas	\$	3'800,000
control	\$	8'200,000
concreto del dado	\$	3'000,000

	Total.	\$ 5,100'000,000

más el costo por concepto de mantenimiento.

4.1.- Tipos de sistemas de control.

Los dispositivos dispersores de energía, o como se mencionan comúnmente, dispositivos de control, obedecen o dieron origen a una serie de fenómenos interrelacionados con la resistencia de los pilotes y su comportamiento. En el caso de los pilotes de punta, los daños que estos ocasionan son principalmente emersión de las estructuras, fallas,

desplomes y agrietamientos en la estructura. Esto viene de los efectos que se dan en el subsuelo y tanto la capacidad de carga de la punta como la originada por las fuerzas laterales, está influida por las condiciones de presión de poro que se desarrollen en el suelo.

Con el aumento de los esfuerzos de compresión en la masa del suelo, disminuye la relación de vacíos y se modifica el valor de la cohesión y el ángulo de fricción interna, de manera que los parámetros de la resistencia al esfuerzo cortante pueden variar con el tiempo. Sin embargo, estas fuerzas y los esfuerzos que se producen, son más complejos cuando el manto en que se han colocado los pilotes se ve sujeto a un proceso de consolidación independiente, provocado por las cargas que soportan total o parcialmente los pilotes.

En los suelos exclusivamente cohesivos, donde la cohesión es diferente a cero ($c \neq 0$) y el ángulo de fricción interno es nulo ($\theta = 0$), el comportamiento se presenta de singular manera, ya que el hincado del pilote va rompiendo la continuidad del suelo y el pilote se desliza relativamente fácil. Al suspenderse, se genera una adherencia que impide el deslizamiento y al aplicarse una carga de trabajo, se conduce un movimiento hacia abajo no obstante, existe una fuerza de adherencia en el pilote y en el suelo cohesivo, que impide el movimiento. Adherencia a la que se le denomina fricción positiva.

El estado del pilote es el de "equilibrio estable" y si incrementamos la fuerza aplicada al pilote, se produce la capacidad de carga última (Q_u) donde la adherencia lateral es máxima al igual que la capacidad de carga por punta, cuando esto sucede el elemento estructural está en "equilibrio inestable", es decir, que con un pequeño incremento en la carga, puede sufrir grandes desplazamientos o hundimientos (fig.4.1).

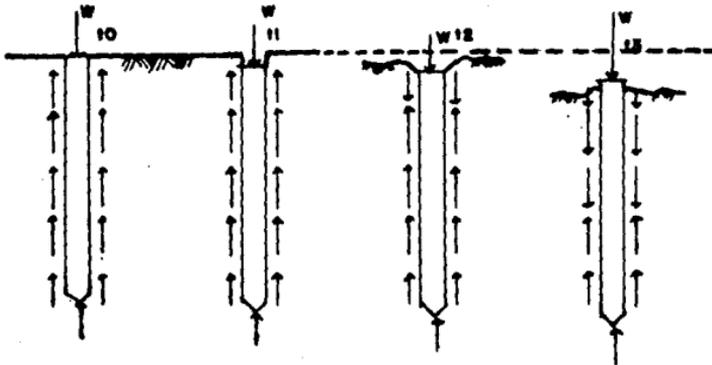


FIGURA 4.1.-DIAGRAMA DE FRICCIÓN NEGATIVA EN PILOTES.

Cuando el manto del terreno donde se aloja el pilote se adjunta en movimiento relativo entre el suelo y el extremo superior del pilote, la deformación originada entre el suelo y el elemento estructural al cargarse el pilote disminuye más en el extremo superior y por consiguiente, la adhesión desarrollada entre ambos elementos (suelo-pilote) se hace cada vez menor hasta cambiar el signo, generándose la adherencia negativa que impide la deformación del suelo y por lo tanto, este se cuelga del pilote, incrementando la carga sobre el mismo (fig.4.2).

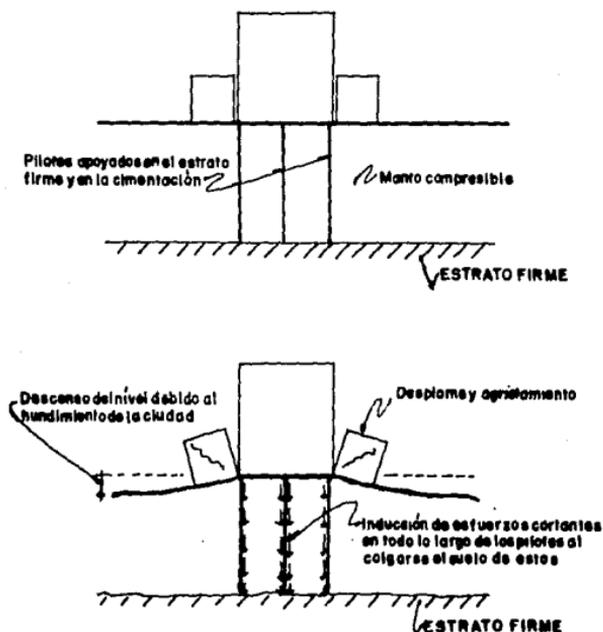


FIGURA 4.2.-EFECTOS EN UN EDIFICIO Y SUS COLINDANCIAS.

Cuando la capacidad de carga de punta es pequeña, la resistencia lateral es la que proporciona la mayor parte de la resistencia, el fenómeno descrito continúa y sigue aumentando la carga por el terreno que se cuelga del pilote hasta producir hundimiento, el cuál, se detiene cuando este proceso se invierte hasta lograr un equilibrio denominado equilibrio "inestable permanente" y de ahí en adelante, la cabeza del pilote sigue el movimiento de la superficie del suelo. De continuar el hundimiento y si éste llegara a apoyarse en un estrato resistente, empezará a sobresalir, emergiendo la obra del suelo, siempre y cuando el pilote tenga la capacidad de carga por punta como para lograrlo.

En este momento se proyectan los dispersores de energía o dispositivos de control, los cuales se han desarrollado en la Ciudad de México debido a las condiciones de subsidencia regional que hay en ella.

El pilote atraviesa la cimentación superficial por un hueco que le permite cruzar libremente y está unido a la estructura especialmente diseñada por medio de un puente en el extremo de cada pilote para la conexión o puente. Entre la estructura de cimentación y el pilote se tienen variantes, dando origen a diferentes dispositivos, que se detallan a continuación y que se presentan en la fig 4.3.

-Uno de los más antiguos fue el desarrollado por el Ingeniero Manuel González Flores, el cual une los extremos por medio de un elemento de acero removible y antecedido por medio de cubos de madera, con alto rango de deformación

plástica a la compresión que integra una prisma rectangular que fija la capacidad del dispositivo (fig.4.4).

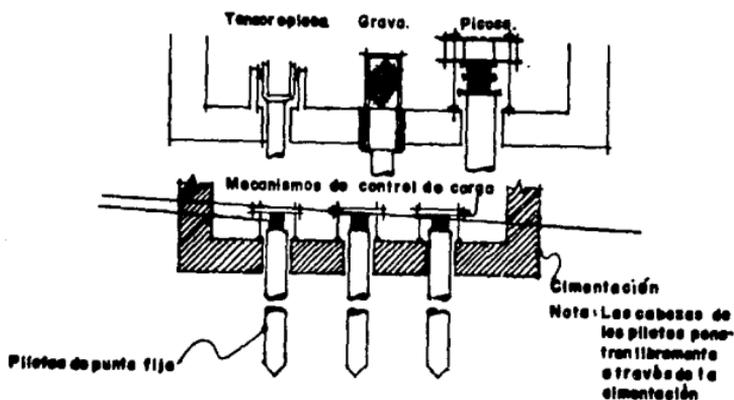


FIGURA 4.3.-CIMENTACION PILOTEADA CON MECANISMOS DE CONTROL DE CARGA.

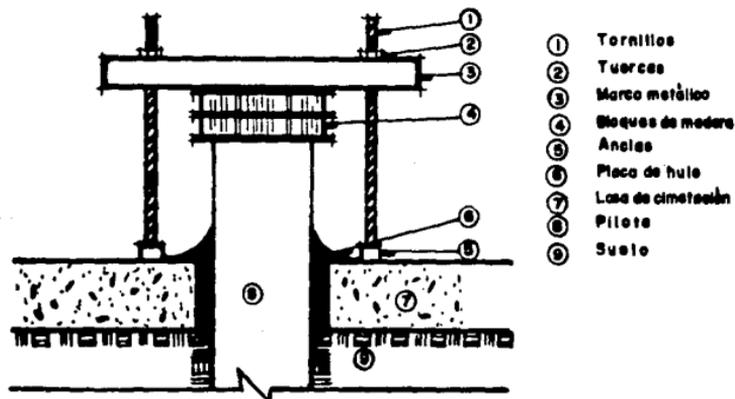


FIGURA 4.4.-PILOTE DE CONTROL DESARROLLADO POR EL INGENIERO MANUEL GONZALEZ FLORES.

-La unión se puede realizar por medio de un puente y éste ligado a su vez con el resto de la cimentación por conducto de tensores de fierro los cuales, que se llevan al intervalo plástico trabajando a tensión donde después de haber llegado a su deformación permisible (aprox. 1.60 m), se repite el ciclo cambiando los dispositivos de acuerdo a las necesidades de la obra (desarrollado en la UNAM).
El sistema llamado "J", fue desarrollado por los Ingenieros Manuel Aguirre y Chicuriel (fig.4.5).

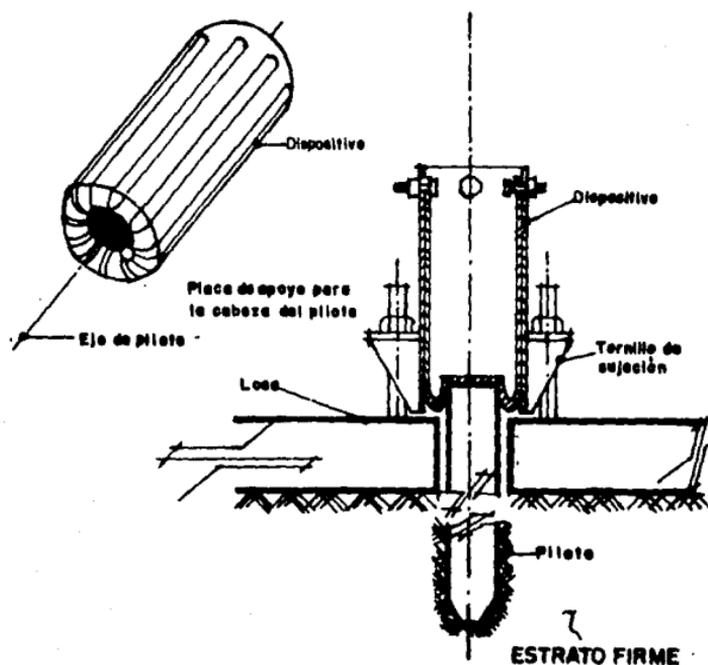


FIGURA 4.5.-DISPOSITIVO DISPERSOR " J " .

-El dispositivo creado por el Ingeniero Juan José Correa, consiste en utilizar dos tubos (uno dentro del otro), telescopiados donde el tubo de diámetro mayor se une a la losa y el del menor diámetro se une al pilote para posteriormente, introducirlo colocando grava uniforme. La cantidad que debe introducirse va en función de la carga de proyecto, y si se rebasara la carga, se deslizaría un tubo con respecto al otro, asentándose la cimentación, siguiendo el movimiento del suelo. Este dispositivo tiene un rango de deformación que varía de 2 a 3 m de acuerdo al lugar y al proyecto (fig.4.6).

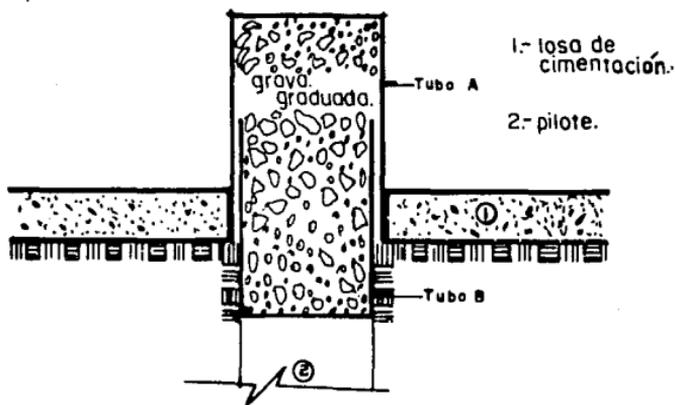


FIGURA 4.6.-DISPOSITIVO DEL ING. JUAN JOSE CORREA.

-Un sistema semejante es el que utiliza un cilindro lleno de aceite que se fija a la cimentación poco profunda y dentro de la cual, existe un émbolo que se conecta al pilote. Al cargarse, éste produce una presión que se limita con una

válvula de precisión que se calibra a la carga de diseño del dispositivo. El sistema fue desarrollado por el Ingeniero Alberto Pilatowsky Vázquez.

-El último dispositivo al que haremos mención, es el desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el cual cambia la energía que se genera, al incrementar la carga sobre el pilote y produce una emersión de la obra en energía para deformar una placa de acero, la cual, se encuentra fija a unos apoyos rígidos colocados alrededor del brocal por donde pasa libremente el pilote. La placa se calibra definiendo ancho a espesor para resistir la carga del proyecto y así, sobre el pilote, aumentar la carga, la placa cede y se asienta la estructura hasta recobrar el valor del proyecto (fig. 4.7).

- 1.- Poste.
- 2.- Placa.
- 3.- Pilote.
- 4.- Losa de cimentación.

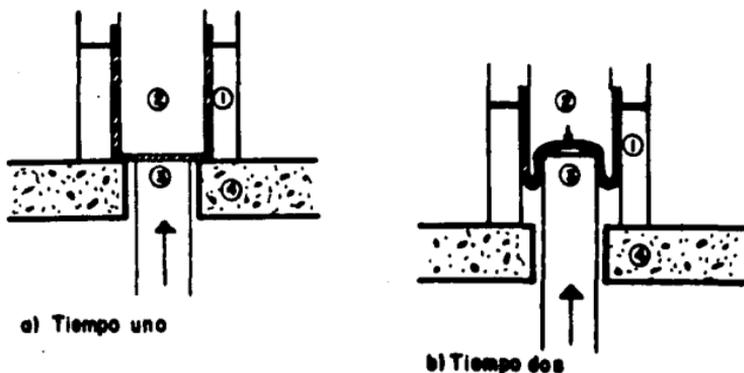


FIGURA 4.7.-DISPERSOR DE ENERGIA.

4.2.- Características de un pilote de control a base de celdillas de deformación con madera.

Cuando el pilote empieza a sobresalir o la obra del suelo, emerge estas reacciones se producen por las características del terreno, del tipo de apoyo y de las formas de aplicación de la sobre-carga al pilote y a su vez, al terreno. lo que procede entonces es, proyectar los dispersores de energía o pilotes de control los cuales, permiten se fije una carga al pilote y si ésta aumenta, el dispositivo o control se deforma por lo que la estructura permanece en las condiciones proyectadas.

Lo anterior se debe a que se permite que el pilote se deslice dentro de la estructura que se sujeta a través de la cimentación superficial, uniéndola al resto, por medio de mecanismos que admiten una carga fija. El pilote atraviesa la cimentación por un hueco que se deja en la cimentación superficial la cual es ligeramente mayor al diámetro de aquél y se conecta con la estructura, por medio de un puente unidos a los lados de la cimentación que ha sido atravezada. La conexión entre el pilote y el puente o entre éste y la cimentación, varía y es por ello que existen diferentes tipos de dispositivos de disipación de energía (mencionados en el inciso anterior.)

Estos sistemas de control cumplen su cometido al terminarse la deformación plástica, para lo cual, se repite el ciclo cambiando los dispositivos que han cumplido con su objetivo.

Al hacerlo hay que evitar sobre-esforzar alguno de los elementos de la estructura del conjunto en caso de que se dejara temporalmente sin apoyo, es decir, que al cambiar el control se liberara al pilote de la cimentación. Aunque esto no sucede con frecuencia, si no se presenta una consolidación acelerada o un incremento en la sobrecarga.

Hay que considerar que existen controles que requieren una revisión del equipo continuamente, como es el caso del sistema a base de un gato hidráulico en el cual; no se presenta un alargamiento excesivo en el émbolo del mismo. Entre las ventajas que tiene la aplicación del pilote con un sistema de control estan las siguientes:

- a).-Para evitar que las construcciones apoyadas con pilotes de punta sobresalgan con respecto a banquetas y calles.
- b).-Para evitar que los pilotes al quedar fijos con respecto al terreno que va descendiendo, se sobrecarguen con el terreno que se les cuelga (fricción negativa), ya que al descender verticalmente y desplazar las capas adheridas al perímetro del pilote transforma la parte que era fricción negativa en positiva y útil para soportar la construcción en los pilotes de control.
- c).-Para evitar que la sobrecarga en los pilotes de orilla o esquinas penetren un poco más en el terreno, debido a

que las capas de las arcillas permanecen horizontales con respecto a la cimentación.

- d).-Para evitar que colgándose el terreno de los pilotes, se forme una loma que afecte a las construcciones vecinas especialmente si son ligeras, evitando la presencia de la fricción negativa.
- e).-Para evitar que la construcción aún con pilotes de punta pueda sufrir asentamientos diferenciales y se produzcan inclinaciones, el cual contando con el sistema instalado podrá regresar a su horizontalidad.
- f).-Para evitar cuando se trata de pilotes de fricción, que sufran asentamientos diferenciales y sufran inclinaciones las construcciones a causa de la consolidación regional en el Valle de México.
- g).-Para evitar sobrecarga y que se cuelgue el terreno, se proyectó que los pilotes no queden abajo de trabes y columnas, sino a un lado de éstas, y que además, atraviesen la cimentación sobresaliendo de la losa viéndose en la necesidad de colocar un puente o tapón que evite que el pilote no tome su carga proyectada.
- h).-Debido a la heterogeneidad del suelo de la Ciudad de México, los pilotes desde su hincado pueden sufrir daño,

dado que estos trabajarían a distintas cargas. Para evitar esto, por medio del control pueden regularse como el proyectista los diseñó. Esto se lleva a cabo por unos dispersores de energía llamados "Celdas de Deformación" que trabajan con una carga aproximada de 2.00 a 2.50 ton. por pieza, siempre y cuando no hayan llegado a su deformación plástica.

i).-Cuando el pilote de control fácilmente pueda transferir la carga que tiene la cabeza de éste al terreno que lo rodea con sólo descargarlo.

j).-El pilote cruza fácilmente la cimentación. Por ello, se presenta la necesidad de fijar éstos por medio de un puente haciendo posible el descender o subir una construcción, quitando carga o, colocando un gato hidráulico para su elevación.

k).-Para determinar con mayor facilidad, la carga aproximada por medio de las celdas de deformación o, si es necesario una medida más exacta, se utilizará un puente superior, un gato hidráulico en donde se le habilitará un manómetro.

l).-Para eliminar el efecto de fricción negativa que normalmente disminuye la capacidad de carga de un 30 a 50%.

- m).-Colocándose los pilotes a los lados de las trabes, permite hincar ya sean los pilotes de secciones de 1.50 m, o, los descolgados de 10 m después de que esté construida la cimentación no presentando retraso por inicio de ejecución de trabajos en construcción, siempre y cuando, éstos no afecten de manera casi inmediata la estabilidad del conjunto.
- n).-Porque basta con observar los cubos de un pilote (celdillas de deformación) para saber si está trabajando correcta o incorrectamente.
- o).-El pilote de control deja siempre la posibilidad de mejorar o cambiar al tipo de pilote si la capacidad de carga no es suficiente.
- p).-Por la economía que presenta comparado con los pilotes fijos de punta o fricción.
- q).-Porque una vez instalado el sistema es posible conservar los asentamientos diferenciales o ir enderezando el inmueble paulatinamente y a la velocidad del hundimiento regional.

No obstante, el pilote de control tiene algunas desventajas como las siguientes:

- a).-La ubicación de los pilotes no deberá estar exactamente abajo de trabes y columnas, ya que no permiten acceso al control y al cabo de cierto tiempo exigía recimentación.

- b).-No deben de usarse los pilotes de control para cargas muy pequeñas, ya que sólo en este caso, los pilotes de fricción serían menos costosos que cualquier método.

- c).-El pilote de control necesita mantenimiento en las celdas deformables y si éste no se da, los daños pueden ser costosos (no colocarse si no piensa darse ese mantenimiento).

- d).-La variación en los mantos freáticos provoca diferentes reacciones en el comportamiento de los pilotes que se refleja en una excesiva deformación en el control, la cual se tiene que checar continuamente para evitar confusiones al revisar los controles.

- e).-El uso de los pilotes de control requiere de Técnicos especializados para su control, realizando revisiones y nivelaciones continuas de precisión, sin embargo, existe poco personal capacitado en este tipo de sistemas encareciéndolos considerablemente.

f).-Como los pilotes de control a base de celdillas de deformación es un sistema con marca registrada, los costos de cimentación o recimentación se incrementan por uso de patente.

g).-Deberán dejarse las preparaciones necesarias para el futuro si es que las llegase a necesitar.

Las características específicas de las celdillas de deformación son las siguientes:

Son cubos de madera (caobilla) de 5 cm por lado, los cuales deben colocarse sobre placas de acero o láminas galvanizadas en el sentido de la beta de la madera perpendicular a la carga, con el objeto de presentar la cara de mayor deformación es decir, que se busca obtener la máxima deformación en un rango de carga muy pequeño como se ilustra en las gráficas que a continuación se presentan (fig.4.B).

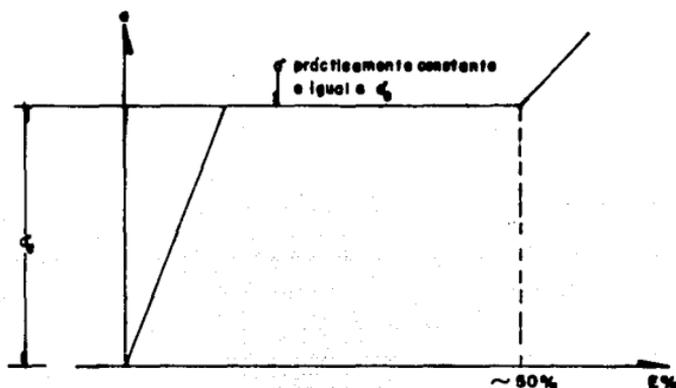


FIGURA 4.8.-GRAFICA IDEALIZADA DE LA PRUEBA DIRECTA CONSIDERANDO LA CARGA PERPENDICULAR AL GRANO Y CON INCREMENTO DE CARGA CONSTANTE.

En la realidad las pruebas de carga (esfuerzo-deformación) a compresión simple dan gráficas como las que siguen a continuación (fig.4.9).

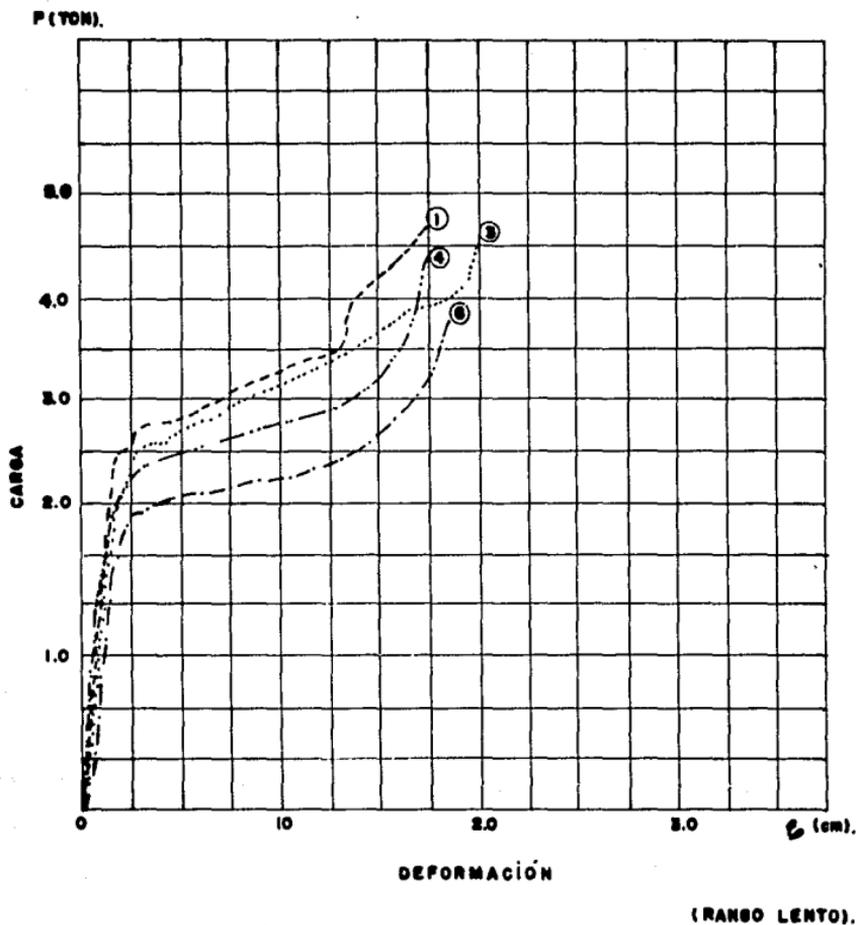


FIGURA 4.9.-GRAFICAS DE ESFUERZO-DEFORMACION DE CUBOS DE MADERA CON RANGOS DE VELOCIDADES DE CARGA DIFERENTES (DOS RANGOS).

NOTA: Los números de la gráfica definen a la muestra ensayada de un grupo de 10 elementos.

El rango que soportan los cubos de caobilla fluctúa entre 1.5 y 2.5 ton cada uno, por lo que al hacerse el análisis de la estructura y al fijarse la carga que habrá de soportar cada pilote de manera independiente, el estructurista debe dar el número de cubos a utilizar y el número de camas o pisos en que se repartirán las cargas de éstos, formando así las celdillas de deformación (fig.4.10).

De manera general podemos determinar que la carga aproximada por cubo de madera es de 2.0 ton hasta llegar a su límite elástico, y al pasar este límite, se deforma con incrementos pequeños de esta carga, la cuál, prácticamente se mantiene sin variación hasta llegar a un aplastamiento de $0.6 h$ (donde h es la altura del cubo). Al término de ésta, se incrementará una vez más la carga a soportar tal y como lo demuestran las graficas presentadas con anterioridad, logrando así, que el edificio baje de manera controlada no variando las cargas de diseño establecidas durante el rango plástico, al ritmo en que bajan las arcillas de la Ciudad de México. Lo anterior se aplica de manera similar a las celdillas de deformación las cuales, son un conjunto de cubos que se ordenan de la siguiente manera:

- 1.-Los cubos deberán ir con las betas y la madera perpendiculares a la carga (fig.4.11).
- 2.-Cuando por necesidad de carga, el pilote necesite varias camas o pisos de cubos de madera, se colocarán elementos de transición (láminas galvanizadas calibre No. 10) (fig.4.10).

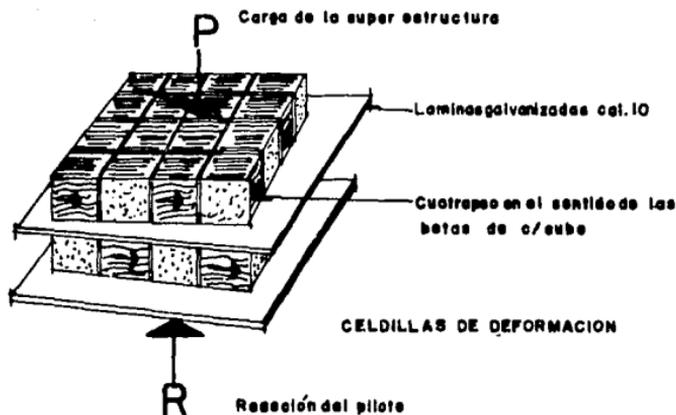


FIGURA 4.10.-ESQUEMA GENERAL DE LAS CELDILLAS DE DEFORMACION.

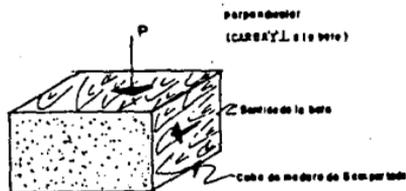


FIGURA 4.11.-POSICION DEL CUBO EN RELACION A LA CARGA.

(Se busca que las cargas sean perpendiculares a las betas).

3.-Los cubos deberán ir encontrados en cuanto al sentido de la beta de la madera (fig.4.10).

4.-Las deformaciones entre éstos serán más uniformes si no existen espacios aunque no provocan variación de consideración si ésta existe, (fig.4.12).

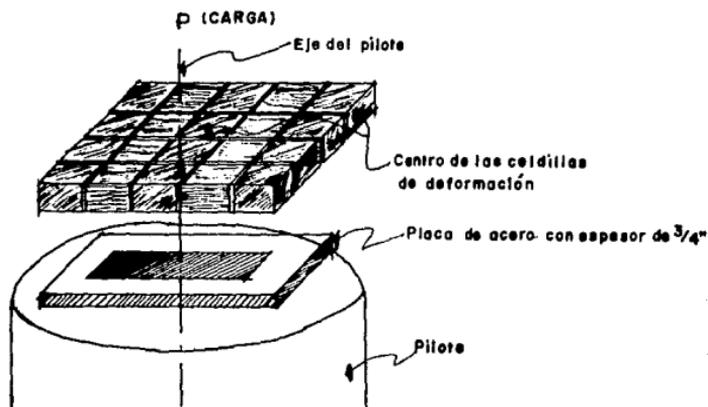


FIGURA 4.12.-POSICION DE LOS CUBOS EN LAS CAMAS DE DEFORMACION.

5.-Deberán estar bien centradas las celdillas de deformación con respecto al eje del pilote para evitar un cabeceo del control que provocaría un mal funcionamiento del mismo (fig.4.13).

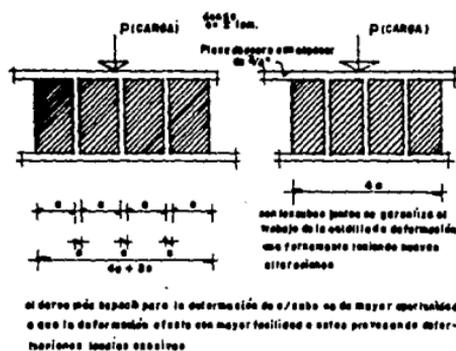


FIGURA 4.13.-UBICACION DE LAS CELDILLAS EN RELACION AL EJE DEL PILOTE.

6.-La localización dentro de un corte de árbol de donde se obtendrá el cubo, determinará la densidad así como el módulo de elasticidad y el grado de deformación (fig.4.14).

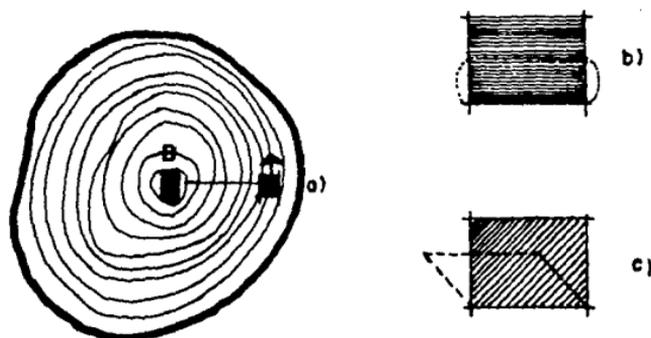


FIGURA 4.14.-OBTENCION DE LOS CUBOS DEL ARBOL DE PROCEDENCIA.

Existen también dentro de los pilotes de control elementos móviles como se citó con anterioridad, que facilitan el mantenimiento.

Dentro de éstos se encuentran las celdas de deformación ya descritas, pero también, tenemos elementos como las niveletas, tornillos, tuercas (medias cañas) y el cabezal, los cuales describiremos a continuación:

-Niveletas. Son elementos de concreto que van colocados arriba de las anclas y sirven de apoyo al cabezal para evitar un cabeceo de este último, garantizando cierta perpendicularidad con el eje del pilote (fig.4.15).

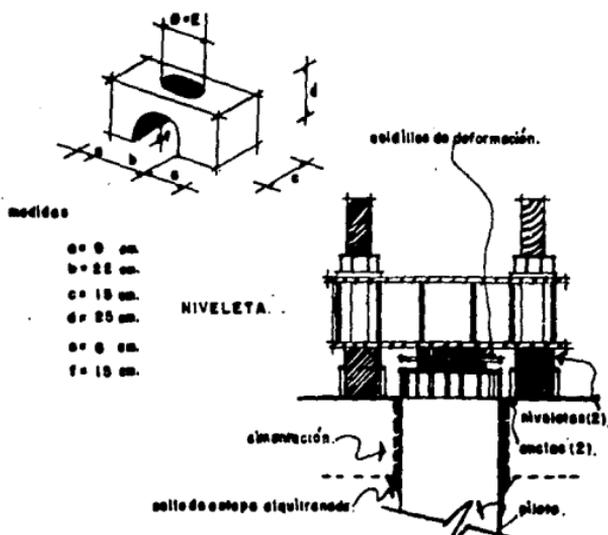


FIGURA 4.15.-NIVELETA.

-Tornillos y tuercas. Elementos de acero que transmiten la carga, ya que el control se fija a la cimentación a través de éstos. Los tornillos son de 2" de diámetro con resistencia mayor a 300 ton c/u aproximadamente (fig.4.16).

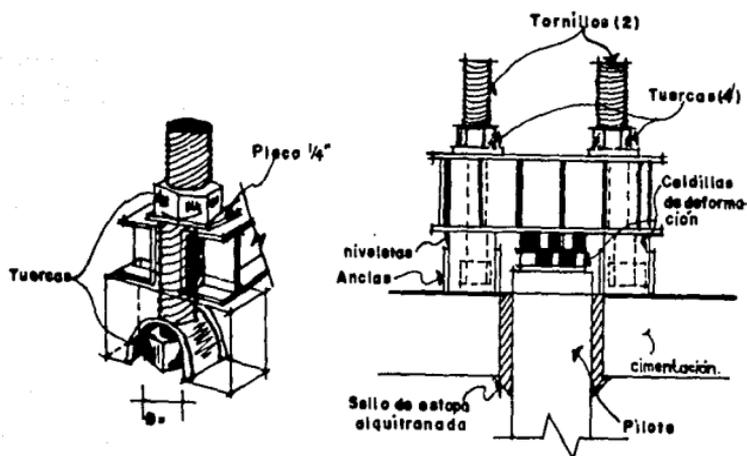


FIGURA 4.16.-TORNILLERIA Y TUERCAS.

-El cabezal. Es una estructura de acero formado por canales ligados con placas de acero de 1/2" de espesor, soldadas y con atezadores que resisten las cargas directas transmitidas por las celdas de deformación (fig.4.17).

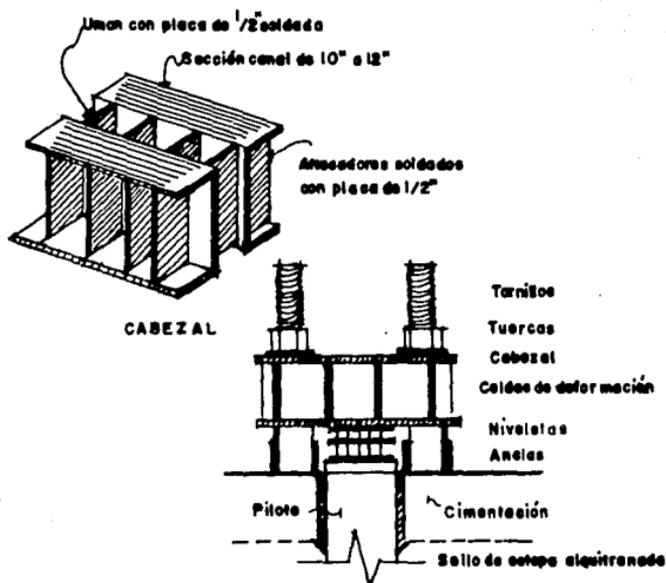


FIGURA 4.17.-EL CABEZAL.

4.3.- Funcionamiento de una cimentación con pilotes de control.

Conocidos los antecedentes de los asentamientos en la Ciudad de México así como la baja resistencia al esfuerzo cortante y su gran compresibilidad que caracteriza al subsuelo de esta ciudad, surgió la patente de pilotes de control para modificar el comportamiento usual que se venía dando a los

pilotes de punta y de fricción, pues, en lugar de ligar el pilote a la cimentación y, cargarlos directamente abajo de las columnas, los dejaban pasar libremente a través de la cimentación, fijando ésta, en un marco rígido al cual, se le adaptaba un dispositivo que aceptada deformaciones permitiendo así que se mantuviera nivel en referencia al suelo consolidado.

Las características que presenta el material deformable, están en función del dispositivo o control a aplicar aunque nosotros nos enfocaremos a las celdillas de deformación a base de cubos de madera las cuales, deben de cumplir los requisitos presentados en el inciso anterior, enfatizando que, la carga que se aplicará a éstas, deberá ser perpendicular a la fibra.

La aplicación de la carga está dada a través de los elementos móviles y fijos del control que los transmite desde la superestructura.

Un edificio por ejemplo, puede transmitir su peso al subsuelo en 3 formas distintas:

- 1.-Apoyo directo sobre el terreno de la losa de cimentación (superficial).
- 2.-Por el pilote y éste a su vez, por el dispositivo disipador de energía (celdas de madera).
- 3.-A través de la adherencia desarrollada en el fuste del pilote.

El dispositivo se prepara para soportar las cargas que el proyectista determinó, dándose así, el número de cubos a colocar.

Si dentro del uso del dispositivo hay un incremento en los asentamientos del subsuelo que provoquen un incremento de cargas, entonces, las celdas de deformación actúan deformándose hasta equilibrarse otra vez. Esto es debido a que tienen en su deformación una zona plástica extensa, la cual, trabaja al haber pequeños incrementos de carga, permitiendo así que la edificación, se mantenga con sus características iniciales.

La deformación útil del dispositivo en estudio es de aproximadamente el 50% de la altura del dispositivo, de acuerdo con la deformación unitaria dada en los ensayos de laboratorio, los cuales presentan ciertas variantes en función de la aplicación de la carga, ya sea rápida o lenta (fig.4.18).

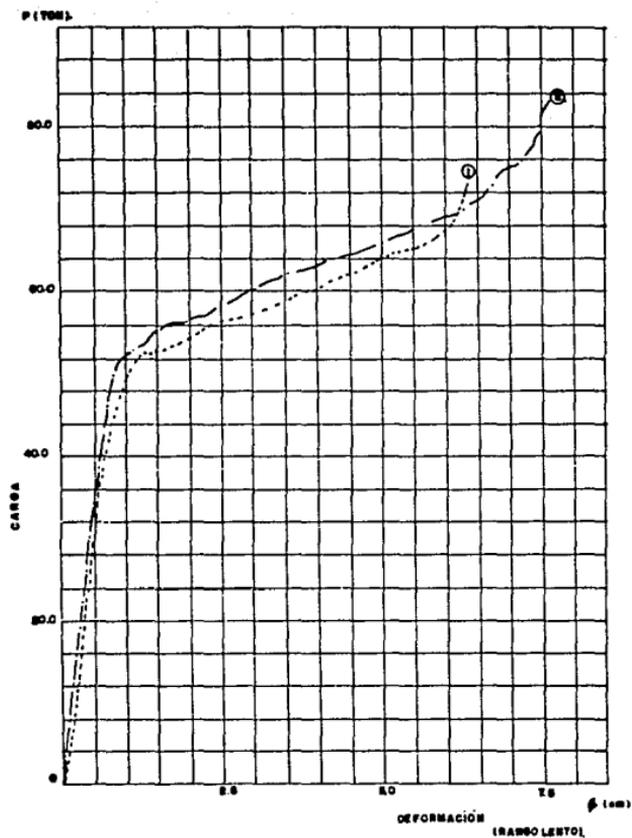


FIGURA 4.18.-GRAFICAS DE ESFUERZO-DEFORMACION PARA LAS CELDILLAS DE DEFORMACION. (Ensayes efectuados en el laboratorio de Mecánica de Materiales de la Facultad de Ingeniería. Equipo Máquina Universal).

NOTA: Los números de la gráfica definen a la muestra ensayada de un grupo de 10 elementos.

Una vez dada la deformación total que admite el dispositivo, se cambia éste empezando el ciclo tantas veces como sea necesario para evitar que se dañe el inmueble con el sistema.

El funcionamiento del sistema es como lo acabamos de ver muy simple. Sin embargo, el sistema necesita apoyarse en un control estricto tanto de nivelaciones topográficas como el manejo de las cargas de cada inmueble debido a que las condiciones de carga en el subsuelo, pueden cambiar, y sería necesario, modificar las condiciones iniciales proyectadas en cada pilote.

Es decir, que en ocasiones los asentamientos diferenciales presentados en una estructura cualquiera que tenga instalados los pilotes de control será corregible en un tiempo razonable, fijando la zona baja y provocando que descienda la zona alta, ya sea permitiendo la deformación de las celdillas o socavando por abajo de la cimentación para después bajarla por medio del dispositivo y gatos neumáticos, hasta lograr el nivel deseado o la horizontal.

En edificios donde las deformaciones ya son permanentes al igual que ciertos asentamientos diferenciales, lo que se busca con este sistema, es conservar ese asentamiento o corregirlo de manera muy lenta y de acuerdo al asentamiento regional que se esté dando (figs.4.19 y 4.20).

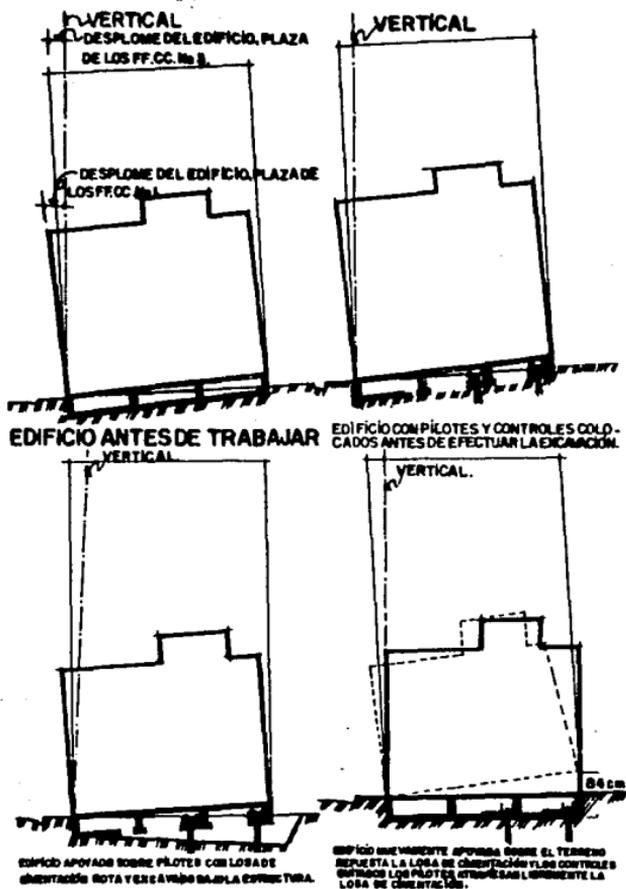


FIGURA 4.19.-EJEMPLO DIDACTICO, EDIFICIO "PLAZA DE LOS F.F.C.C. No 1".

- a). Fijo o Fricción. b). Puntea fricción preparada para transformarse. c). Pilote de control hecho antes o después, de construirse la construcción. d). Preparación para colocar en futuro un pilote.

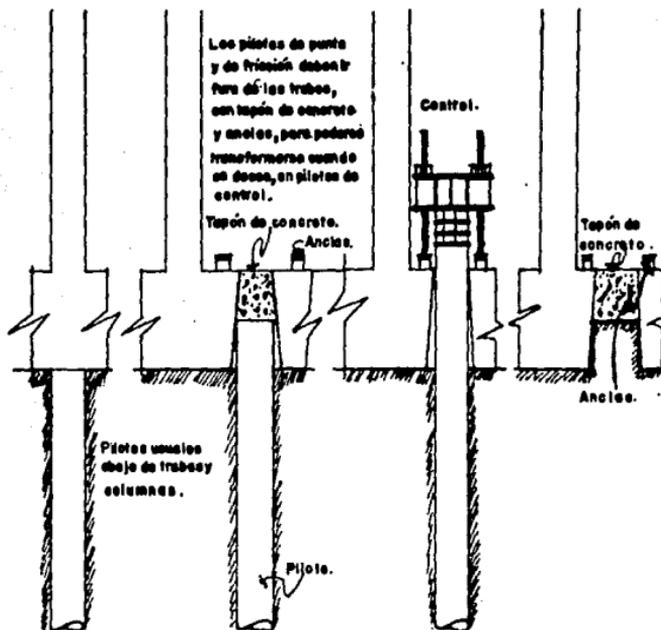


FIGURA 4.20.-ELEMENTOS QUE INTERVIENEN EN UN PILOTE DE CONTROL.

Donde:

- a).-Pilote fijo o de fricción; usualmente colocado bajo traves y columnas.
- b).-Pilote fijo o de fricción; preparado para transformarse en pilote de control, nótese que se encuentra a un costado de columna y trabe.

- c).-Pilote de control hincado y preparado después de construída la cimentación (también se puede hacer el hincado antes como convencionalmente se viene haciendo).
- d).-Preparación para de ser necesario colocar en un futuro otro pilote.

4.4.- Equipo para su hincado.

4.4.1.-Gruas.

Son máquinas que sirven para el levantamiento y manejo de objetos pesados, contando para ello con un sistema de malacates que acciona uno o varios cables montados sobre una pluma y cuyos extremos terminan en gancho.

Para facilitar su función, la unidad motriz y los diferentes mecanismos de la máquina le hacen girar alrededor de un eje vertical y a la pluma moverse sobre un plano vertical (figs.4.21.1 y 4.21.2).

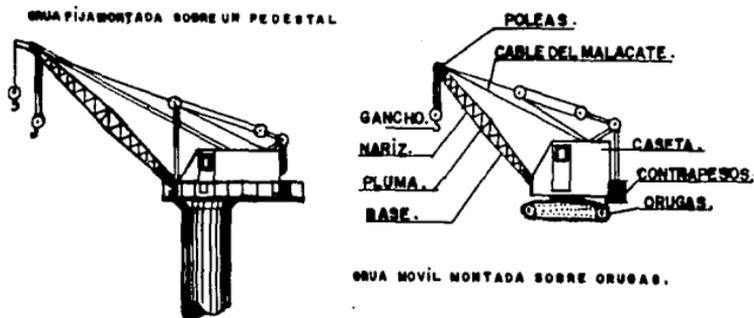


FIGURA 4.21.1.-GRUAS FIJAS Y MOVILES.

GRUA MOVIL MONTADA SOBRE NEUMATICOS
O MOTO GRUA.

PLUMATELESCÓPICA

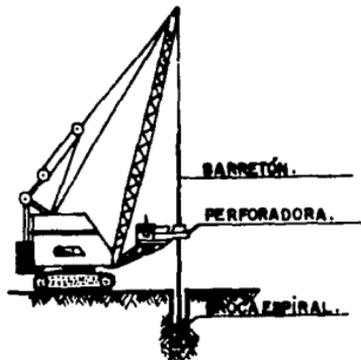


GRUA MOVIL DE PLUMA TELESCÓPICA (PATO).

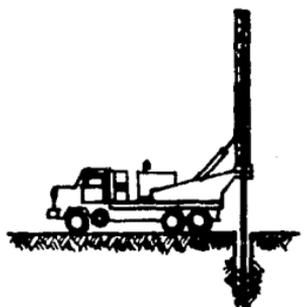
FIGURA 4.21.2.-GRUAS FIJAS Y MOVILES.

4.4.2.-Perforadoras.

Máquinaria para hacer barrenos en el subsuelo, por medio de una barra en cuyo extremo inferior se coloca una herramienta de avance como una broca, un bote cortador, un trépano, etc. (fig.4.22).



PERFORADORA MONTADA SOBRE GRUA.



PERFORADORA MONTADA SOBRE CAMION

FIGURA 4.22.-PERFORADORAS.

La barra se hace girar en algunos mecanismos o bien, se levanta y se deja caer rítmicamente sobre el fondo de la perforación en otros lo cual, da lugar a que las perforadoras sean rotatorias o de percusión, respectivamente.

4.4.3.-Vibrohincadores.

Los vibrohincadores también llamados martillos vibratorios, son máquinas diseñadas para llevar a cabo el hincado o extracción de tubos o perfiles de acero en el subsuelo. Todo ello, merced a la acción dinámica de un generador de vibraciones y, al peso propio del equipo cuando realizan hincados con la capacidad de elevarse de una grúa cuando son extracciones.

Para trabajar, el vibrohincador se cuelga de una grúa móvil con pluma y capacidad adecuadas a las cargas que se van a mover (fig.4.23).

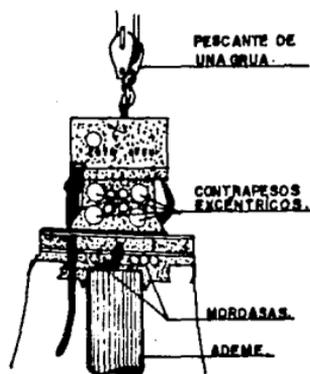


FIGURA 4.23.-VIBROHINCADOR.

4.4.4.-Martillos.

Los martillos es el equipo que genera impactos en serie para el hincado de pilotes, tablaestacas, tubos, etc.

Conceptualmente, los martillos piloteadores originales fueron masas de caída libre que se colocaban nuevamente en posición previa al descenso, mediante sistemas manuales o mecánicos. Con el desarrollo de la tecnología se utilizó vapor de agua o aire comprimido para levantar la masa que cae. Avances posteriores, dieron lugar al uso del vapor y aire comprimido para acelerar la caída de la masa durante su descenso, lográndose una mayor energía en el impacto.

Recientemente, se han desarrollado martillos de combustión interna que emplean diesel como energético para levantar la masa golpeadora al mismo tiempo que se aprovecha su explosión para incrementar el impacto del hincado. Estos martillos son hoy los más comúnmente usados por su fácil operación, por lo que existen en el mercado una gran variedad de modelos con diferentes capacidades (fig.4.24).

Algunos martillos están dotados de una cámara de combustión adicional en la parte superior en donde la explosión del combustible acelera la masa del golpeo en la carrera hacia abajo.

Para el hincado eficiente de pilotes, deben seleccionarse martillos con energía y peso del pistón acordes con las dimensiones, pesos y capacidad de carga esperada en aquellos

según el problema dado. Generalmente, se busca que el peso del pistón móvil no sea menor de 0.3 a 0.5 veces al peso del pilote.

Si el pistón pesa menos que dicho valor, el pilote corre el riesgo de no alcanzar la capacidad de carga que le fue asignada, pudiéndose dañar además, la cabeza por exceso de golpes en el intento vano de llevar el pilote a su posición correcta. Por el contrario, si el pistón es muy pesado en relación al pilote, éste puede sufrir daños en toda su longitud (la regulación de la energía puede resolver este problema).

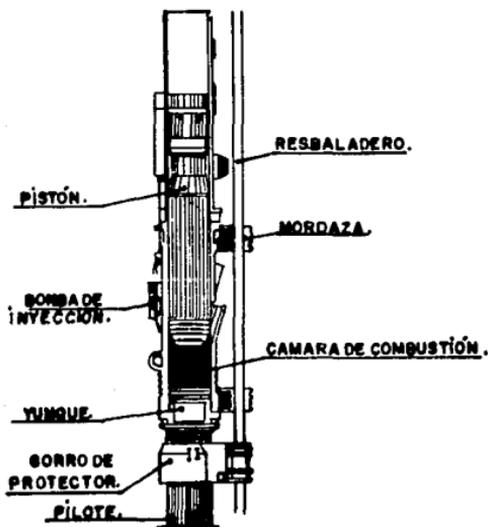


FIGURA 4.24.-MARTILLOS.

4.4.5.-Herramientas para pilotes.

Se definirán como herramientas a aquellos implementos auxiliares empleados para el manejo e hincado de pilotes como son:

-Resbaladeras. Son estructuras que se integran a las plumas de las grúas y que sirven para que deslice tanto el martillo piloteador como el dispositivo de disparo, pueden ser fijas, oscilantes y suspendidas por cable. En la fig.4.25 se observan estos tipos de resbaladeras.

-Gorros de protección. Para proteger la cabeza de los pilotes durante su hincado, se emplean dispositivos que amortiguan y distribuyen la energía de los impactos de martillo sobre la cabeza, evitando así, daños mayores.

Los gorros están integrados por una estructura monolítica de acero en forma de caja. En la parte superior se le coloca una "sufridera" que puede ser a base de madera, micarta, material plástico o trozos de cable de acero y sobre ella, una placa metálica. En la caja inferior que es la parte de contacto entre martillo y pilote, va colocado un colchón de madera. En la fig.4.26 se aprecian algunos arreglos de gorros de protección.

La sufridera sirve para:

- Absorber la fuerza del impacto en pilotes frágiles.
- Proteger los pilotes en terrenos duros.
- Distribuir y transmitir uniformemente las fuerzas en lo posible hacia el gorro y hacia los pilotes.

- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera.
- Alargar la vida útil del gorro.

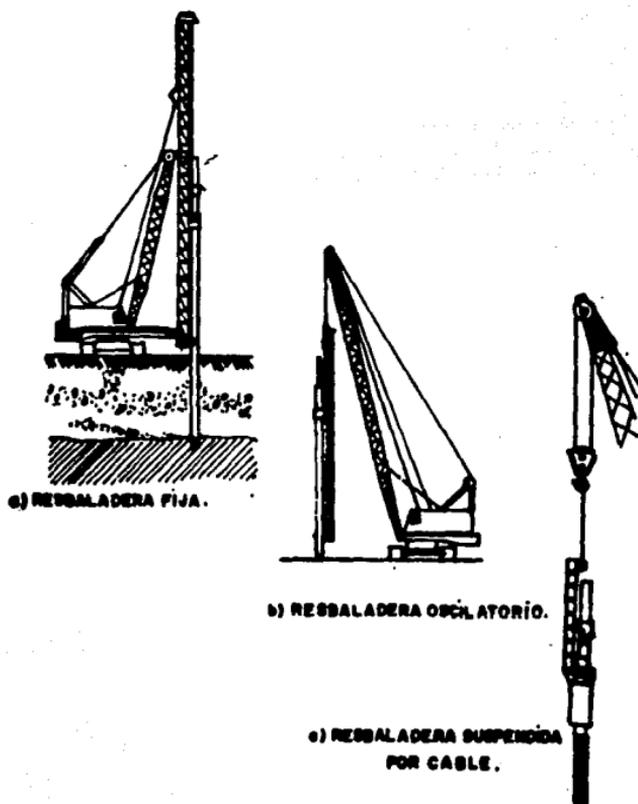


FIGURA 4.25.-TIPO DE REBBALADERAS.

- Ampliar el tiempo de impacto por almacenamiento de energía en la sufridera.
- Alargar la vida útil del gorro.

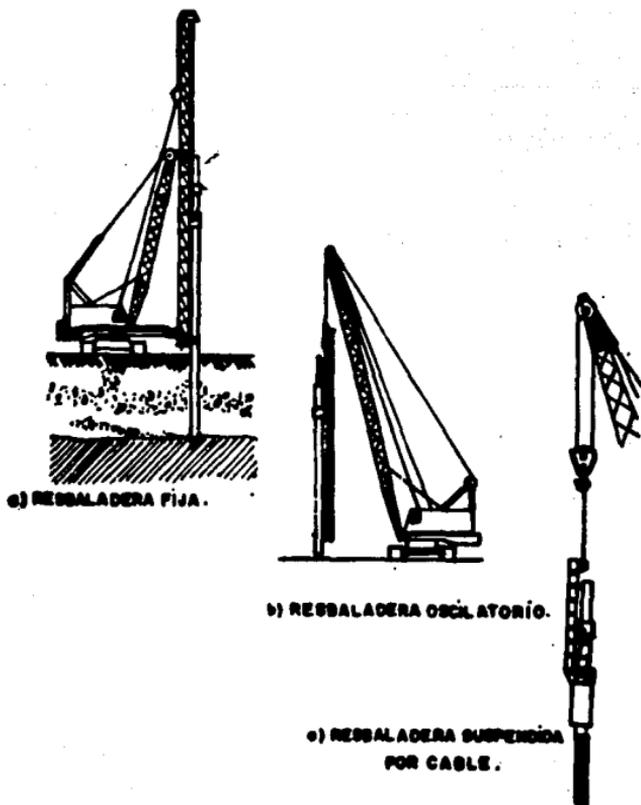


FIGURA 4.25.-TIPO DE REBALADERAS.

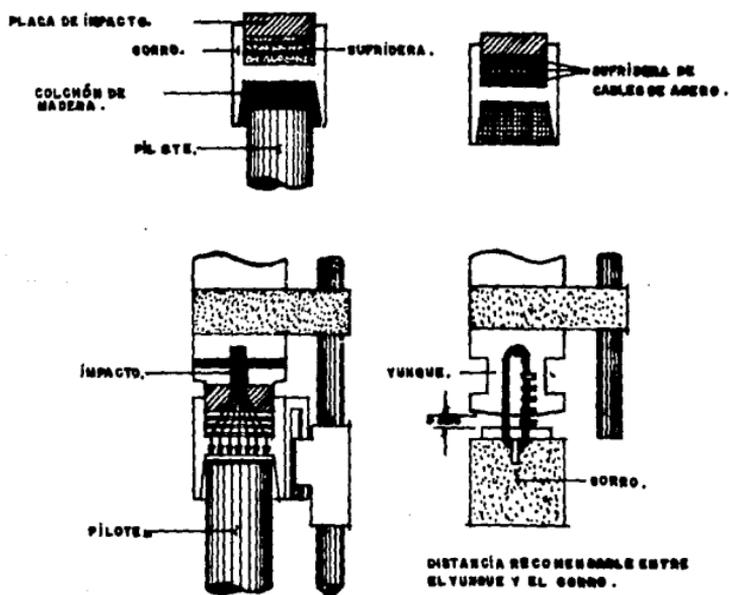


FIGURA 4.26.-GORROS DE PROTECCION.

4.4.6.-Perforación guía.

En ocasiones, se efectúan perforaciones previas al hincado de los pilotes cuyo objeto es servir de guía o facilitar el hincado para, alcanzar los estratos resistentes o también, evitar movimientos excesivos en la masas de suelo adyacente (fig.4.27).

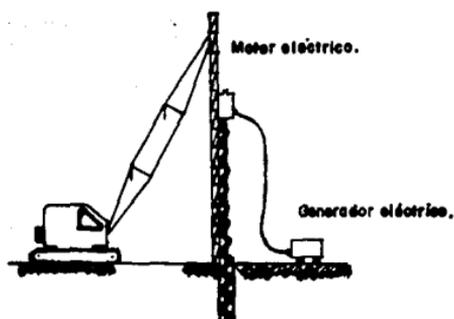


FIGURA 4.27.-PERFORACION PREVIA AL HINCADO.

1.-Sin protección, extrayendo el material.

La perforación sin protección es aplicable a suelos firmes o compactos, cohesivos, sobre o bajo el nivel freático que no presenten derrumbes o socavaciones al ser cortados por las herramientas de las perforaciones.

2.-Con lodo.

Se denomina lodo de perforación a una mezcla de agua con arcilla coloidal, generalmente bentonita, empleada como auxiliar en la ejecución de barrenos.

3.-Remoldeando (sin extraer) el material.

Para atravesar materiales arcillosos blandos, sensitivos y con alto contenido de agua, es práctica común, realizar las perforaciones sin extraer el material, remoldeándolo enérgicamente mediante rotación dentro del agujero, utilizando una broca espiral.

4.4.7.-Fabricación de pilotes de concreto.

Para poder satisfacer los requisitos de diseño referentes a calidad, resistencia y durabilidad del concreto bajo cualquier condición, ya sea que se fabrique en planta o en el sitio de la obra se deben establecer ciertos requisitos mínimos así como procedimientos básicos de construcción:

-Preparación de camas de colado. Son plataformas de concreto de 5 a 10 cm de espesor coladas sobre una base de material compactado, que sirven para el apoyo y fijación de los moldes para fabricación de pilotes; para esto último, tienen integrados algunos elementos de madera o metal que ayudan a la fijación de las cimbras.

-Moldes. Son los utensilios que reciben el concreto y generalmente se forman a base de tableros modulares de madera, triplay, lámina o sus combinaciones, que permiten darle al pilote la sección requerida. Deben estar diseñados para soportar las presiones del concreto durante su colocación y vibrado y ser suficientemente rígidos para conservar su forma sin alteraciones.

Los moldes de colado deben estar hechos de materiales durables como el metal, plástico ó concreto. Se recomienda una cimentación de concreto bajo la cama de colado. Todos los bordes de pilotes cuadrados deben achaflanarse.

Los moldes o cimbras más comunes por su facilidad de manejo tanto en su instalación como en el colado, son los que se emplean para pilotes de sección cuadrada y es usual el realizar el ciclo de fabricación de manera tal, que sea

posible usar los mismos pilotes ya colados en una primera fase como cimbra de los siguientes (fig.4.28). De igual forma se pueden usar los lechos de pilotes ya construidos como camas de colado de los siguientes.

Otras secciones usuales para la fabricación de pilotes son la hexagonal, la octagonal, la ochavada y ocasionalmente la circular.

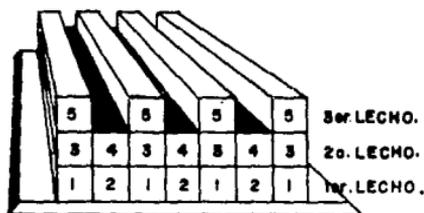


FIGURA 4.28.-SECUENCIA DE COLADO DE PILOTES DE SECCION CUADRADA.

-Acero de refuerzo. El acero de refuerzo se debe colocar con precisión y protegerse adecuadamente contra la oxidación y otro tipo de corrosión antes de colar el concreto. Todo el acero de refuerzo deberá estar libre de costras de óxido, suciedad, grasa, aceite u otros lubricantes o sustancias que pudieran limitar su adherencia con el concreto.

-Concreto. Para pilotes de concreto en contacto con agua dulce o aire, se puede usar cemento del tipo I, II, III ó IV, mientras que para ambiente marino, se recomienda el tipo

II o cemento puzolánico. No es aconsejable usar cemento con aire incluido para pilotes colados en el lugar.

4.4.8.-Manejo y almacenamiento temporal.

Para el despegue, transporte y almacenaje de los pilotes se deben dejar preparados ciertos puntos a lo largo de los mismos, puntos estructuralmente apropiados para esas maniobras a manera de reducir al mínimo, el peligro de fracturas.

Los puntos de izaje están constituidos por "orejas" de varilla, cable de acero ó placa que se fijan previamente al acero de refuerzo y que quedan ahogadas en el concreto (fig.4.29).

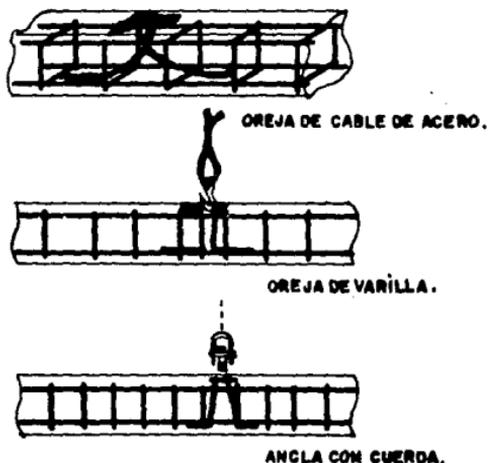


FIGURA 4.29.-DIFERENTES SOLUCIONES PARA LOS PUNTOS DE IZAJE.

Para pilotes cortos que se pueden manejar mediante un solo punto de izaje, éste debe estar colocado a $0.293 L$ de la cabeza, siendo "L" la longitud del pilote. Para dos y tres apoyos, su ubicación se marca en la fig.4.30.

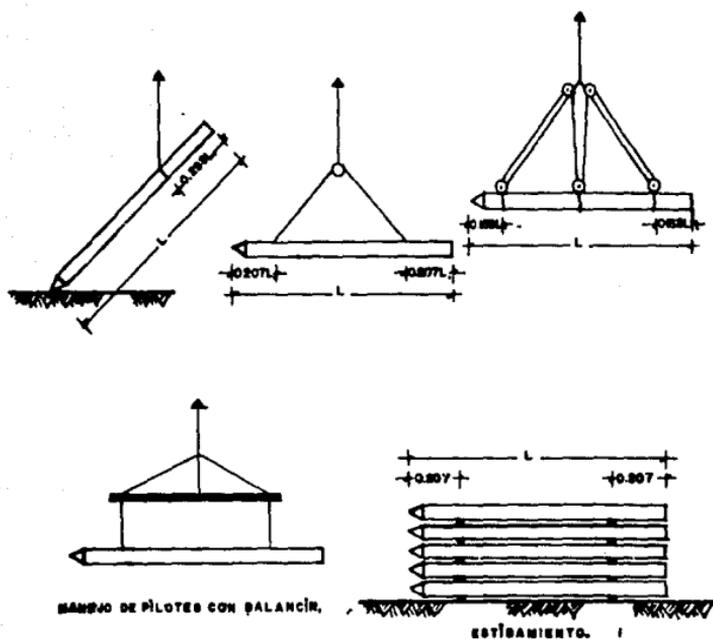


FIGURA 4.30.-PUNTOS DE IZAJE, MANEJO Y ESTIBAMIENTO DE PILOTES.

Se recomienda el empleo de balancines con dos o más puntos de izaje para el transporte de pilotes (fig.4.31).

Los pilotes se deberán manejar y almacenar en forma tal que no se dañen. La resistencia del concreto en el momento en que despegue de la cama de colado debe ser cuando menos de 245 kg/cm².

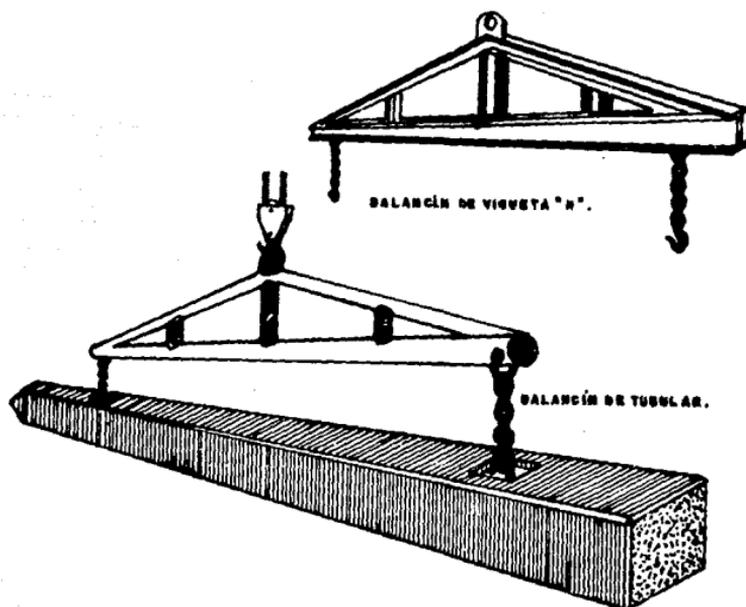


FIGURA 4.31.-BALANCINES.

4.4.9.-Hincado

-Pilotes hincados a percusión. Después del despegue y transporte de los pilotes de las camas de colado al lugar de hincado, es conveniente lo siguiente:

- colocar marcas a una separación máxima de 1.0 m a todo lo largo del pilote con el fin de determinar con facilidad el número de golpes necesarios para cada metro de hincado;
- izar el pilote manejándolo con un estrobo apoyado en el punto correcto de acuerdo;
- colocarlo en el punto correcto de su ubicación o en la perforación previa, si existe, de acuerdo a los planos constructivos;
- orientar las caras del pilote si es requerido;
- acoplar la cabeza del pilote al gorro del martillo piloteador;
- colocar en posición perfectamente vertical o en el ángulo requerido, si se trata de pilotes inclinados, tanto el pilote como la resbaladera del martillo corrigiendo la posición de la grúa hasta lograrlo;
- usualmente para lograr la verticalidad del pilote, se emplean dos plomadas de referencia colocadas en un ángulo de 90 grados, teniendo como vértice el pilote, como se puede observar en la figura 4.32;
- accionar el disparador del martillo con lo cual se inicia propiamente el hincado del pilote o la válvula del líquido para el caso de hincados neumáticos.

La instalación de pilotes de concreto debe efectuarse de tal manera, que se garantice la integridad estructural del pilote, y se alcance la integración deseada con el suelo en

forma tal, que el pilote pueda adecuadamente cumplir con su cometido.

Los martillos de hincado pesados con baja velocidad de impacto, son más efectivos que los martillos ligeros con alta velocidad.

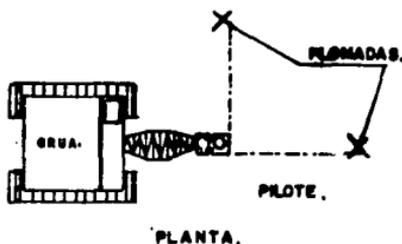


FIGURA 4.32.-POSICIONAMIENTO VERTICAL DE UN PILOTE CON AYUDA DE PLOMADAS.

Como lo señalamos anteriormente, para mayor eficiencia y, para evitar daños al pilote, el peso del martillo debe ser comparable al peso del pilote y la altura de caída debe mantenerse baja (del orden de 0.75 a 1.0 m).

En el martillo de acción sencilla, el peso del pistón debe ser preferentemente de la mitad del peso del pilote.

Los martillos de caída libre y los de diesel son los más comúnmente usados para hincar pilotes de concreto precolados o preesforzados. No se recomienda el empleo de martillos vibratorios debido a los altos esfuerzos de tensión que transmiten. La selección del tipo más adecuado de martillo es de suma importancia.

La localización se define generalmente cuando el pilote se coloca en su posición de hincado. El tratar de corregir la posición una vez iniciado el hincado, provoca regularmente flexión excesiva y daños en el pilote. Una vez comenzado el hincado, es casi imposible corregir la verticalidad sin que se generen esfuerzos flexionantes (fig.4.33).

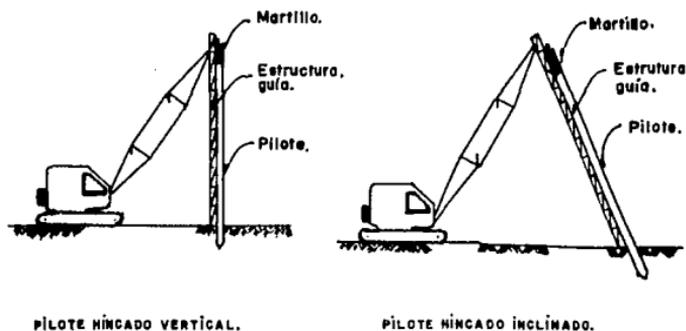


FIGURA 4.33.-PILOTES HINCADOS A PERCUSION.

Si el pilote esta realmente vertical al iniciar el hincado el alineamiento se puede controlar.

Algunas reglas generales para el hincado correcto de pilotes de concreto se resumen a continuación:

- Usar un material de amortiguamiento adecuado entre el gorro de acero del martillo y la cabeza del pilote. Se puede usar madera blanda;
- para reducir los esfuerzos de hincado, usar un pistón pesado con baja velocidad de impacto (carrera corta) y

para obtener la energía de hincado deseada en vez de un pistón ligero con una alta velocidad de impacto (carrera larga), los esfuerzos de hincado son proporcionales a la velocidad de impacto del pistón;

- c) reducir la velocidad del pistón o la carrera al principio del hincado cuando se encuentren suelos de baja resistencia;
- d) asegurarse de que el gorro del martillo se ajuste ligeramente alrededor de la cabeza del pilote para que el pilote pueda girar.

El hincado de pilotes de concreto precolados o preesforzados debe hacerse con sumo cuidado para minimizar los esfuerzos de tensión desfavorables que se generan cuando la resistencia al hincado es baja.

-Pilotes hincados a presión. Estos pilotes se fabrican de concreto en tramos de sección cilíndrica de 1.5 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.4.34).

Cuando se alcanza la presión máxima de proyecto se tensa el cable central de acero de refuerzo y se rellena el hueco con concreto. La reacción del sistema de carga usualmente se absorbe con lastre colocado en una plataforma.

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 reducidos.

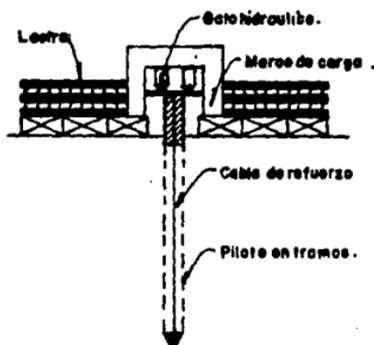


FIGURA 4.34.-PILOTES HINCADOS A PRESION.

-Pilotes hincados con vibración. Esta técnica se emplea en suelos granulares y consiste en excitar al pilote con un vibrador pesado de frecuencia controlada, vibrador 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-lastre. Generalmente son pilotes metálicos o tablestacas (fig. 4.35).

Esta técnica también se ha usado para extraer pilotes desviados o de cimentaciones antiguas.

Cuando se proyecta aplicar este método, se deben estudiar los fenómenos que las vibraciones pueden ocasionar cuando su frecuencia se acerca a la natural de las estructuras e instalaciones vecinas, especialmente si están cimentadas

sobre materiales poco densos, porque en esta condición de resonancia se pueden provocar daños estructurales y hundimientos.

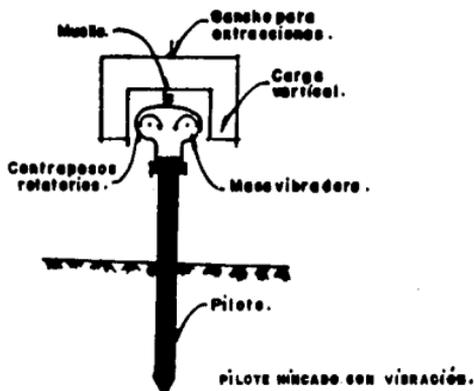


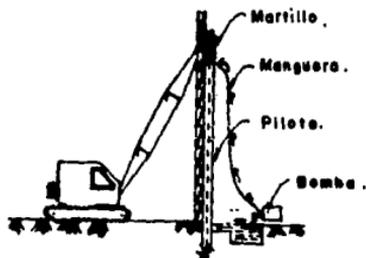
FIGURA 4.35.-PILOTE HINCADO CON VIBRACION.

-Pilotes hincados con chiflón. Este procedimiento se utiliza para disminuir el volumen de suelo desplazado durante el hincado de pilotes en arenas; consiste en aplicar dos efectos simultáneos ya sea 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 ó, la excitación de un vibrador para movilizar el pilote (fig. 4.36).

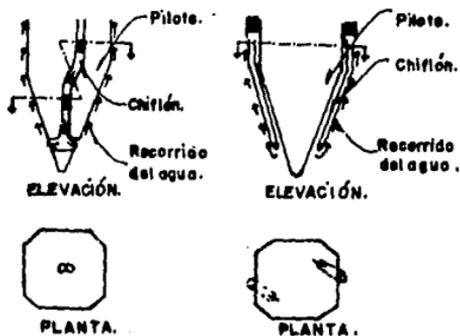
Adicionalmente, se puede agregar aire a presión para facilitar la extracción del agua.

En pilotes de varios tramos hay dificultades en la continuidad del chiflón. El martinete debe usarse una vez

que se ha dejado de operar el chiflón y únicamente cuando se deba llegar al rechazo.



PILOTE HINCADO CON CHIFLON



A) PÍLOTE CON CHIFLÓN INTERIOR.

B) PÍLOTE CON CHIFLONES LATERALES.

UNIÓN DE CHIFLONES EN LA PUNTA DE PÍLOTES.

FIGURA 4.36.-PILOTE HINCADO CON CHIFLON.

5.- EJEMPLOS DE RECIMENTACION EN LA CIUDAD DE MEXICO.

Las joyas arquitectonicas que tiene la Ciudad de México ha obligado a Ingenieros y Arquitectos a buscar la mejor forma de su preservación pues el rescate de nuestra cultura Nacional lo exige. Desafortunadamente dicha remodelación todavía abarca un porcentaje mas pequeño en realidad al total de edificios antiguos que requieren ser recimentados. Estamos convencidos de la enorme utilidad de esta técnica de la ingeniería civil por lo que insistimos que este trabajo debería generalizarse. A continuación describiremos algunos casos en los que se aplicó esta Técnica en nuestra Ciudad, logrando la preservación de importantes edificios antiguos que forman parte de nuestra historia.

5.1.- Iglesia de El Pocito.

La iglesia de "El Pocito" se ubica en la Villa de Guadalupe en México, D.F., consta de tres cúpulas y es la más bella de todas las ahí construidas (foto 5.1) data del siglo XVII y su estructura es del estilo Rococó. La cimentación de esta iglesia, es de estaquilla de madera como de 1.50 m de largo y mampostería de piedra. Asimismo, toda la construcción de esta iglesia es de piedra, tezontle y mortero de cal. Debido a su cercanía del cerro de la Villa, los mantos de arcilla en que se apoya son de gruesos muy distintos y en forma lenta ha ido inclinando hasta salirse de plomo 1.50 m

por lo que la considerar su estabilidad ya peligrosa se cerró al culto, hasta recimentarla.

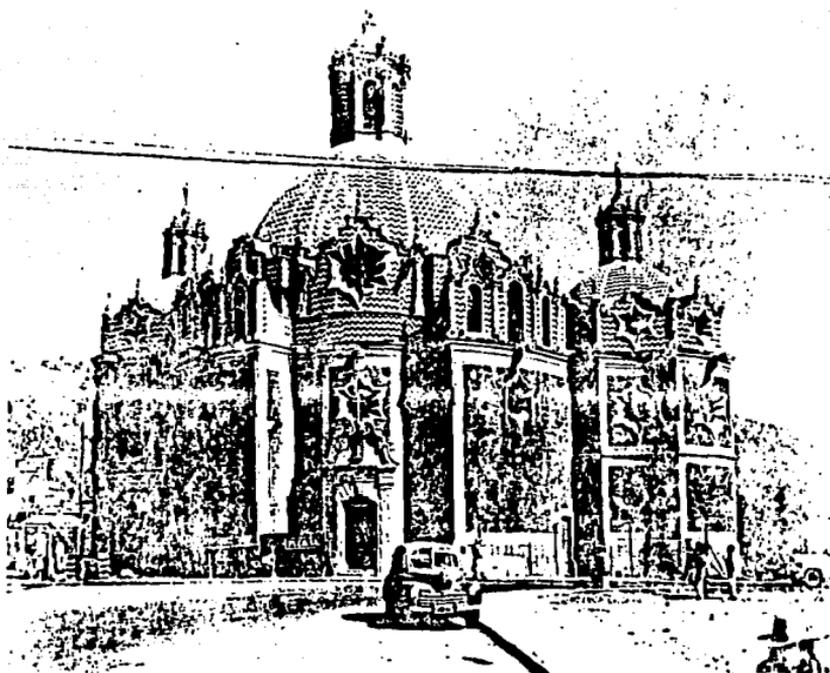


FOTO 5.1.-IGLESIA DE EL POCITO.

Los ingenieros consultados para este trabajo, consideraron imposible, siquiera intentar el enderezamiento de una obra tan pesada y quebradiza, por lo que se procedió a solo

recimentarla para evitar que se continuase inclinando, especialmente porque nunca antes se había hecho esto con un edificio antiguo, pues todos ellos presentan estas características.

Monseñor Gregorio Aguilar, Arcipreste de la Basílica ordenó la dirección de la primera recimentación al señor Ing. Xavier Lascuráin, la cual fue debidamente hecha, pero con la sola meta de dejarla fija aunque inclinada.

La primera recimentación, se hizo por medio de puentes marinos apoyados en pilotes clavados a los lados de los muros y uniendo entre sí las cabezas de los pilotes por medio de una red de traveses.

En el año de 1962, Monseñor Gregorio Aguilar, preocupado por la inclinación de la iglesia, que aún podía significar peligro, encargó el enderezamiento de la misma al Ing. Consultor Manuel González Flores. El proceso desarrollado, fue el siguiente:

-El primer paso para el enderezamiento, fue transformar uno por uno los pilotes fijos en pilotes de control, para lo cual en las traveses de la primera recimentación, que recibían a los pilotes, se les coló unas horquillas, sujetando las traveses de la primera recimentación. La horquilla, envolvía cada pilote para que al recortarlo se convirtiera en pilote de control;

-Transformados todos los pilotes fijos en pilotes de control y soportada ya toda la iglesia en los puentes marinos, se procedió a excavar abajo de los muros de la iglesia y de las

trabes que sirvieron para la primera recimentación, quedando todo en el aire y se consideró que el trabajo que debería realizarse, era bajar la zona más alta;

-Cuando la iglesia quedó en el aire, se estableció una red de piezómetros terminados en tubos de plástico, uno en cada pilote y en cada punto importante, para conocer el movimiento que se hubiera realizado;

Se encontraron los niveles diferenciales que se aprecian en la figura 5.1 de la planta correspondiente al 18 de mayo de 1962, y se establecieron escalas en cada punto por revisar con una longitud total por descender, dividiendo cada una en 100 partes, para que cada división diese la proporción en que cada punto debía descender;

-Se estudió qué movimiento debía darse en cada tuerca y tratando a toda la iglesia como cuerpo rígido, se procedió a dejar bajar el lado alto, teniendo la precaución de dejar celdas de deformación en cada control, que permitieran corregir automáticamente cualquier pequeña demora o error en el trabajo;

-Procediendo de esa manera se logró mover simultáneamente las tres cúpulas, esta corrección se verificó mes a mes con niveles.

En realidad, la losa de piso fue cortada, quedando de un lado directamente sobre el terreno y del otro lado, quedó empotrada en los muros, los cuales junto con el pedazo de losa que quedó, bajaron un total de 100,5 cm.

Lo más importante de la obra no fue solamente el haber salvado una joya arquitectónica mexicana de gran belleza, sino haber establecido el sistema para poder salvar muchas otras que se encontraban materialmente condenadas a ser demolidas en el futuro, estableciendo así un sistema en México que puede ser útil en cualquier parte del mundo, para reedificar edificios aún de los primeros siglos. Este es un verdadero ejemplo de avance en la ingeniería civil mexicana.

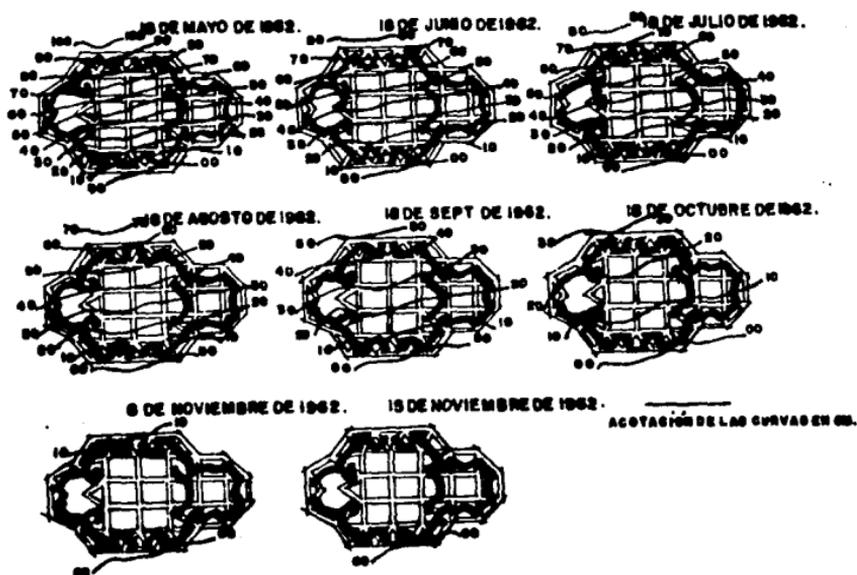


FIGURA 5.1.-CURVAS DE NIVEL QUE MUESTRAN EL AVANCE DEL ENDERESAMIENTO MENSUAL DE LA IGLESIA.

5.2.- Exconvento de las Capuchinas.

Este templo se encuentra ubicado en el costado oriente de la antigua Basílica de Guadalupe, ver planta de conjunto figura 5.2.

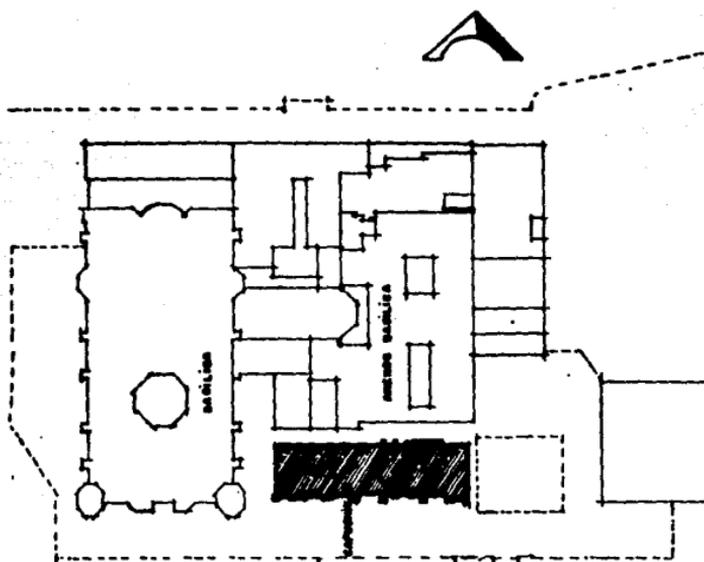


FIGURA 5.2.-PLANTA DE CONJUNTO BASILICA-CAPUCHINAS-ANEXOS.

Su construcción data del siglo XVIII es decir que se terminó de construir el 30 de agosto de 1787. En el siglo XX se programó salvar este templo, que estaba condenado a destruirse, debido a que el hundimiento diferencial era

hasta de un máximo de 3.50 m en su parte más baja para dejarlo en su fachada al nivel de las dos Basílicas. Sin embargo, el terreno superficial, en un espesor como de 3 m es de tepetate duro. Esto engaña a los constructores haciéndoles creer que se apoyarán en un suelo muy firme y homogéneo; pero abajo de esa capa vienen capas de arcillas deformables comunes alternadas con capas de arena; el grueso de las capas de arena del lado oriente, es mayor que el del poniente; lo mismo puede decirse de la resistencia a la penetración, comparando los dos lados.

El número de golpes necesarios en el sondeo realizado fue proporcional a su dureza y es inversamente proporcional a la deformación de las capas atravesadas de acuerdo con esto, se muestran cuatro sondeos cercanos a las cuatro esquinas. Indicando la suma de golpes para atravesar las capas, de 4 a 21 m (ver tabla S.1). Así, de la observación de esta tabla, aún antes de hacer muchos estudios continuos de mecánica de suelos, se alcanzaría a comprender el porqué de las inclinaciones diferenciales del templo.

Adicionalmente a estas consideraciones de carácter general, se hicieron pruebas de mecánica de suelos, pero el número de ellas era no sólo muy importante sino costoso, así que solo se estudiaron 4 puntos, los cuales fueron útiles para una mejor explicación de la diferencia de deformaciones, y para ayudar al proyecto de la carga inicial en los controles que se deben dejar permanentemente; aunque el número de golpes

necesarios para atravesar las capas mencionadas, da ya esa idea.

Poniente		Oriente		Relación
Sondeo 16 Norte	713	Sondeo 15 Norte	448	1.50
Sondeo 09 Sur	435	Sondeo 10 Sur	270	1.61
Relación	1.63		1.66	

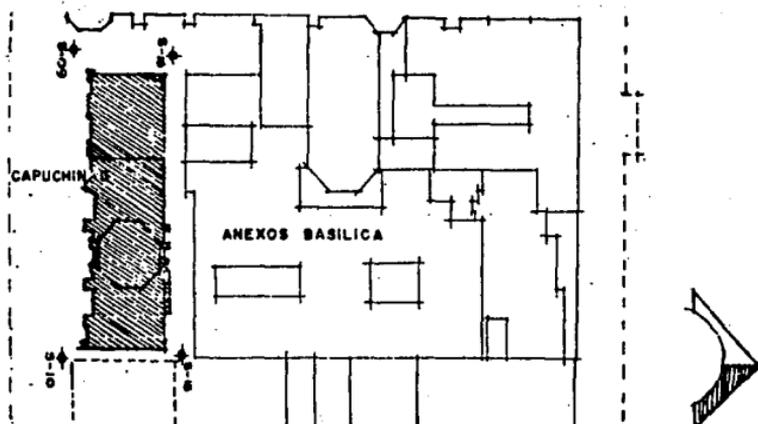


TABLA 5.1.-RESUMEN DEL NUMERO DE GOLPES, CON LA ESPECIFICACION QUE MUESTRAN LOS SONDEOS.

5.2.1.-Cimentación.

Se hicieron varios sondeos a cielo abierto, a los lados de los muros perimetrales para conocer el material y dimensiones de los cimientos:

Se encontraron gruesos distintos en los cimientos de los muros horizontales, verticales y las transversales variando de 4.30 m a 1.00 m.

A pesar de que en alguna época, deseando corregir el hundimiento diferencial de la iglesia se demolieron los dos ejes extremos del lado oriente de la misma. Sin embargo, la diferencia de asentamientos en esta zona medida al hundimiento de la Ciudad entre el oriente y el poniente, es tan importante, que la propia plaza, sin carga alguna, se inclina en forma muy acentuada de Poniente a Oriente y de Norte a Sur.

5.2.2.-Material de construcción.

Como se mencionó antes, los cimientos están contruídos de mampostería de piedra y podemos decir, que los muros son de cal y canto, pues abunda el mortero con piedras colocadas irregularmente.

5.2.3.-Agrietamientos.

Los cimientos se encontraban agrietados y los muros tenían dos grietas importantes, así como la bóveda y la cúpula.

Todas las grietas de importancia (como unas seis), se lavaron a presión y se les inyectó mortero con conservador de volumen.

5.2.4.-Refuerzos precautorios durante la maniobra.

Para evitar que el empuje de las bóvedas fuera peligroso durante los movimientos, se colocaron por afuera de la fachada sur y del muro norte en la parte superior de las columnas, dos pares de canales, separadas unos 2.5 cm una de

otra y colocadas horizontalmente, canales sujetadas por dos tirantes colocados en los extremos de ellas y que iban de un muro a muro.

La cúpula se cinchó con cables de acero en su parte inferior, para poder soportar tensiones iniciales hasta de 20 toneladas.

Igualmente se puso un cinturón perimetral en la base del tambor y los muros poniente y oriente se unieron con dobles canales a todo lo ancho del muro en dos alturas: uno a 3 m abajo del extremo superior y el otro a 5 m.

Por último, en los dos arcos centrales que soportan la cúpula, se troquelaron para soportar las deformaciones iniciales.

5.2.5.-Criterio general de la estructura de levantamiento.

El edificio se levantó utilizando pilotes de control, pues en esas fecha prácticamente fue el único elemento con el cual se podían enderezar, bajar o subir edificios confiablemente.

5.2.6.-Criterio de la distribución de pilotes.

Después de un levantamiento cuidadoso de todos los elementos que constituyen el Convento, como fueron sus cimientos, muros, bóvedas, cúpula, etc., se bajaron las cargas a través de los muros y mochetas a los cimientos.

Conociendo las cargas a su llegada a la cimentación, se buscaron los centros de gravedad de cada una de las diferentes pequeñas zonas y, los pilotes en cada una de esas zonas se colocaron a ambos lados de los muros, tratando que

el centro de gravedad de los pilotes coincidiera con los centros de gravedad de las cargas.

5.2.7.-Proceso general de recimentación.

En general, para cualquier edificio que necesitamos enderezar, colocamos pilotes para soportar totalmente su peso después, debilitamos el terreno del lado alto para bajar dicha zona, aflojando los controles de ese lugar hasta que llega al nivel del punto más bajo que tenía el edificio y, que regularmente, se sujeta para que no se mueva del lugar en donde se encuentra. Todo este trabajo se hace sin el empleo de gatos.

En el caso particular del Templo de las Capuchinas no se podía hacer eso, porque bajar el Templo 3.50 m significaba desaparecer una parte muy importante de la iglesia, por eso, la solución fue levantarla al nivel de la nueva Basílica que se encuentra al mismo nivel de la antigua.

5.2.8.-Proyecto de levantamiento.

Se decidió hacer el levantamiento del Templo de las Capuchinas, levantándolo junto con sus cimientos por las siguientes razones:

- a) Por la rigidez que esto le da;
- b) Porque todos los cimientos que anteriormente se le habían construido para soportar el edificio, se seguirán empleando;
- c) Porque si se le desprende parte o todo el cimiento, hay peligro de causarle grandes daños al edificio;

La forma en que se ejecutó el levantamiento fue cuidando generar el menor número de esfuerzos secundarios, el cual se logro haciendo pequeños incrementos de carga por eje y siguiendo la secuencia que se presenta en la figura 5.3.:

En la figura 5.3.1 se ve un cimiento cualquiera del templo, horizontal o vertical, sin importar que unos sean más gruesos que otros.

En la Fig.5.3.2 se observa el mismo cimiento en donde ya se le colocaron dos trabes en "L" abierta, con gruesos variables según el cimiento, cubriéndole ambas caras y al llegar al extremo inferior de él, se les hizo el tramo horizontal dejando en ese tramo, hacia dentro del cimiento, pendientes que cierran la "boca" interior para que la mampostería forme arcos y no pueda salirse o caerse. Además, el tramo horizontal lleva huecos con anclas a los lados para colocar a través de dichos huecos los futuros pilotes.

Posteriormente, el edificio quedaría colgado de dichas anclas entonces las dos trabes laterales al cimiento tenderían a separarse, por lo a que cada 3 m se colocaron tirantes de unión entre las dos trabes que encachetan en forma de emparedado a la cimentación de mampostería. Adicionalmente, se colaron a la misma distancia unos muros con puerta de comunicación lateral para que sirvieran de apoyo al tramo horizontal de las vigas, cambiando su trabajo de cantiliver a apoyada en los muretes transversales. De igual manera las trabes longitudinales se unieron a cada 6 m por su parte superior (Fig. 5.3.2).

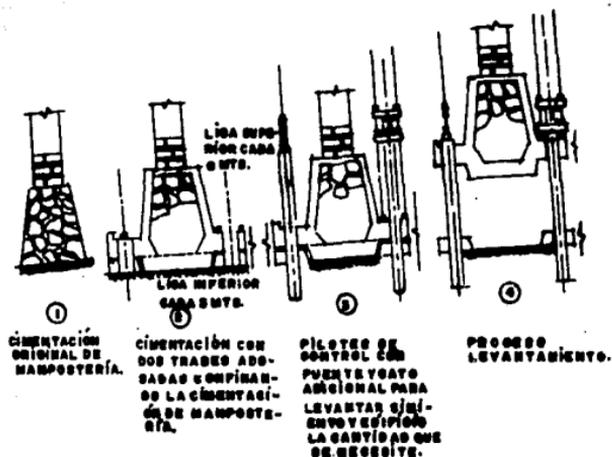


FIGURA 5.3.-FASES DE LA OPERACION DEL LEVANTAMIENTO.

En las trabes "ele" abiertas, la rama horizontal se coló encima de una pieza de concreto de 0.60 m de peralte por 1.20 m de ancho, pieza que se quedaría sobre el terreno y serviría para lo siguiente:

- a) para que cada pilote la atravesaran a través de huecos circulares dejados en ella. Después se llenaría con tierra compactada el espacio entre el pilote y el dado para reducir la esbeltez de los pilotes, los cuales trabajarían como columnas al iniciarse el levantamiento del templo;
- b) servir de base a las columnas que reciban al edificio.

Esta pieza se llamó cadena, y parte de las nuevas trabes de cimentación y está a 3.50 m abajo de donde se encuentra la iglesia en su punto más hundido.

Posteriormente al colocarse los pilotes, cada uno constó de dos partes: la baja se hizo con perforación previa y con secciones para quedar empotrados. Después, los últimos 8 m se hicieron con pilote de una pieza, descolgado, mediante el sistema que indicamos para colar pilotes descolgados, quedando una pieza de cualquier longitud que se construye dentro o fuera de los edificios.

Cada uno de los pilotes se probó en carrera a 125 ton sabiendo que regularmente se harían trabajar a un máximo de 80 toneladas.

Todo el equipo es decir, las mangueras, manómetros, gatos y hasta las más pequeñas conexiones se probaron una vez y media la presión que soportarían en el futuro.

5.2.9.-Precauciones para fallas posibles del equipo.

Se proyectó colocar un gato de 100 ton, con su manómetro, sobre la cabeza de cada uno de los pilotes y hubo el temor de que cualquier falla, desde la bomba hasta antes de llegar a los gatos, pudiera originar un problema de asentamiento brusco en alguna zona, y con ello causar daños a la estructura.

Para evitar ese peligro, a la entrada de cada gato se colocó un cuadro de conexiones con una válvula de paso en la parte inferior para que el aceite sólo pudiera entrar al gato, sin poder salir.

La parte superior del cuadro lleva una válvula de compuerta con llave para que al abrirla, el aceite pueda salir libremente.

Al presentarse una falla y al suspenderse la operación, todos los gatos se quedan en su lugar, con su manómetro y émbolo fijos.

La manera de proteger el edificio contra la falla de cualquier gato la explicaremos posteriormente al describir la maniobra de levantamiento.

5.2.10.-Pequeñas diferencias en los gatos.

Los gatos fueron construídos con rigurosas medidas y control en su calidad. Para evitar daños a la estructura por pequeñas diferencias en la carrera de los gatos, éstos se apoyaron en seis capas de Neopreno de 0.5 cm de grueso cada uno, y al probarlos a 100 ton se tuvo una deformación máxima de 1.5 cm, de tal suerte que las pequeñas diferencias que hubiera en la carrera del émbolo las absorbería el Neopreno.

5.2.11.-Levantamiento.

Las bases para el levantamiento son:

- 1) La forma en que se levantó el edificio es con pilotes de control que atraviesan la cimentación y donde el edificio cuelga parcial o totalmente de los tornillos por lo que si éstos se levantan, se levanta el edificio (fig. 5.4).
- 2) Los gatos sólo pueden apoyarse en los pilotes, que es la única base capaz de soportar las 100 ton del gato.

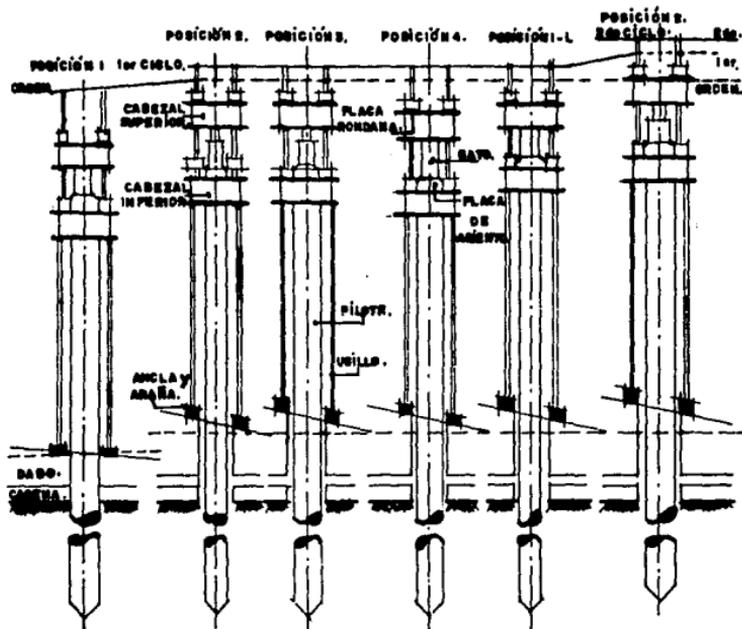


FIGURA 5.4.-SECUENCIA DEL LEVANTAMIENTO (CICLOS 1 y 2).

- 3) Cuando se acaba la carrera del gato hay que descargarlo pero el edificio necesita continuar colgado de los pilotes. Por ese motivo, se ideó el sistema de dos puentes con el gato intermedio. (Posición 1).
 Al inyectar aceite varias veces al gato. (Posición 2).

El émbolo sale aproximadamente 22.5 cm es decir sale a la carrera máxima que se usó y el cabezal superior sube 22.5 cm.

Los tornillos suben los 22.5 cm y arrastran consigo a las tuercas que descansaban en el cabezal inferior subiéndolas también 22.5 cm. El edificio se levanta 22.5 cm a través de las anclas y al llegar al émbolo a esa altura, se hace el cambio para descenderlo.

(Posición 3) Esto se realiza de la siguiente manera:

Se descienden las tuercas a mano para que vuelvan a descansar sobre el cabezal inferior, con la idea de que sean ellas las que soporten el edificio que ya se encuentran colgando en el aire. Asegurada la posición del edificio sobre el cabezal 2. Se procede ahora a quitar la presión en los gatos para que descienda el émbolo y el cabezal superior. En este momento, se bajan las tuercas superiores que se apoyarán en el cabezal superior, donde se inicia el segundo ciclo para levantar nuevamente otra carrera de gato, como se aprecia en la posición 2 del segundo ciclo.

En resumen, la operación se reduce a que con el cabezal superior se levanta el edificio y con el cabezal inferior se soporta, mientras se hace el descenso del émbolo del gato en los pilotes.

5.2.12.-Precaución indispensable.

La precaución indispensable para levantar un edificio sin que este resulte dañado consiste en que simultáneamente a la

elevación del edificio, se vayan bajando las tuercas sobre el cabezal inferior, es decir, lo que el gato levantaba en cada inyección era de 1 a 2 mm, y a esa distancia se buscaba descender las tuercas inmediatamente, de tal suerte que aunque fallara el propio gato, el edificio estaría siempre soportado en plena subida por el puente inferior. En la práctica una persona atendía de 2 a 4 gatos para bajar con rapidez las tuercas.

5.2.13.-Levantamiento diferencial.

Para levantar diferencialmente, se proyectó que en la colocación de pilotes, éstos quedaran hasta donde fuera posible en filas paralelas tanto a las fachadas norte-sur, como a las oriente-poniente, y se planeó que el levantamiento del templo se haría en dos etapas:

-Primera etapa:

Levantamiento, en primer lugar del lado sur hasta que cada punto de la fachada sur se encontrara a nivel de su correspondiente del lado norte.

-Segunda etapa:

En esta etapa ya se encuentran paralelas las dos fachadas norte y sur, y a nivel cada uno de sus puntos entre sí se da la necesidad de levantar el lado oriente hasta ponerlo a nivel ya que levantando primero en un eje en un sentido, cada fila debe levantarse un poco más y siempre en proporción a la distancia del eje que se queda quieto y sobre el cual, va girando el edificio. Si a la carrera del émbolo se le llama "inflado", decimos que el inflado es

directamente proporcional a la distancia de los mismos al eje de levantamiento.

Durante el proceso del levantamiento se cumplieron los siguientes requisitos:

- a) la suma del tonelaje de los gatos de cada una de las 6 secciones en que se dividió el templo deberá tener el doble de la carga estimada por sección;
- b) la suma de las cargas de cada sección debía ser cercana al peso que se determinó que había de cada sección en el momento en que el edificio se despegó del suelo;
- c) la gráfica de levantamiento de cada uno de los puntos, medida sobre los tornillos y gráfica de los niveles de manguera; ambas deberían estar en línea recta;
- d) la variación de los plomos en cada sección debía ser igual;
- e) el levantamiento del edificio con respecto a los pilotes debía ser proporcional a su distancia al eje de giro y semejante al movimiento de los tornillos de cada pilote;
- f) revisión del acercamiento de los pilotes a las paredes de los brocales en los dados, por los cuales los pilotes atraviesan la cimentación;
- g) revisión de posibles grietas nuevas durante el proceso de elevación;
- h) de movimientos con el exterior, se llevaron las siguientes medidas:

- 1.-Nivelación topográfica.

2.-En cada esquina y en dos puntos centrales al nivel del piso, se colocaron dos varillas con punta en sus extremos, siendo una continuación de la otra; las puntas se tocaban entre sí. Las varillas ancladas en la cimentación se pintaron color naranja, y las ancladas en el terreno se pintaron color azul.

En esas varillas fue posible apreciar los movimientos verticales y horizontales que fue teniendo la cimentación con respecto al terreno circundante.

i) En la esquina oriente sur se colocó una viga horizontal amarilla, fijando su lado izquierdo en la columna extrema oriente y su lado derecho en una ménsula sobre el terreno. A la viga fija en el templo se le colgó una escala métrica de lámina, marcada como estatal, para conocer visiblemente el movimiento del punto extremo. Cosa igual se hizo en el extremo nor-oriente.

j) Del centro de la linternilla sobre la cúpula, se bajó una plomada hasta el nivel del piso de la Iglesia.

Se obtuvo el centro geométrico de la iglesia y a partir de él se trazaron en ángulo recto, las dos líneas que la punta de la plomada describiría durante el levantamiento y que fue inicialmente en el sentido sur-norte y posteriormente en el oriente-poniente.

5.2.14.-Cimientos definitivos.

Cuando se ha terminado de levantar y nivelar el edificio, se procede entonces a colocar los cimientos apoyados en el terreno y a colar columnas que van de los cimientos que

sirvieron para levantar el templo a los nuevos cimientos que se están construyendo.

Cuando estas columnas se han terminado, ya se pueden recortar todos los pilotes y colocarles sus controles con las cargas que se tienen de proyecto.

5.2.15.-Cargas en los pilotes de control.

Las cargas iniciales en los pilotes de control, después que el edificio se apoye en el terreno, son según se indica en la tabla 5.2., cuando los porcentajes están en función del total de la capacidad de carga del control y la secuencia presentada, es la idealización de la adquisición de los esfuerzos en el control, en un intervalo de tiempo que varía de acuerdo a las características del subsuelo, pilotes, subestructura y superestructura.

10%	20%	30%	40%	50%	60%
20%	30%	40%	50%	60%	70%

TABLA 5.2.-SECUENCIA EN LA TOMA DE CARGA POR PILOTE.

De las nivelaciones que se vayan haciendo, se determinarán después los cambios que sean necesarios en los controles de cada uno de los pilotes para que la Iglesia, descienda con la Ciudad de manera uniforme o constante.

5.3.- Catedral Metropolitana.

La Catedral Metropolitana es sin duda alguna una de las obras Arquitectónicas más importantes y valiosas construídas durante la Colonia a lo largo de 105 (ciento cinco) años aproximadamente. En el año de 1972 a través de la Secretaria de Patrimonio Nacional se da comienzo a los trabajos de investigación encaminados a salvaguardar el monumento mencionado. El programa incluye la realización del proyecto completo de recimentación tanto para la Catedral como para el Sagrario Metropolitano, (fig.5.5).

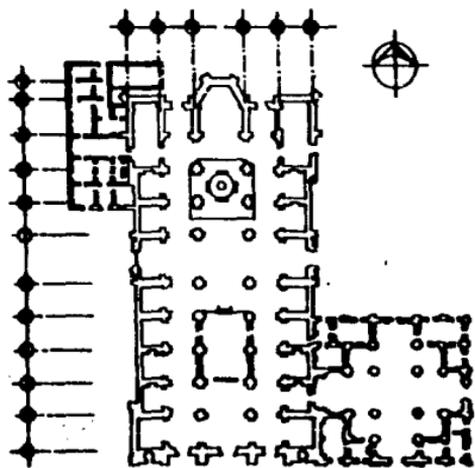


FIGURA 5.5.-PLANTA DE CONJUNTO DE CATEDRAL METROPOLITANA.

Su ubicación es en el primer cuadro de la Ciudad de México, hacia el lado norte del Zócalo en el centro.

El objetivo principal de los trabajos de recimentación consistió en detener los hundimientos diferenciales que desde su construcción, se vienen dando en su estructura y, controlar el descenso general en relación con el terreno circundante.

Exploración:

Para conocer los materiales que forman el subsuelo se realizaron cuatro sondeos mixtos de 40 m de profundidad promedio (y cuatro piezómetros) donde se determinó la profundidad del nivel freático. El espesor del relleno superficial, la profundidad del manto resistente en que se apoyó y las propiedades índice y mecánicas de las arcillas (figs. 5.6.1 y 5.6.2).

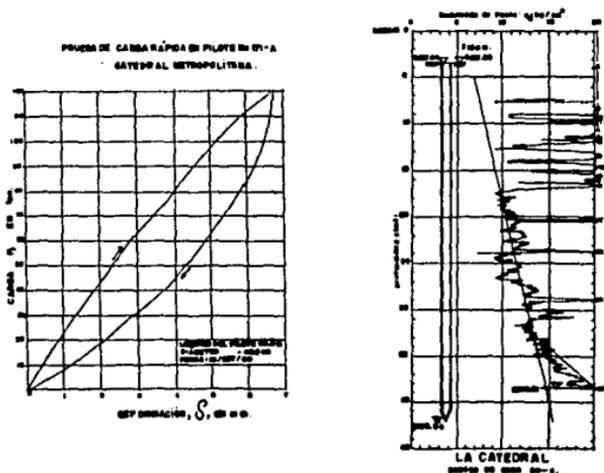


FIGURA 5.6.1.-PRUEBAS DE CARGA DE PILOTES Y SONDEOS DE COND.

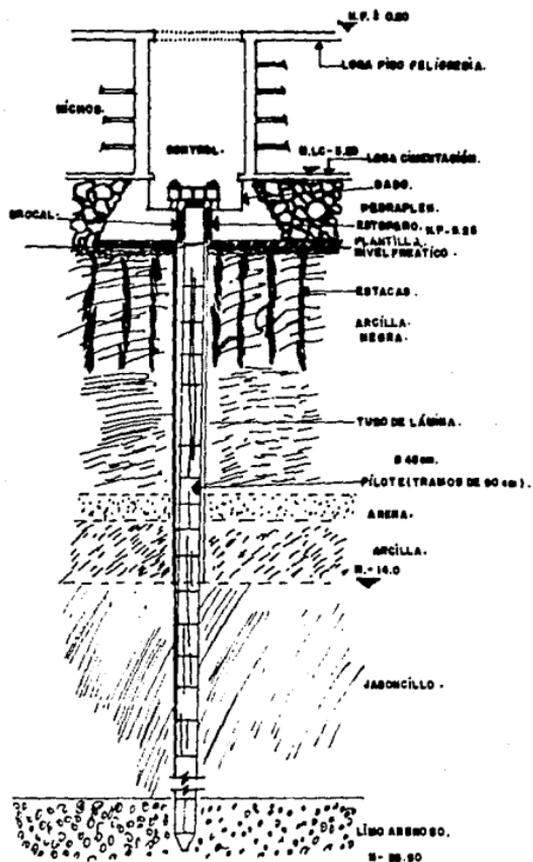


FIGURA 5.6.2.-CORTE ESQUEMATICO DEL TERRENDO.

Expansiones:

Debido a las obras del Sistema de Transporte Metropolitano (Metro-línea 2) se pensó que las alteraciones en las presiones del subsuelo, podrían provocar esfuerzos adicionales. Sin embargo, al realizarse el análisis a 12 m de profundidad, la variación en la carga fue de 12 ton/m², lo cual reflejaba una expansión del 0.03%, por lo que se despreció para efectos de cálculo.

Consolidación:

Sobre las muestras obtenidas de los sondeos a diferentes profundidades se efectuaron ensayos de consolidación con incrementos de carga diarios y con descargas rápidas para determinar las reacciones dentro del cálculo.

Capacidad de carga a pilotes de punta:

Para determinar la capacidad de carga de los pilotes de punta, se empleó el criterio de G. Meyerof descrito en el Canadian Geotechnical Journal Vol.1 No.1, sep. 1963.

El diseño se apoyó en los estudios de campo y laboratorio donde se determinaron tanto la capacidad como el espesor del estrato de apoyo el cual se fijó a un promedio de 38 m de profundidad.

De acuerdo con esto la capacidad de los pilotes quedo como sigue:

Utilizando un F.S. de 1.70.

Diámetro del pilote (cm)	Carga admisible (ton)
35	50
40	72
45	90

Nivelaciones:

Con el objetivo de conocer los movimientos de la estructura de Catedral y Sagrario, se efectuaron nivelaciones periódicas en puntos localizados tanto en el exterior como en su interior, mismos que servirán para futuras nivelaciones con las que se mantendrá al edificio en óptimas condiciones.

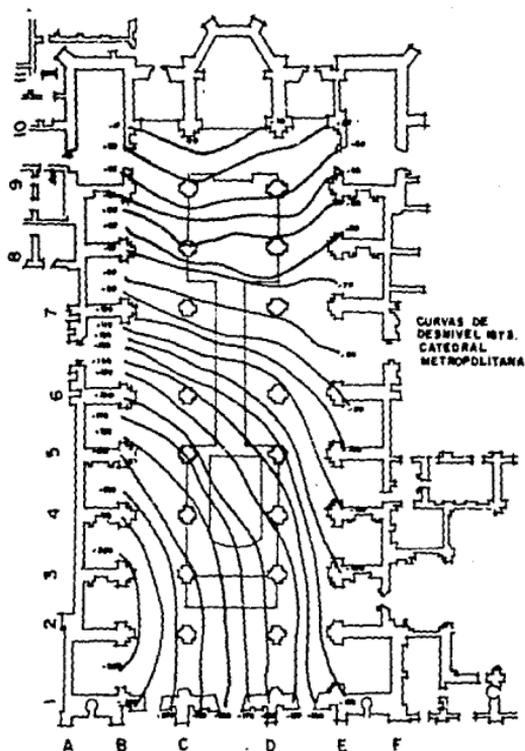


FIGURA 5.7.-CURVAS DE DESNIVEL EN CATEDRAL METROPOLITANA

(1973).

Se hacen plantas con curvas de nivel y perfiles comparativos donde se determinan los desniveles de acuerdo a los datos recabados (figs.5.7, 5.8.1 y 5.8.2).

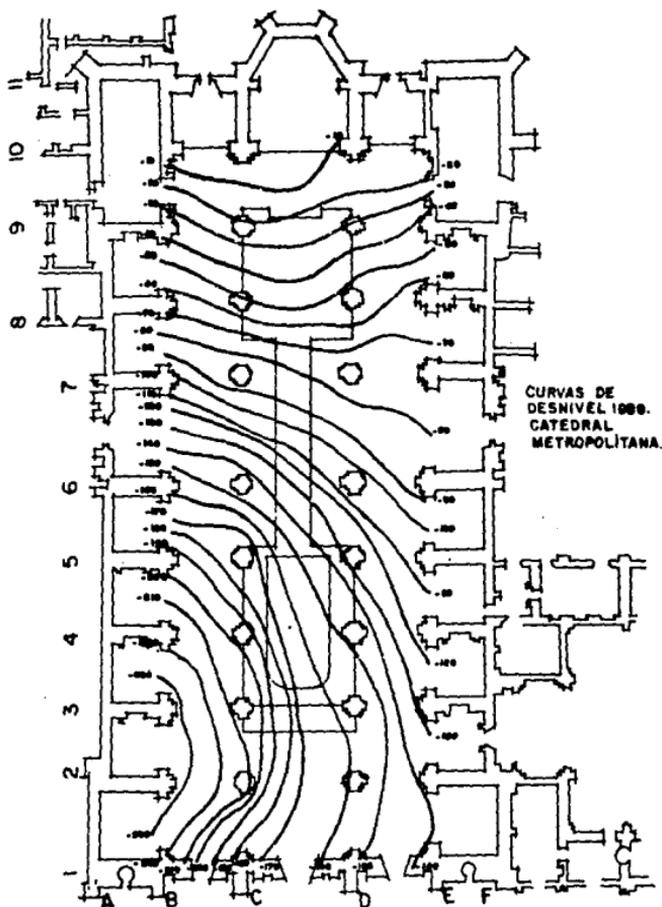


FIGURA 5.8.1.-CURVAS DE DESNIVEL EN CATEDRAL METROPOLITANA

(1989).

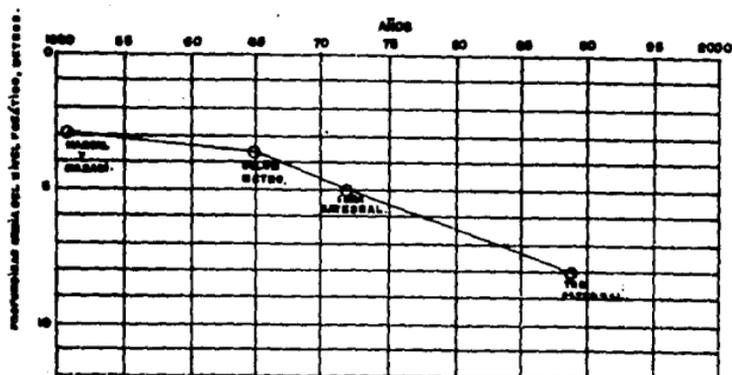
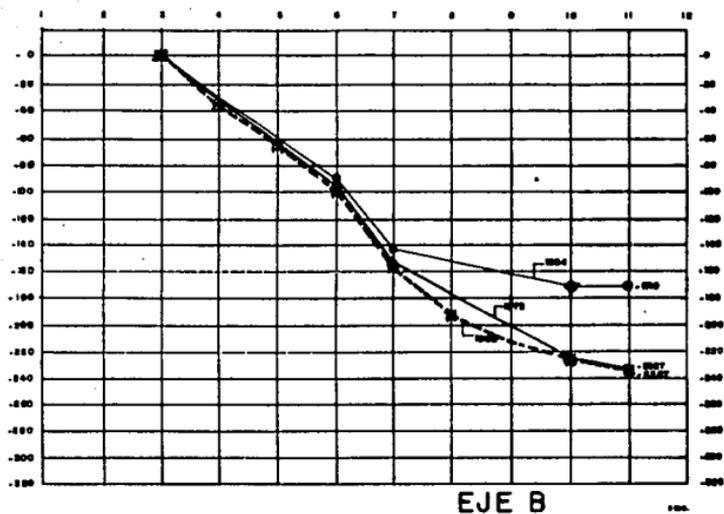


FIGURA 5.8.2.-PROFUNDIDAD MEDIA DEL NIVEL FREÁTICO EN CATEDRAL METROPOLITANA.

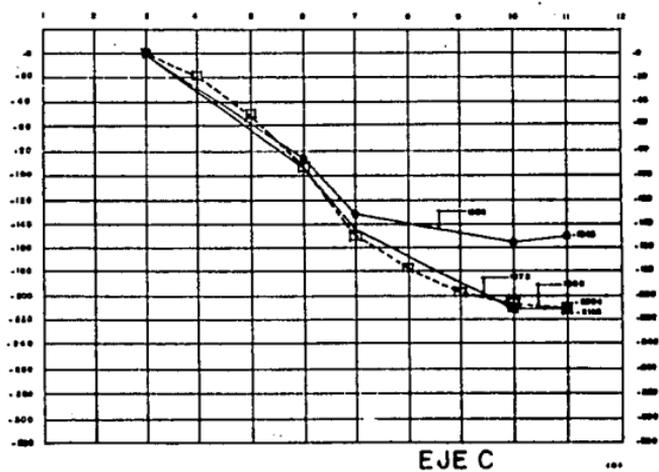
A continuación mostramos una tabla comparativa entre desniveles desde 1934 a fines de 1989 considerando una toma cuando se empezó la recimentación en Cathedral.

EJE	VALOR DIFERENCIAL MAX.			VARIACION DE DESNIVELES		
	1934	1973	1989	1934-73	1934-89	1973-89
B	1710	2327	2250	617	540	-077
C	1546	2094	1801	548	255	-293
D	1042	1428	1335	386	293	-093
E	0745	1236	1073	491	328	-163
2	0682	0941	0331	259	351	-610
3	0693	0967	1067	274	394	100
6	0443	0683	1129	240	686	446
7	0034	0244	0490	210	456	734
10	0283	0151	0588	-132	305	437

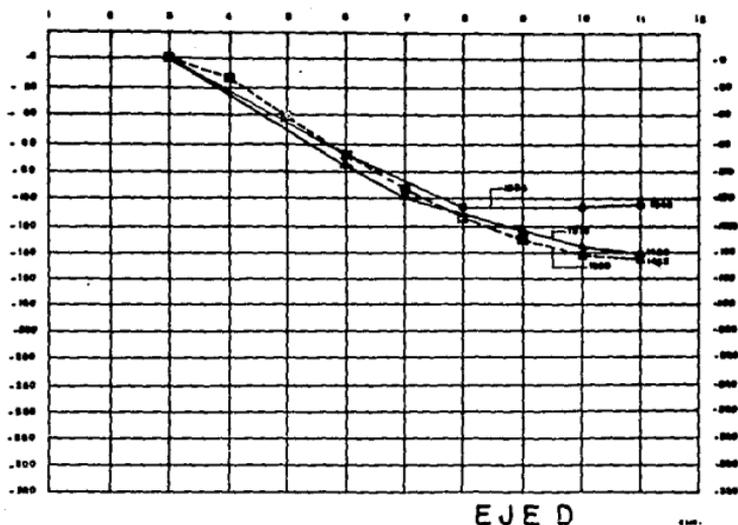
NOTA: Lecturas en mm, las lecturas con signo negativo representan disminución de desnivel y las positivas un incremento de esta última (gráficas 5.1, 5.2 y 5.3).



GRAFICA 5.1.-DESNIVEL EN CATEDRAL METROPOLITANA, EJE "B".



GRAFICA 5.2.-DESNIVEL EN CATEDRAL METROPOLITANA, EJE "C".



GRAFICA 5.3.-DESNIVEL EN CATEDRAL METROPOLITANA, EJE "D".

Desplomes:

Todas las columnas de Catedral de cada eje sufrieron desplomes teniendo un promedio de 15 mm en Catedral y de 19 mm en Sagrario, el cual se incrementó durante la recimentación y estos desplomes alcanzaron el orden de 28.5 cm en Catedral y de 25.2 cm en Sagrario. (Altura referida al primer cornizamiento a 14.0 m).

Desniveles en fachadas:

En cuanto a los desniveles presentados en las fachadas importantes tenemos que:

fachada sur Catedral	1480 mm
fachada sur Sagrario	847 mm
fachada ote Sagrario	847 mm
fachada ote Catedral	1235 mm

Como podemos imaginarnos, la magnitud de los daños manifestados en los elementos estructurales (desplomes y grietas), comprometía a tal grado la integridad del monumento que necesitó una intervención de consolidación en muros y bóvedas antes de empezar los trabajos de recimentación a sabiendas que al realizar estos últimos provocarían la aparición de nuevas grietas o fisuras que necesitarían una posterior intervención.

La consolidación se llevó a cabo a base de limpieza de grietas, remamposteo e inyección de lechada inestable a presión ($\pm 4 \text{ kg/cm}^2$). Adicionalmente, se colocaron sobre las grietas tratadas y las no tratadas testigos de placa, compuestos por dos láminas de cobre ancladas a cada extremo de la grieta y superpuestas en un 25%.

Recimentación:

La recimentación llevada a cabo en la Catedral y Sagrario Metropolitanos implicó la aplicación de un dispositivo de control sobre la cabeza de los pilotes a hincar, el cual es una verdadera aportación Mexicana a la tecnología de las cimentaciones. Estos pilotes se caracterizan por su capacidad para variar los esfuerzos a los que se someten normalmente, deteniendo a corto plazo los hundimientos diferenciales y permitiendo renivelaciones a largo plazo, como una de sus alternativas de su uso.

Cuando se empezó la construcción de Catedral, la solución al problema de la cimentación fue la de hincar estacas de 3 m aproximadamente a cada 60 cm, con un diámetro variable de

20 a 30 cm. Posteriormente, se niveló colocándose una plantilla que sirvió de base a un pedraplen de 3 m de espesor sobre la cual, se apoya una reticula de contratraves de mampostería, también de 3 m de la altura, la cual recibe las columnas.

En 1937, los daños provocados por asentamientos diferenciales llevaron a retirar el relleno entre la retícula, aliviando el peso a la cimentación creando así un sotano a lo largo de las naves, el cual actualmente se ha utilizado para la construcción de criptas.

Se contruyeron losas de concreto de techo y piso y se forraron las contratraves de mampostería con concreto armado.

Para 1973 y una vez tomada la decisión de recimentar la Catedral, y en base a los estudios preliminares, se revisaron innumerables alternativas en cuanto a la colocación de los pilotes y los procedimientos constructivos más adecuados. Considerando que entre el nivel de piso de Catedral y la cimentación de ésta se encontraba un nivel de criptas, la solución se encaminó a no afectar los espacios ocupados ya por los nichos. Esta solución consistió en la utilización de los espacios dejados en la construcción de las criptas alrededor de las columnas, ya que esa localización es idónea para el flujo de los esfuerzos del pilote a la estructura, así como por la facilidad que esto ocasiona en la construcción de los dados y todos los elementos complementarios (ver capítulo 3).

Proceso Constructivo.

1.-Para iniciar los trabajos se procedió a excavar a diferentes profundidades, las cuales van de 1.50 m en la zona de criptas hasta 3.60 m en los costados de columnas y a partir del nivel de Feligrecia para poder colar las losas de cimentación y todos los demás elementos estructurales complementarios.

2.-Losa de Cimentación:

a).-Se colcó doble emparrillado dejando que las varillas corran en línea recta conservando el número de varillas por metro lineal y respetando los pilotes existentes;

b).-para dejar libres los pilotes existentes y que pasen a través de la losa se les colocó una camisa de lámina;

c).-para los pilotes que se hincaron se les debió dejar ya preparados los elementos complementarios (anclas, brocales, etc.). Si el pedraplen atacado era alto, se le adaptaron dentellones y se le dejaron puntas de varillas para ligar las trabes;

d).-si entre pilote y pilote existiera un espacio mayor de 4.00 m se dejó una trabe de liga con sección de 30 X 60 y 2 A 1", 2 B 1", y E 3/8" @ 20 cm atravesando pedraplen si es necesario;

e).-El colado de la losa de cimentación se hizo en conjunto con las contratraves del tablero (dado) que

se estaban trabajando. Las losas se consideraron perimetralmente apoyadas en las contratraves;

f).-No se retiró más del 25% del apoyo en los pedraplenes con el suelo y se mantuvieron en uso los pilotes existentes.

3.-Contratraves:

a).-En el pedraplen más profundo (6 m) se picaron y limpiaron las paredes en el peralte de la contratrabe el cual, quedará siempre 30 cm abajo de la mampostería (fig.5.9).

b).-Para garantizar su liga se colocó un dentellón de 30 X 30 cm como mínimo a todo lo largo del pedraplen, además de tener las traves de los pilotes y las traves de liga que unen a las contratraves y que atraviezan al pedraplen.

4.-No se podrán hacer nuevas excavaciones de taladros para traves de liga sin haber completado la etapa anterior.

5.-El concreto utilizado era de fraguado rápido y de alta resistencia, $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

6.-El brocal colocado en las preparaciones fué de 5 cm mayor al pilote a hincar.

7.-Los dados quedaron a 40 cm como mínimo del paño de contratraves y la distancia mínima entre pilotes fué de 120 cm centro a centro.

8.-El acero que se uso tenía una resistencia a la tensión de $f_s = 4,200 \text{ kg/cm}^2$.

Actualmente, los trabajos están encaminados a determinar el estado de la Catedral sobre todo después del sismo ocurrido en septiembre de 1985, realizándose los siguientes estudios los cuales son independientes de las consolidaciones a elementos estructurales:

Primero, se realizaron levantamientos topográficos tentativos a certificar numéricamente el desnivel actual y compararse con los ya hechos (fig. 5.10 y 5.11).

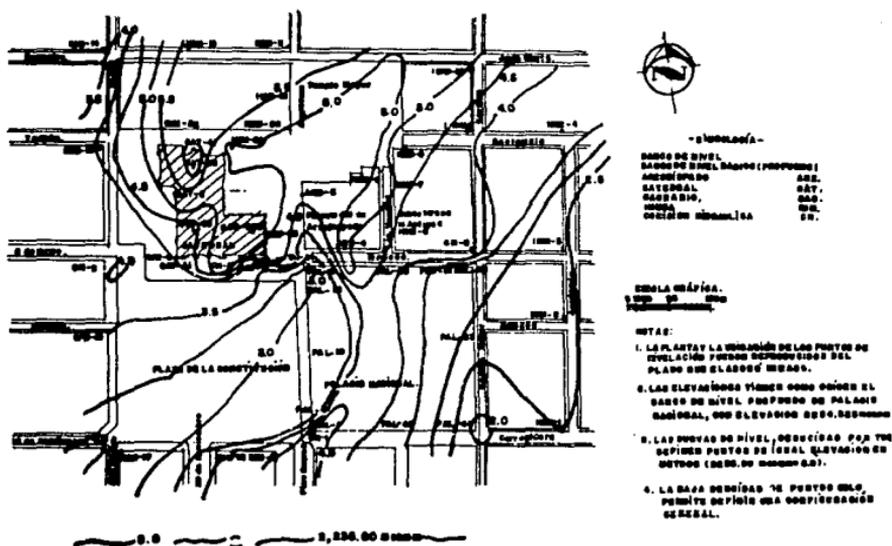
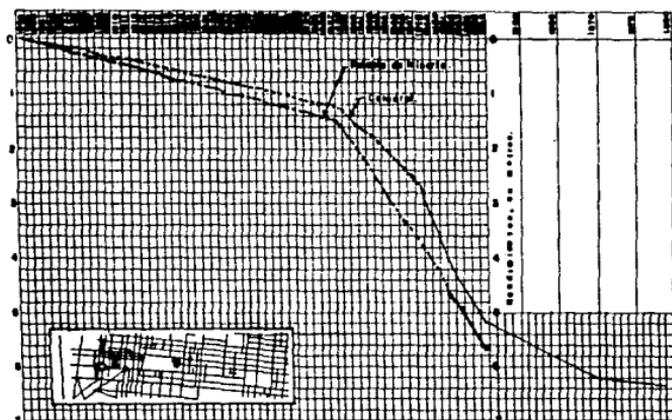


FIGURA 5.10.-NIVELACION DEL PRIMER CUADRO DE LA CIUDAD DE MEXICO.

En estas ilustraciones se aprecia un incremento no generalizado, ya que en la zona más crítica del monumento

superficiales del primer cuadro de la Ciudad de México y se buscó la gráfica comparativa de los hundimientos del Palacio de Minería contra los presentados en la Catedral, (gráfica 5.4).



GRAFICA 5.4.-HUNDIMIENTOS GENERALES DE CATEDRAL:

Otro de los estudios que se ejecutaron fueron sondeos con Cono eléctrico (ver capítulo 2) y se implantaron estaciones piezométricas con sus tubos de observación, de los cuales mostramos algunos de los datos recabados (estudio hecho en 1989), en donde se aprecia el terreno y las condiciones

piezométricas actuales, así como una suposición de éstas a futuro (fig.5.12).

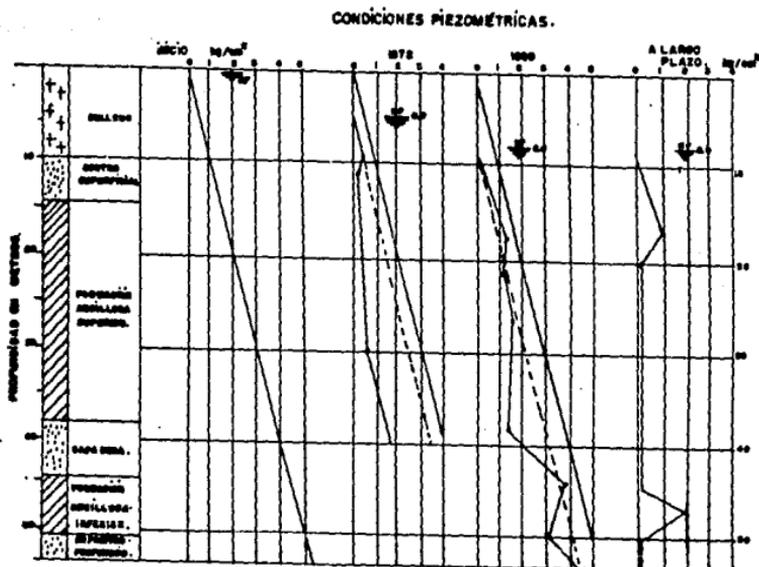


FIGURA 5.12.-CONDICIONES PIEZOMÉTRICAS COMPARATIVAS.

La Catedral Metropolitana con un peso aproximado de 115,000 ton, repartidos en un área de 7,140 m², se encuentra apoyado sobre un terreno altamente compresible como lo hemos visto. Sin embargo, gracias a los trabajos ya realizados a lo largo de más de una década, se ha logrado salvaguardar la integridad de este monumento que es un orgullo para la Arquitectura e Ingeniería Mexicana.

Los resultados de estos últimos estudios condujeron a dos posiciones las cuales vamos a resumir:

Primera.- Se encontró una serie de irregularidades en su mantenimiento y como consecuencia en los controles de los pilotes que permiten adjudicar a estas anomalías los incrementos en los desniveles los cuales están diseñados para absorberlas. Esto hizo pensar que el criterio que se llevó hace 17 años de tomar solo el 25% de la carga total del edificio fué correcto y, que se le debe tomar mayor atención a los estudios complementarios al sistema como es el de las nivelaciones, desplomes y niveles piezométricos asegurando un control ininterrumpido.

Segunda.- Esta posición vino de la idea de que el número de pilotes que actualmente tiene la Catedral Metropolitana es insuficiente, debido a que el criterio de tomar el 25% del peso total de Catedral con pilotes de control y dejar el resto de la carga a la cimentación que tenía antes de la última intervención, fué incorrecto, ya que el edificio con todo y los controles diseñados para absorber sus

deformaciones, estas no se han logrado parar, provocando fallas continuas en algunas bóvedas.

Esto nos lleva a plantear como alternativa de solución, el recimentar otra vez la Catedral con otros criterios, que serian el de trabajar la estructura a base de pilotes de punta que absorbiesen parcialmente o el 100% del peso de la estructura, incluyendo el Sagrario Metropolitano y conservando su actual deformación, aunque ello signifique que a mediano plazo, la Catedral y el Sagrario, empezaran a emerger por encima del resto de los edificios que la rodean, de tomarse la alternativa de la recimentación total.

6.- CONCLUSIONES.

De manera general, podemos concluir que nuestra ciudad enfrenta entre otros grandes problemas, uno que está estrechamente vinculado a la ingeniería civil. Se trata del suelo del Valle de México el cual, se caracteriza por su alta compresibilidad, baja resistencia al esfuerzo cortante y hundimiento superficial y precisamente por ello, cualquier construcción que en dicho suelo se lleve a cabo, exige necesariamente la elaboración de estudios preliminares muy serios desde una perspectiva histórica.

En el caso del suelo y el subsuelo debemos conocer sus alternativas a través del tiempo y en el caso de las cimentaciones ubicar el mejor material y la mejor técnica a emplear. Sin estudios previos y de campo difícilmente se obtendrá el mejor proyecto y difícilmente el ingeniero podrá ubicar la resistencia del suelo, su compresibilidad y sus características esfuerzo-deformación y en consecuencia, corre el riesgo de equivocarse en el tipo de cimentación a utilizar sobre todo si se considera la importancia de la cimentación ya que ésta, es el apoyo de la estructura que soporta la interfase entre la edificación y el material que la sostiene, es decir, la cimentación es la estructura que se encuentra normalmente bajo tierra y cuya tarea es la de distribuir las cargas que bajan desde la superestructura para hacer que los hundimientos generales como los diferenciales, se mantengan dentro de los límites

permisibles y eviten daños tanto en la propia estructura como en las construcciones o instalaciones que lo rodean.

Corresponde precisamente a la ingeniería civil mexicana y concretamente, al Ingeniero Manuel González Flores, el gran mérito de haber desarrollado un sistema para cimentar o en su caso, recimentar edificios en terrenos tan heterogéneos y deformables como los de la Ciudad de México. Con esta técnica de recimentación que dio alto prestigio a la ingeniería mexicana a nivel internacional, se pueden enderezar construcciones deformadas aplicando una técnica que consiste en transformar todos los pilotes de punta o de fricción en pilotes con sistemas de control, soportando toda la construcción en puentes marinos y, a través de excavaciones realizadas por debajo de los muros de la construcción y de las trabes que sirvieron para la recimentación, se deja la construcción en el aire para bajar o subir la zona deseada, teniendo la precaución de dejar celdas de deformación en cada control que a su vez, permitan corregir automáticamente cualquier demora o error en el trabajo.

A lo largo de la presente tesis, quisimos destacar la enorme utilidad de este sistema y la necesidad de su aplicación generalizada en nuestra ciudad ya que los pilotes de control son una verdadera alternativa para enfrentar los hundimientos y deformaciones de los edificios de nuestra ciudad, combinando y aprovechando las dos formas de cimentación logrando además conservar todo tipo de antiguas

joyas arquitectónicas tales como la Catedral y Sagrario Metropolitanos, la Basílica de Guadalupe (colonial), los templos de San Juan de Dios, el ex-hospital de la Mujer ahora museo Franz Mayer entre otros, todos ellos, obras arquitectónicas de mucho valor histórico lo cual, justifica sin duda, el alto costo de inversión que representa la recimentación con pilotes de control.

Así, los pilotes de control se están utilizando como cimentación original a pesar de que a corto plazo, ello significa un incremento en el costo por concepto de adaptaciones y equipo necesarios para el funcionamiento del Sistema. Este es el caso de las Centrales Telefónicas de avenida Vallejo y colonia Roma; librería PORRUA en el centro de la ciudad (Argentina y Donceles); Hotel Presidente Chapultepec, entre otros.

Sin embargo, tanto la cimentación como la recimentación a base de pilotes de control, es una técnica que debido a su alto costo, no se utiliza de manera general en nuestra ciudad generándose así, una contradicción que debe resolverse lo más pronto posible si es que nos interesa rescatar nuestra cultura nacional.

**NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA
DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES**

INDICE

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones	5
---	---

NORMAS TECNICAS:

1. INTRODUCCION	7
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO.	7
2.1 Reconocimiento del sitio	7
2.2 Exploraciones	7
2.3 Determinación de propiedades.	8
2.4 Investigación del hundimiento regional	10
3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	11
3.1 Acciones de diseño	12
3.2 Factores de carga y de resistencia.	13
3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)	13
3.3.1 Estados límite de falla	13
3.3.2 Estados límite de servicio	15
3.4 Cimentaciones compensadas	15
3.4.1 Estados límite de falla	16
3.4.2 Estados límite de servicio	16
3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura	16
3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción	16
3.5.1 Estados límite de falla	16
3.5.2 Estados límite de servicio	17
3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas	17
3.6.1 Estados límite de falla	17
3.6.2 Estados límite de servicio	18
3.7 Pruebas de carga en pilotes	19
3.8 Cimentaciones especiales	19

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION	19
5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES	19
5.1 Estados limite de falla	19
5.2 Estados limite de servicio	21
6. MUROS DE CONTENCION	21
6.1 Estados limite de falla	21
6.2 Estados limite de servicio	22
7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.	22
7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones.	22
7.1.1 Cimentaciones de contacto	22
7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas	22
7.2 Excavaciones.	23
7.2.1 Consideraciones generales	23
7.2.2 Control del flujo de agua	24
7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar	24
7.2.4 Secuencia de excavación	25
8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION	25
Comentarios al capítulo de cimentaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones	25
1. INTRODUCCION	25
2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO	25
3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	25
4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCION	26
5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO	26
6. REFERENCIAS	26

Acuerdo por el que se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones

RAMON AGUIRRE VELAZQUEZ, Jefe del Departamento del Distrito Federal, con fundamento en lo dispuesto por los artículos 5o., 15, 16 y 44 de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 1o., 3o. y 20 de la Ley Orgánica del Departamento del Distrito Federal; 1o., 4o. y 5o. fracción XXVI de su Reglamento Interior; 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y

CONSIDERANDO

Que es un deber esencial del Estado, otorgar y brindar a los gobernados, los servicios de seguridad en la utilización de las edificaciones e instalaciones que conforman el Distrito Federal;

Que en los términos de los artículos 1o., 173 y Décimo Transitorio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, corresponde al Departamento del Distrito Federal, establecer los requisitos técnicos a que deberán sujetarse las edificaciones e instalaciones que se realicen en el Distrito Federal, a fin de que satisfagan las condiciones mínimas de seguridad, higiene, comodidad e integración al contexto urbano, para asegurar su habitabilidad y funcionalidad debidas, he tenido a bien expedir el siguiente

ACUERDO

PRIMERO.—Se expiden las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, mismas que entrarán en vigor mediante su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

SEGUNDO.—Las Unidades Administrativas y Organos Desconcentrados del Departamento del Distrito Federal, de conformidad con las atribuciones que les confiere el Reglamento Interior del propio Departamento, vigilarán el cumplimiento de las presentes Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

TRANSITORIO

UNICO.—El presente Acuerdo y las Normas Técnicas Complementarias que autoriza, entrarán en vigor al día siguiente de su publicación en la *Gaceta Oficial* del Departamento del Distrito Federal.

México, D.F., a 28 de septiembre de 1987.—Rúbrica.

NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

Las presentes normas tienen por objeto fijar criterios y métodos de diseño y construcción de cimentaciones que permitan cumplir los requisitos definidos en el Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. El uso de criterios o métodos diferentes de los que aquí se presentan requerirá la aprobación del Departamento del Distrito Federal.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

2.1 Reconocimiento del sitio

En la Fig. 1 se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación definida en el artículo 219 del Reglamento. En caso de discrepancia entre el mapa y los resultados de exploraciones directas del subsuelo se adoptarán estos últimos para los fines de dicho artículo.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará en particular si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes debida a variaciones del grado de cimentación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos clásticos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas de grandes dimensiones dentro de la lava. Se tomará en cuenta que, en

ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

En la zona II la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre diversas formaciones así como variaciones importantes en el espesor de suelos compresibles.

En las zonas II y III, además de obtener datos completos sobre las construcciones vecinas existentes, se revisará, como lo especifica el Artículo 220, la historia de cargas soportadas previamente por el suelo del predio y áreas circunstantes. Se buscarán evidencias de rellenos superficiales recientes o antiguos. Por otra parte, se investigará si existen antecedentes de grietas profundas en el predio o de cimentaciones que hayan sido abandonadas al demoler construcciones anteriores.

2.2 Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar para cumplimiento del Artículo 220 del Reglamento serán las que se indican en la Tabla I. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicadas en esta tabla no liberará al responsable de la obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Los investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales serán generalmente muy superiores a las indicadas en la Tabla I.

Para la aplicación de la Tabla I, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura, dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desiguales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a ciclo abierto o sondeos según lo especifica la Tabla I) será de uno por cada 80 m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión en la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del

subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante, salvo si se encuentra roca sana y libre de accidentes geológicos o irregularidades a profundidad menor. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar el estrato incompresible y, en su caso, las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato.

- c) Los procedimientos para localizar galerías de minas y otros oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:

- Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o capacidad de los materiales superficiales de la Zona I y de los estratos resistentes de las Zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.
- Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas, o bien con los de resistencias de punta obtenidos con sondeos de penetración de cono.
- Sondeos de verificación estratigráfica, sin recuperación de muestras, recurriendo a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor.
- Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la Zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos,

siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

- Sondeos de percusión o con equipo tricónico. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

2.3 Determinación de propiedades

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos generalmente aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos se harán por lo menos tres determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad al esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos aceptados de laboratorio o campo. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje y variación de cargas que se desea evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades mecánicas estáticas y dinámicas de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de pruebas de resistencia y de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Será aceptable la estimación de propiedades mecánicas basadas en los resultados de penetración de cono, veleta, o algún otro ensayo de campo, si sus resultados se han correlacionado confiablemente con los de pruebas convencionales para los suelos de que se trate.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compactación relativa.

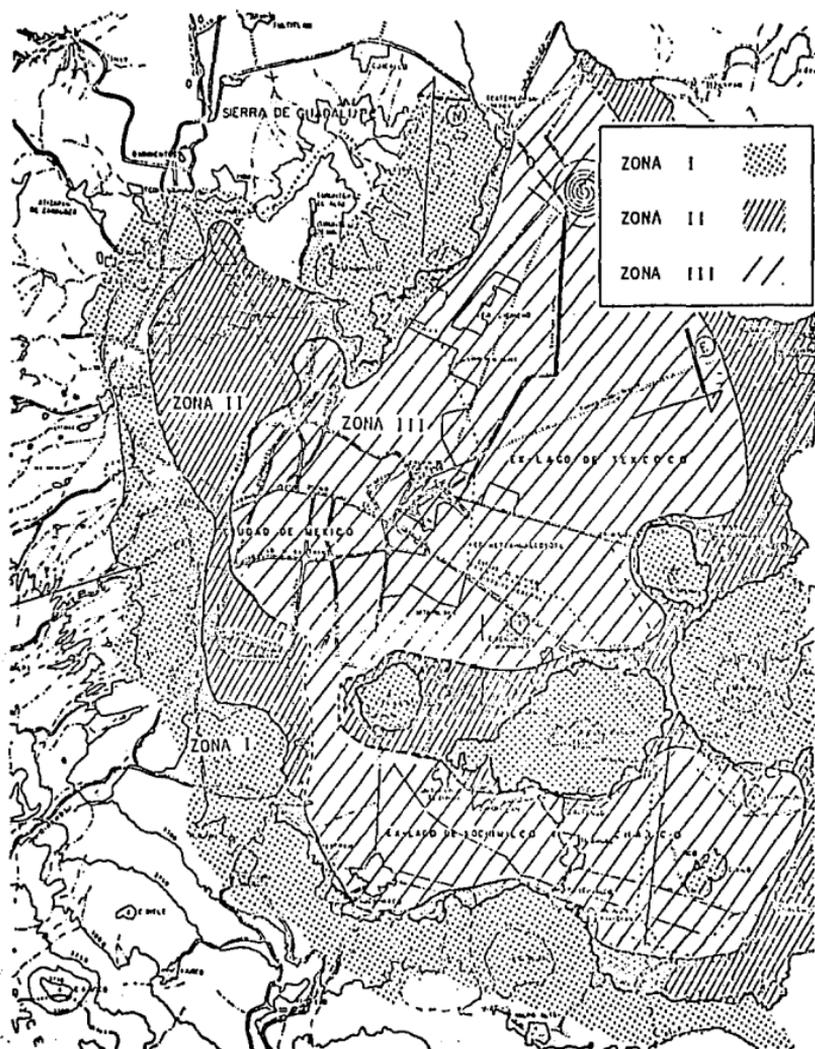


Fig. 1. Zonificación Climatológica de la Ciudad de México.

2.4 Investigación del hundimiento regional

A menos que existan datos publicados suficientes respecto al fenómeno de hundimiento en el área de interés, en edificaciones de los grupos A y B₁ (véase Art. 174, Cap. I, Título Sexto) esta investigación deberá hacerse por observación directa mediante piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos.

TABLA I REQUISITOS MINIMOS PARA LA INVESTIGACION DEL SUBSUELO

A. CONSTRUCCIONES LIGERAS O MEDIANAS DE POCA EXTENSION Y CON EXCAVACIONES SO- MERAS

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 5 \text{ t/m}^2$

Perímetro de la construcción $P \leq 80 \text{ m}$ en las Zonas

I y II, o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la Zona

III

Profundidad de desplante $D_1 \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

1. Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2. Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 8 t/m^2 , el valor

recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto o sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 5 t/m^2 , bajo zapatas o de 2 t/m^2 bajo cimentación a base de losa continua, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Pozos a cielo abierto complementados con exploración más profunda para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3. En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 4 t/m^2 bajo zapatas o de 1.5 t/m^2 bajo cimentaciones a base de losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

B. CONSTRUCCIONES PESADAS, EXTENSAS O CON EXCAVACIONES PROFUNDAS

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 5 t/m^3$

Perímetro de la construcción $P > 80$ m en las Zonas I y II, o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_i > 2.5$ m

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados arriba del nivel máximo de excavación.

ZONA III

1. Inspección superficial detallada para detección de rellenos sueltos y grietas.

ZONA I

1. Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras quevedades.

2. Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

2. Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de todos los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar la homogeneidad del subsuelo en el predio o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo.

ZONA II

1. Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2. Sondeos con recuperación de muestras inalteradas para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante. Los sondeos permitirán obtener un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es homogéneo o definir sus variaciones dentro del área estudiada.

3. VERIFICACION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá, de acuerdo con los Artículos 193 y 223 del Reglamento, en comparar la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta de la cimentación con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la Tabla II.

TABLA II
LIMITES MAXIMOS PARA MOVIMIENTOS Y DEFORMACIONES
ORIGINADOS EN LA CIMENTACION *

a) *Movimientos verticales (Asentamiento o emersión)*

Concepto		Limite	
Valor medio en el predio		Construcciones aisladas	30 cm**
	Asentamiento	Construcciones colindantes	15 cm
Velocidad del componente diferido	Emersión		30 cm** 1 cm/semana

b) *Inclinación media*

Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100 + 3h)$ por ciento	h = altura de la construcción, en m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 por ciento.	En dirección longitudinal

c) *Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas*

Tipo de estructura	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Muros de carga de ladrillo recocido o bloque de cemento	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.002
Muros con acabados muy sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.001 Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o éstos se encuentren desiguales de los muros
Paneles móviles o muros con aralados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial y el claro	0.004
Tuberías de concreto con juntas	Cambios de pendiente en las juntas	0.015

* Comprende la suma de movimientos debido a todas las combinaciones de carga que se especifican en el Reglamento y las Normas Técnicas Complementarias. Los valores de la tabla son sólo límites máximos y en cada caso habrá que revisar que no se cause ninguno de los daños mencionados en el artículo 224 del Reglamento.

** En construcciones aisladas será aceptable un valor mayor si se toma en cuenta explícitamente en el diseño estructural de los pilotes y de sus conexiones con la subestructura.

3.1 *Acciones de diseño*

De acuerdo con el Artículo 188 del Reglamento, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

Primer tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables (Art. 186) incluyendo la carga viva. Con este tipo de combina-

ción se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea.

Segundo tipo de combinación:

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con esta combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, se incluirá la fuerza de inercia que obra en la masa de suelo potencialmente deslizando que subyace al cimiento de la construcción.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en el artículo 225 del Reglamento.

En el caso de cimentaciones profundas en las zonas II y III se incluirá entre las acciones la fricción negativa que puede desarrollarse sobre el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Para estimar esta acción, se considerará que el máximo esfuerzo cortante que puede desarrollarse en el contacto suelo-pilote es igual a la cohesión del suelo determinada en prueba triaxial no consolidada-no drenada bajo presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo. Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño las excentricidades que presente la resultante de las diversas combinaciones de acciones anteriores respecto al centroide del área de cimentación (momento de volteo).

3.2 Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en el Artículo 194, Cap. III de este Título. Para estados límite de servicio el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicarán factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de éste y a la aceleración de las masas de suelo deslizando bajo acción sísmica.

Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

1. 0.35 para la capacidad de carga en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, las zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente.

2. 0.7 (1 - s/2), en que s es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote, para la capacidad de carga por

adherencia de los pilotes de fricción ante la combinación de acciones que incluya las sollicitaciones sísmicas.

3. 0.70 para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

3.3 Verificación de la seguridad de cimentaciones someras (zapatas y losas)**3.3.1 Estados límite de falla**

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\Sigma QF_v/A < c_u N_s FR + p_v \quad (1)$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\Sigma QF_v/A < [\bar{p}_v(N_q - 1) + \gamma DN_q/2] FR + p_v \quad (2)$$

donde

ΣQF_v , suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectada por su respectivo factor de carga

A , área del cimiento, m²

p_v , presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo, t/m²

\bar{p}_v , presión vertical efectiva a la misma profundidad, t/m²

γ , peso volumétrico del suelo, t/m³

c_u , cohesión aparente, t/m², determinada en ensayo triaxial UU

R , ancho de la cimentación, m

N_s , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_c = 5.14(1 + 0.25D_f/B + 0.25B/L),$$

para $D_f/B < 2$ y $B/L < 1$.

donde D_f es la profundidad de desplante en m

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

N_q , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = \exp[\pi \tan \phi] \tan^2(45^\circ + \phi/2)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante.

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

N_γ , coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

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

F_R , factor de resistencia especificado en el inciso 3.2 de las presentes normas.

Al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan(\pi \tan \phi^*) \quad (3)$$

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

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

b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante

la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del manto freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec 2 será:

$$\gamma = \gamma' + (Z/B)(\gamma_m - \gamma') \quad (4)$$

donde

γ' , peso volumétrico sumergido, t/m^3 .

γ_m , peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático, t/m^3 .

c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del cimiento deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (5)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva.

d) En el caso de cimentaciones sobre taludes, se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite, considerando mecanismos de falla compatibles con el perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el apartado 1 del inciso 3.2.

e) En el caso de cimentaciones desplazadas en el subsuelo estratificado o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla implícito en las ecs 1 y 2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistentes serán afectados por el factor de resistencia que señala el apartado 1 del inciso 3.2.

f) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas

en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por licuación o de deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia ocasionadas por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplazadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las eca 1 y 2 deberá tomarse igual a la mitad del admisible para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción del Departamento que es aplicable otro valor.

g) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:

- Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.
- Demolición o refuerzo de bóvedas.
- Desplante bajo el piso de las cavidades.

3.3.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad, previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, se podrá despreciar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo sísmicos se calcularán cuando proceda, como se indica en el Art 203 del capítulo de diseño sísmico. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \frac{H}{0} \sum [\Delta e / (1 + e_0)] \Delta z \quad (6)$$

donde

ΔH asentamiento de un estrato de espesor H
 e_0 relación de vacíos inicial.

Δe variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de una prueba de consolidación unidimensional realizada con material representativo del existente a esa profundidad.

Δz espesores de estratos elementales en los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo-estructura.

Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en distintos puntos dentro y fuera del área cargada.

3.4 Cimentaciones compensadas

Se entiende por cimentaciones compensadas aquellas en las que se busca minimizar el incremento neto de carga aplicado al subsuelo mediante excavación del terreno y uso de un cajón desplazado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado al suelo en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina parcialmente compensada, compensada o sobrecompensada, respectivamente.

Para el cálculo del incremento de carga transmitido por este tipo de cimentación y la revisión de los estados límite de servicio, el peso de la estructura a considerar será: la suma de la carga muerta más la carga viva con intensidad media, menos el peso total del suelo excavado. Esta combinación será afectada con un factor de carga unitario.

La porción de las celdas del cajón de cimentación que esté por debajo del nivel freático y que no constituya un espacio funcionalmente útil, deberá considerarse como llena de agua y el peso de ésta deberá sumarse al de la subestructura.

3.4.1 Estados límite de falla

La estabilidad de las cimentaciones compensadas se verificará como lo señala el inciso 3.3.1. Se comprobará además que no pueda ocurrir flotación de la cimentación durante ni después de la construcción. Para esto se adoptará una posición conservadora del nivel freático.

Se prestará especial atención a la revisión de la posibilidad de falla local o generalizada del suelo bajo la combinación de carga que incluya el efecto de sismo.

3.4.2 Estados límite de servicio

Para este tipo de cimentación se calcularán:

- Los movimientos instantáneos debidos a la carga total transmitida al suelo por la cimentación.
- Las deformaciones transitorias y permanentes del suelo de cimentación bajo cargas sísmicas.
- Los movimientos diferidos debidos al incremento neto de carga en el contacto cimentación-suelo.

Los movimientos instantáneos y los debidos a sismo se calcularán en la forma indicada en 3.3.2. El cálculo de los movimientos diferidos se llevará a cabo en la forma indicada en dicho inciso tomando en cuenta, además, la interacción con el hundimiento regional. En la zona III y en presencia de consolidación regional la sobrecompensación no será superior a 1.5 t/m^2 , a menos que se demuestre que un valor mayor no dará lugar a una emersión inaceptable ni a daños a construcciones vecinas o servicios públicos.

3.4.3 Presiones sobre muros exteriores de la subestructura

En los muros de retención perimetrales se considerarán empujes horizontales a largo plazo no inferiores a los del agua y el suelo en estado de reposo, adicionando los debidos a sobrecargas en la superficie del terreno y a cimientos vecinos. La presión horizontal efectiva transmitida por el suelo en estado de reposo se considerará por lo menos igual a 60% de la presión vertical actuante a la misma profundidad. Las presiones horizontales atribuibles a sobrecarga podrán estimarse por medio de la teoría de elasticidad.

En caso de que el diseño considere absorber fuerzas horizontales por contacto lateral entre subestructura y suelo, la resistencia del suelo considerada no deberá ser

superior al empuje pasivo afectado de un factor de resistencia de 0.35, siempre que el suelo circundante esté constituido por materiales naturales o por rellenos bien compactados. Los muros perimetrales y elementos estructurales que transmitan dicho empuje deberán diseñarse expresamente para esa sollicitación.

Se tomarán medidas para que, entre las cimentaciones de estructuras antiguas, no se desarrolle fricción que pueda dañar a alguna de las dos como consecuencia de posibles movimientos relativos.

3.5 Cimentaciones con pilotes de fricción

Los pilotes de fricción, es decir aquellos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral, podrán usarse como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensado para reducir asentamientos transfiriendo parte de la carga de la cimentación a estratos más profundos.

3.5.1 Estados límite de falla

Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verificará, para la cimentación en su conjunto, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\Sigma Q F_c < R \quad (7)$$

donde

$\Sigma Q F_c$ suma de los incrementos netos de carga debidos a las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de sus correspondientes factores de carga. Las acciones incluirán el peso propio de los pilotes o pilas y el efecto de la fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

R capacidad de carga del sistema constituido por pilotes de fricción más losa o zapatas de cimentación, que se considerará igual al mayor de los dos valores siguientes:

- Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación, despreciando el efecto de los pilotes. Si esto es el valor que rige, la losa o

zapatas y los contrarabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapata o suelo-losa máximas calculadas, más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote dada por la ec. 8 con $F_R = 1.0$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapata se calculará como lo señala el inciso 3.3.

- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la suma de las capacidades de carga de punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

- Suma de las capacidades de adherencia de los pilotes individuales.
- Capacidad de adherencia de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes.
- Suma de las capacidades de adherencia de los diversos subgrupos de pilotes en que pueda subdividirse la cimentación.

La capacidad de carga por punta de una cimentación de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes, calculadas con la ec. 9.

En la estimación de la capacidad de carga bajo cargas excéntricas se despreciará la capacidad de carga de los pilotes sometidos a tensión, salvo que se hayan diseñado y construido especialmente para este fin.

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión se calculará como:

$$C_t = A_L f F_R \quad (8)$$

donde

$F_R = 0.7 (1 - s/2)$, factor de resistencia

s relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote

C_t capacidad por adherencia, t

A_L área lateral del pilote, m^2

f adherencia lateral media pilote-suelo, t/m^2

Para los suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo se considerará igual a la cohe-

sión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas-no drenadas.

Para calcular la capacidad de adherencia del grupo de pilotes, o de los subgrupos de pilotes en los que se pueda subdividir la cimentación, también será aplicable la ec. 8 considerando el grupo o los subgrupos como pilas de diámetro igual al de la envolvente del grupo o subgrupo.

3.5.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos o emersiones de cimentaciones con pilotes de fricción bajo cargas estáticas se estimarán considerando la penetración de los mismos y las deformaciones del suelo de apoyo bajo las cargas actuantes en ellos, así como la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional. En el cálculo de los movimientos anteriores se tomarán explícitamente en cuenta las excentricidades de carga.

El desplazamiento horizontal y el giro transitorio de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos se calcularán, cuando proceda, como se indica en el Art. 203, Capítulo VI de diseño sísmico. Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de los resultados de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno, y serán mínimas (ver Tabla II, RCDF). Para el cálculo de estas deformaciones, se considerará que la carga máxima soportada por los pilotes en condiciones sísmicas es la definida por la ec. 8.

3.6 Cimentaciones con pilotes de punta o pilas

Los pilotes de punta son los que transmiten la mayor parte de la carga a un estrato resistente por medio de su punta. Generalmente, se llaman pilas a los elementos de más de 80 cm de diámetro cuando en perforación previa.

3.6.1 Estados límite de falla

Se verificará el cumplimiento de la desigualdad 7, siendo R la suma de las capacidades de carga individuales o de grupos o la global del conjunto de pilotes, cual sea menor.

La capacidad de carga de pilotes de punta o pilas se calculará como sigue:

— Para suelos cohesivos:

$$C_p = [c_u N_c F_R + p_u] A_p \quad (9)$$

— Para suelos friccionantes:

$$C_p = [\bar{p}_v N_q^* F_{R_1} + p_v] A_p \quad (10)$$

donde

C_p capacidad por punta, t

A_p área transversal de la pila o del pilote, en m^2

p_v presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m^2

\bar{p}_v presión vertical efectiva a la misma profundidad, en t/m^2

c_u cohesión aparente, en t/m^2 , determinada en ensaye triaxial UU

N_c^* coeficiente de capacidad de carga definido en la tabla siguiente:

ϕ_s	0°	5°	10°
N_c^*	7	9	13

ϕ_s ángulo de fricción aparente, en grados

N_q^* coeficiente de capacidad de carga definido por

$$N_q^* = N_{min} + I_x(N_{max} - N_{min}) / [4B \tan(45^\circ + \phi/2)]$$

cuando $L_p/B \leq 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$, o bien

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

cuando $L_p/B > 4 \tan(45^\circ + \phi/2)$

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°
N_{max}	12.5	26	55	132	350
N_{min}	7	11.5	20	39	78

L_p longitud empotrada del pilote o pila en el estrato resistente, m

B ancho o diámetro de los pilotes, m

ϕ ángulo de fricción interna, en grados, con la definición del apartado (a) del subinciso 3.3.1

F_{R_1} factor de resistencia igual a 0.35

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

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

$$F_{rs} = [(B + 0.5)/2B]^n \quad (11)$$

donde

B diámetro de la base del pilote o pila en metros (> 0.5 m)

n exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso

— Para suelos cohesivos firmes fisurados se multiplicará por el mismo factor de la ec 11 con exponente $n = 1$. Para pilas coladas en suelos cohesivos del mismo tipo se multiplicará por:

$$F_{rs} = (B + 1)/(2B + 1) \quad (12)$$

— También podrá utilizarse como alternativa a la ecuación 10, una expresión basada en la resistencia a la penetración de cono o a la de penetración estándar, corregida por efecto de escala, como lo indica la expresión 11.

La contribución del suelo bajo la losa de la subestructura y de la subpresión a la capacidad de carga de un sistema de cimentación a base de pilotes de punta deberá desprejiciarse en todos los casos.

Además de la capacidad de carga vertical, se revisará la capacidad del suelo para resistir los esfuerzos horizontales inducidos por los pilotes sometidos a fuerzas horizontales, así como la capacidad estructural de los pilotes para transmitir dichas solicitaciones horizontales.

3.6.2 Estados límite de servicio

Los asentamientos de este tipo de cimentación se calcularán tomando en cuenta la deformación propia de los pilotes bajo las diferentes acciones a las que se encuentran sometidos, incluyendo la fricción negativa, y la de los estratos localizados abajo del nivel de apoyo de las puntas. Al calcular la emersión debida al hundimiento regional se tomará en cuenta la consolidación previsible del estrato localizado entre la punta y la cabeza de los pilotes durante la vida de la estructura.

3.7 Pruebas de carga en pilotes

Las estimaciones analíticas de la capacidad de carga de pilotes de fricción o de punta se verificarán mediante pruebas de carga si hay incertidumbres excesivas sobre las propiedades de los suelos involucrados y la edificación es de los grupos A o B. Los pilotes ensayados se llevarán a la falla o hasta 1.5 veces la capacidad de carga calculada.

3.8 Cimentaciones especiales

Cuando se pretenda utilizar dispositivos especiales de cimentación, deberá solicitarse la aprobación expresa del Departamento del Distrito Federal. Para ello se presentarán los resultados de los estudios y ensayos a que se hubieran sometido dichos dispositivos. Los sistemas propuestos deberán proporcionar una seguridad equivalente a la de las cimentaciones tradicionales calculadas de acuerdo con las presentes normas, en particular ante sollicitaciones sísmicas.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION

Los elementos mecánicos (presiones de contacto, empujes laterales, etc.) requeridos para el diseño estructural de la cimentación deberán determinarse para cada combinación de acciones señaladas en 3.1.

Las presiones de contacto consideradas deberán ser tales que las deformaciones diferenciales del suelo calculadas con ellas coincidan aproximadamente con las del sistema subestructura-superestructura. Para determinar distribuciones de este tipo, será aceptable suponer que el medio es elástico y continuo, y usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos. Será aceptable cualquier distribución que satisfaga las condiciones siguientes:

- que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura y las fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
- que los hundimientos diferenciales instantáneos más los diferidos calculados con las presiones de contacto consideradas sean aceptables en términos de las presentes normas.
- que las deformaciones diferenciales instantáneas más las diferidas del sistema subestructura-superestructura sean aceptables en términos de las presentes normas.

Los pilotes y sus conexiones se diseñarán para poder resistir los esfuerzos resultantes de las acciones verticales y horizontales consideradas en el diseño de la cimentación y los que se presenten durante el proceso de transporte e hincado. Los pilotes deberán poder resistir estructuralmente la carga que corresponde a su capacidad de carga última con factor de resistencia unitario.

En el caso de cimentaciones sobre pilotes de punta en las zonas II y III, se tomará en cuenta que, por la consolidación regional, los pilotes pueden perder el confinamiento lateral en su parte superior en una altura igual a la magnitud de la consolidación regional entre la punta del pilote y su parte superior. La subestructura deberá diseñarse para trabajar estructuralmente tanto con soporte como sin él, en este último caso apoyada sólo en los pilotes.

5. ANALISIS Y DISEÑO DE EXCAVACIONES

En el diseño de excavaciones se considerarán, de acuerdo con el Artículo 228, Cap. VIII del Reglamento, los siguientes estados límite:

- a) De falla: colapso de los taludes o paredes libres o adernadas de la excavación, falla de los cimientos de las construcciones colindantes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes.
- b) De servicio: movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en los alrededores.

5.1 Estados límite de falla

La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a la excavación será de 1.5 t/m² con factor de carga unitario.

a) Taludes

La seguridad y estabilidad de excavaciones sin soporte se revisará tomando en cuenta la influencia de las con-

diciones de presión del agua en el subsuelo así como la profundidad de excavación, la inclinación de los taludes, el riesgo de agrietamiento en la proximidad de la corona y la presencia de grietas u otras discontinuidades.

Para el análisis de estabilidad de taludes se usará un método de equilibrio límite considerando superficies de falla cinemáticamente posibles. Se incluirá la presencia de sobrecargas en la orilla de la excavación. También se considerarán mecanismos de extrusión de estratos blandos confinados verticalmente por capas más resistentes.

b) Falla por subpresión en estratos permeables

En el caso de suelos sin cohesión, se analizará la estabilidad del fondo de la excavación por flujo del agua. Para reducir el peligro de fallas de este tipo, el agua freática deberá controlarse y extraerse de la excavación por bombeo desde cárcamos, pozos punta o pozos de alivio con nivel dinámico sustancialmente inferior al fondo de la excavación.

Cuando una excavación se realice en una capa impermeable de espesor h , la cual a su vez descansa sobre un estrato permeable, debe considerarse que la presión del agua en este estrato podría levantar el fondo de la excavación, no obstante el bombeo superficial. El espesor mínimo h del estrato impermeable que debe tenerse para evitar inestabilidad de fondo se considerará igual a:

$$h > (\gamma_w / \gamma_m) h_w \quad (13)$$

donde

h espesor de la capa impermeable

h_w altura piezométrica en el lecho inferior de la capa impermeable

γ_w peso volumétrico del agua

γ_m peso volumétrico del suelo entre el fondo de la excavación y el estrato permeable.

Cuando el espesor h sea insuficiente para asegurar la estabilidad, será necesario reducir la carga hidráulica del estrato permeable por medio de pozos de alivio.

c) Estabilidad de excavaciones adernadas

En caso de usarse para soportar las paredes de la excavación, elementos estructurales como tableros o mu-

ros colados en el lugar, se revisará la estabilidad de estos elementos por deslizamiento general de una masa de suelo que incluya el elemento, por falla de fondo, y por falla estructural de los troqueles o de los elementos que éstos soportan.

La revisión de la estabilidad general se realizará por un método de análisis límite. Se evaluará el empujamiento y el momento resistente mínimo del elemento estructural requerido para garantizar la estabilidad.

La posibilidad de falla de fondo por cortante en arcillas blandas a firmes se analizará verificando que:

$$p_v + \sum q F_e < c_u N_c F_n \quad (14)$$

donde

c_u cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, en condiciones no drenadas, t/m^2

N_c coeficiente de capacidad de carga definido en 3.3.1 y que depende de la geometría de la excavación. En este caso, B será el ancho de la excavación, L su longitud y D_f su profundidad

p_v presión vertical total actuante en el suelo, a la profundidad de excavación, t/m^2

$q F_e$ sobrecargas superficiales afectadas de sus respectivos factores de carga, t/m^2

F_n factor de resistencia igual a 0.5. Si la falla no afecta a servicios públicos, instalaciones o construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7.

Los empujes a los que se encuentran sometidos los puntales se estimarán a partir de una envolvente de distribución de presiones determinada a partir de la experiencia local. En arcillas, la distribución de presiones se definirá en función del tipo de arcilla, de su grado de fisuramiento y de su reducción de resistencia con el tiempo. Cuando el nivel freático exista a poca profundidad, los empujes considerados sobre los troqueles serán por lo menos iguales a los producidos por el agua. El diseño de los troqueles también deberá tomar en cuenta el efecto de las sobrecargas debidas al tráfico en la vía pública, al equipo de construcción, a las estructuras adyacentes y

a cualquier otra carga que deban soportar las paredes de la excavación durante el período de construcción, afectadas de un factor de carga de 1.1.

d) Estabilidad de estructuras vecinas

De ser necesario, las estructuras adyacentes a las excavaciones deberán reforzarse o recimentarse. El soporte requerido dependerá del tipo de suelo y de la magnitud y localización de las cargas con respecto a la excavación.

5.2 Estados límite de servicio

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.

a) Expansiones instantáneas y diferidas por descarga

Para estimar la magnitud de los movimientos verticales inmediatos por descarga en el área de excavación y en los alrededores, se recurrirá a la teoría de la elasticidad. Los movimientos diferidos se estimarán mediante la ec. 6 a partir de decrementos de esfuerzo vertical calculados mediante la teoría de la elasticidad.

En caso de excavaciones ademasas, se buscará reducir la magnitud de los movimientos instantáneos acortando la altura no soportada entre troqueles o efectuando la excavación en zanjas de ancho reducido.

b) Asentamiento del terreno natural adyacente a las excavaciones

En el caso de cortes ademasados en arcillas blandas o limas, se tomará en cuenta que los asentamientos superficiales asociados a estas excavaciones dependen del grado de cedencia lateral que se permita en los elementos de soporte. Estos movimientos horizontales y verticales deberán medirse en forma continua durante la construcción para poder tomar oportunamente medidas de seguridad adicionales, en caso necesario.

6. MUROS DE CONTENCIÓN

Las presentes normas se aplicarán a los muros de gravedad (de mampostería, tabique o concreto simple), cuya estabilidad se debe a su peso propio, así como a los mu-

ros de concreto reforzado, con o sin anclas o contrafuertes, y que utilizan la acción de voladizo para retener la masa de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre un muro de contención se considerarán por unidad de longitud. Las acciones a tomar en cuenta, según el tipo de muro serán: el peso propio del muro, el empuje de tierras, la fricción entre muro y suelo de relleno, el empuje hidrostático o las fuerzas de filtración, las sobrecargas en la superficie del relleno y las fuerzas sísmicas.

Para el análisis de los muros de contención se revisarán los siguientes estados límite: de falla (volteo o deslizamiento del muro, falla de la cimentación del mismo y rotura estructural) y de servicio (asentamiento, giro o deformación excesiva del muro).

6.1 Estados límite de falla

Siempre deberá dotarse a los muros de retención de un drenaje adecuado, dejando un filtro atrás del muro con floraderos y/o tubos perforados.

Para muros de menos de 6 m de altura, será aceptable estimar los empujes actuantes en forma simplificada con base en el método semiempírico de Terzaghi, siempre que se satisfagan los requisitos de drenaje. En caso de tener una sobrecarga uniformemente repartida sobre el relleno, esta carga adicional se podrá incluir como peso equivalente de material de relleno.

En el caso de muros que excedan la altura especificada en el párrafo anterior, se realizará un estudio de estabilidad detallado, tomando en cuenta los efectos que se indican a continuación:

— Restricciones del movimiento del muro

Los empujes sobre muros de retención podrán considerarse de tipo activo solamente cuando haya posibilidad de deformación suficiente por flexión o giro alrededor de la base. En caso contrario, y en particular cuando se trate de muros perimetrales de cimentación en contacto con rellenos, los empujes considerados deberán ser por lo menos el del suelo en estado de reposo más los debidos al equipo de compactación del relleno, a las estructuras colindantes y a otros factores que pudieran ser significativos.

— Tipo de relleno

Los rellenos no incluirán materiales degradables ni excesivamente compresibles y deberán compactarse de modo

que sus cambios volumétricos por peso propio, por saturación y por las acciones externas a que estarán sometidos, no causen daños intolerables a los pavimentos ni a las instalaciones o estructuras alojadas en ellos o colocadas sobre los mismos.

— Compactación del relleno

Para especificar y controlar en el campo la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar, debiendo vigilarse el espesor y humedad de las capas colocadas. En el caso de materiales no cohesivos, el control se basará en el concepto de compactación relativa. Estos rellenos se compactarán con procedimientos que eviten el desarrollo de empujes superiores a los considerados en el diseño.

— Base del muro

La base del muro deberá desplantarse cuando menos a 1 m bajo la superficie del terreno enfrente del muro y abajo de la zona de cambios volumétricos estacionales. La estabilidad contra deslizamiento deberá ser garantizada sin tomar en cuenta el empuje pasivo actuando sobre el pie del muro. Si no es suficiente la resistencia al desplazamiento, se deberá pilotear el muro, profundizar o ampliar la base del mismo.

La capacidad de carga permisible en la base del muro se podrá revisar por los métodos indicados para cimentaciones superficiales.

6.2 Estados límite de servicio

Cuando el suelo de cimentación sea compresible, deberá calcularse el asentamiento y estimarse la inclinación de los muros por deformaciones instantáneas y diferidas del suelo.

7. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El procedimiento constructivo de las cimentaciones, excavaciones y muros de contención deberá asegurar el cumplimiento de las hipótesis de diseño, garantizar la seguridad durante la construcción y evitar daños a servicios públicos y edificaciones vecinas.

7.1 Procedimiento constructivo de cimentaciones

7.1.1 Cimentaciones de contacto

El desplante de cualquier cimentación se hará a la profundidad señalada en el estudio de mecánica de suelos.

Sin embargo, deberá tenerse en cuenta cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes. Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remodelo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.

En el caso de elementos de cimentación de concreto reforzado se aplicarán procedimientos de construcción que garanticen el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo. Se tomarán las medidas necesarias para evitar que el propio suelo o cualquier líquido o gas contenido en él puedan atacar el concreto o el acero. Asimismo, en el momento del colado se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.

7.1.2 Cimentaciones con pilotes o pilas

La colocación de pilotes y pilas se ajustará al proyecto correspondiente, verificando que la profundidad de desplante, el número y el espaciamiento de estos elementos correspondan a lo señalado en los planos estructurales. Los procedimientos para la instalación de pilotes y pilas deberán garantizar que no se ocasionen daños a las estructuras e instalaciones vecinas por vibraciones o desplazamiento vertical y horizontal del suelo. Cada tramo de pilote y las juntas entre ellos deben diseñarse y realizarse de modo tal que resistan las fuerzas de compresión y tensión y los momentos flexionantes que resulten del análisis.

a) Pilas o pilotes colados en el lugar

Para este tipo de cimentaciones profundas, el estudio de mecánica de suelos deberá definir si la perforación previa será estable en forma natural o si por el contrario se requerirá estabilizarla con lodo común o bentonítico o con ademe. Antes del colado se procederá a la inspección directa o indirecta del fondo de la perforación para verificar que las características del estrato de apoyo son satisfactorias y que todos los azolves han sido removidos. El colado se realizará por procedimientos que eviten la segregación del concreto y la contaminación del mismo con el lodo estabilizador de la perforación o con derrumbes de las paredes de la excavación. Se llevará un registro de la localización de los pilotes o pilas, las dimensiones relevantes de las perforaciones, las fechas de per-

foración y de colado, la profundidad y los espesores de los estratos y las características del material de apoyo.

Cuando se usen pilas con ampliación de base (campana), ésta deberá tener una altura mínima de 15 cm en su parte exterior y una inclinación mínima de 60 grados con la horizontal en su frontera superior.

Otros aspectos a los que deberá prestarse atención son el método y equipo para la eliminación de azolves, la duración del colado, así como el recubrimiento y la separación mínima del acero de refuerzo con relación al tamaño del agregado.

b) Pilotes hincados a percusión

El estudio de mecánica de suelo deberá definir si se requiere perforación previa para facilitar la hincada o para minimizar el desplazamiento de los suelos blandos. So indicará en tal caso el diámetro de la perforación y su profundidad, y si es necesaria la estabilización con lodo común o bentonítico.

Antes de proceder al hincado, se verificará la verticalidad de los tramos de pilotes y, en su caso, la de las perforaciones previas. La desviación de la vertical del pilote no deberá ser mayor de 3/100 de su longitud para pilotes con capacidad de carga por punta y de 6/100 en los otros casos.

El equipo de hincado se especificará con base en dos condiciones: que su energía no sea menor de 0.3 kg-m por cada kilogramo de peso del pilote y que el peso del martillo golpeador no sea menor de 30% del peso del pilote. Además, se especificarán el tipo y espesor de los materiales de amortiguamiento de la cabeza y del seguidor. El equipo de hincado podrá también definirse a partir de un análisis dinámico basado en la ecuación de onda.

La posición final de la cabeza de los pilotes no deberá diferir respecto a la de proyecto en más de 20 cm ni de la cuarta parte del ancho del elemento estructural que se apoye en ella.

Al hincar cada pilote se llevará un registro de su ubicación en la planta de cimentación, su longitud y dimensiones transversales, la fecha de colocación, el nivel del terreno antes de la hincada y el nivel de la cabeza inmediatamente después de la hincada. Además se incluirá el tipo de material empleado para la protección de la cabeza del pilote, el peso del martinete y su altura de caída,

la energía de hincado por golpe, el número de golpes por metro de penetración y la penetración correspondiente a los últimos diez golpes.

En el caso de pilotes hincados a través de un manto compresible hasta un estrato resistente, se verificará mediante nivelaciones si hay emersión de cada pilote inducida por el hincado de los pilotes adyacentes, y en caso afirmativo los pilotes afectados se rehincarán hasta la elevación especificada.

Los métodos usados para la hincada de pilotes deberán ser tales que no reduzcan la capacidad estructural de éstos. Si un pilote se rompe o daña estructuralmente durante la hincada, o si, por excesiva resistencia a la penetración, queda a una profundidad menor que la especificada, se extraerá la parte superior del mismo de modo que la distancia entre el nivel de desplante de la subestructura y el nivel superior del pilote abandonado sea por lo menos de 3 m. En tal caso, se revisará el diseño de la subestructura y se instalarán pilotes sustitutos.

c) Pruebas de carga en pilotes

En caso de realizarse pruebas de carga, se llevará registro por lo menos de los datos siguientes:

- Condiciones del subsuelo en el lugar de la prueba
- Descripción del pilote y datos obtenidos durante la instalación del mismo.
- Descripción del sistema de carga y del método de prueba.
- Tabla de cargas y deformaciones durante los etapas de carga y descarga del pilote.
- Representación gráfica de la curva ascotamiento-tiempo para cada incremento de carga.
- Observaciones e incidentes durante la instalación del pilote y la prueba.

7.2 Recomendaciones

7.2.1 Consideraciones generales

Cuando las reparaciones con las cullindancias lo permitan, las excavaciones se delimitarán con taboas perimetrales cuya pendiente se evaluará a partir de un análisis de estabilidad de acuerdo con el inciso 5 de las prescripciones normativas.

Si por el contrario, existen restricciones de espacio y no son aceptables taludes verticales debido a las características del subsuelo, se recurrirá a un sistema de soporte a base de ademes, tablestacas o muros colados en el lugar apuntalados o retenidos con anclas. En todos los casos deberá lograrse un control adecuado del nivel freático, así éste se halla por encima de la máxima profundidad excavada y seguirse una secuela de excavación que minimice los movimientos de las construcciones vecinas.

7.2.2 Control del flujo de agua

Cuando la construcción de la cimentación requiera el abatimiento del nivel freático, se extraerá el agua del predio mediante bombeo, siempre que se tomen precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Se escogerá el sistema de bombeo más adecuado de acuerdo con el tipo de suelo. El gasto y el abastecimiento provocado por el bombeo se calcularán mediante las teorías de flujo de agua en suelos. El diseño del sistema de bombeo incluirá la selección del número, ubicación, diámetro y profundidad de los pozos; del tipo, diámetro y ranurado de los ademes, y del espesor y composición granulométrica del filtro. Asimismo, se especificará la capacidad mínima de las bombas y la posición del nivel dinámico en los pozos en las diversas etapas de la excavación.

En el caso de materiales compresibles se tomará en cuenta la sobrecarga inducida en el terreno por las fuerzas de filtración y se calcularán los asentamientos correspondientes. Si los asentamientos calculados resultan excesivos, se recurrirá a procedimientos alternos que minimicen el abatimiento piezométrico. Deberá considerarse la conveniencia de reinyectar el agua bombeada en la periferia de la excavación.

Cualquiera que sea el tipo de instalación de bombeo que se elija, su capacidad garantizará la extracción de un gasto por lo menos 1.5 veces superior al estimado. Además deberá asegurarse el funcionamiento ininterrumpido de todo el sistema.

En suelos de muy baja permeabilidad, como las arcillas lacustres de las zonas II y III, el nivel piezométrico se abate espontáneamente al tiempo que se realiza la excavación, por lo que no es necesario realizar bombeo previo, salvo para evitar presiones excesivas en estratos permeables intercalados. En este caso, más que abatir el nivel freático, el bombeo tendrá como objetivo:

- a) Dar una dirección favorable a las fuerzas de filtración, o
- b) Preservar el estado de esfuerzos del suelo, e
- c) Interceptar las filtraciones provenientes de lentes permeables.

En todos los casos será necesario un sistema de bombeo que desaloje el agua de uno o varios cárcamos en los que se recolecten los escurrimientos de agua superficial.

7.2.3 Tablestacas y muros colados en el lugar

Para reducir los problemas de filtraciones de agua hacia la excavación y los daños a construcciones vecinas, se podrán usar tablestacas hincadas en la periferia de la excavación o muros colados in situ (muro Milán). Las tablestacas o muros deberán prolongarse hasta una profundidad suficiente para interceptar el flujo debido a los principales estratos permeables que pueden dificultar la realización de la excavación. El cálculo de los empujes sobre los puntales que sostengan estos elementos se hará por los métodos indicados en el inciso 5. El sistema de apuntalamiento podrá también ser de anclas horizontales o muros perpendiculares colados en el lugar.

7.2.4 Secuencia de excavación

El procedimiento de excavación deberá asegurar que no se rebasen los estados límite de servicio (movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por descarga en el área de excavación y en la zona circundante).

De ser necesario, la excavación se realizará por etapas, según un programa que se incluirá en la memoria de diseño, señalando además las precauciones que deban tomarse para que no resulten afectadas las construcciones de los predios vecinos o los servicios públicos; estas precauciones se consignarán debidamente en los planos.

Al efectuar la excavación por etapas, para limitar las expansiones del fondo a valores compatibles con el comportamiento de la propia estructura o de edificios e instalaciones colindantes, se adoptará una secuencia simétrica. Se restringirá la excavación a sañas de pequeñas dimensiones en las que se construirá y lastrará la cimentación antes de excavar otras áreas.

Para reducir la magnitud de las expansiones instantáneas será aceptable, asimismo, recurrir a pilotes de fricción hincados previamente a la excavación y capaces de absorber los esfuerzos de tensión que pueda generar la expansión del terreno.

8. OBSERVACION DEL COMPORTAMIENTO DE LA CIMENTACION

Durante la construcción, se realizarán todas las mediciones requeridas para conocer si ocurre cualquier movimiento imprevisto del suelo que pueda ocasionar daños a la propia construcción, a las edificaciones vecinas y a los servicios públicos.

En las edificaciones con peso unitario medio mayor de 5 t/m^2 o que requieran una excavación de más de 2.5 m de profundidad, y en las que especifique el Departamento, será obligatorio realizar nivelaciones después de la construcción, cada mes durante los primeros meses y cada seis meses durante un periodo mínimo de cinco años para verificar el comportamiento previsto de las cimentaciones y sus alrededores. Posteriormente a este periodo, será obligación realizar las mediciones que señala el Artículo 232 del Reglamento por lo menos cada cinco años o cada vez que se detecte algún cambio en el comportamiento de la cimentación, en particular a raíz de un sismo.

COMENTARIOS AL CAPITULO DE CIMENTACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL Y A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES

1. INTRODUCCION

El diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal presentan dificultades muy superiores a las que son usuales en otras ciudades. El diseñador debe estar familiarizado con las peculiaridades geotécnicas y sísmicas del Valle de México. Para ello, es indispensable que, además de contar con los conocimientos básicos de mecánica de suelos (Refs. 1 y 4) estudie con detenimiento la información de las Refs. 2 a 9. Para una introducción concisa al tema, se recomienda la lectura de la Ref. 10. Los comentarios que se presentan a continuación, así como la aplicación de los criterios señalados en las referencias indicadas no tienen carácter normativo.

2. INVESTIGACION DEL SUBSUELO

En las Refs. 11 y 12 se discuten métodos a seguir para la realización de los diferentes tipos de sondeos.

La problemática de las áreas minadas de la zona I y una metodología para detectar y tomar en cuenta en el diseño las cavernas se exponen en la Ref. 6.

En la Ref. 13 se presentan los procedimientos a seguir para realizar los principales ensayos de laboratorio.

Es recomendable que los materiales se clasifiquen con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (Ref. 14).

Para la investigación de las condiciones de hundimiento regional, es de utilidad consultar la información publicada en forma periódica por la Comisión de Aguas del Valle de México (Ref. 15). Es necesario tener cuidado en la extrapolación de las tendencias observadas durante las décadas pasadas, pues el hundimiento parece haber presentado variaciones de velocidad importantes en los últimos años (Ref. 16).

3. REVISION DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

El diseño de cimentaciones en suelos y en rocas para condiciones especiales no contempladas en el Reglamento puede realizarse por los procedimientos detallados en las Refs. 17 y 18 respectivamente.

Una discusión de los parámetros del suelo a tomar en cuenta y los métodos para el cálculo de movimientos inmediatos se presenta en la Ref. 19.

En la Ref. 3 se trata el problema de la interacción estática suelo-estructura. En la Ref. 20 se proporciona un método simplificado para tomarla en cuenta.

Resultados relativos a las características dinámicas de las arcillas del Valle de México han sido publicados en las Refs. 3 y 21. El comportamiento de diversos tipos de cimentación durante los sismos de 1985 se describe en la Ref. 9. En las Refs. 3, 22 y 23 se proponen métodos para el cálculo de los asentamientos de una cimentación sobre pilotes de fricción.

Para el análisis de la capacidad de carga de pilotes ante cargas laterales, se pueden consultar las refs. 17 y 20.

Mediciones de la magnitud de la fricción negativa en las arcillas del Valle de México se presentan en las Refs. 2, 3 y 24.

Los efectos de escala que pueden presentarse en pilas de gran diámetro se analizan en la Ref. 25.

Existen numerosas soluciones teóricas diferentes para los valores de los coeficientes de capacidad de carga de pilotes de punta o pilas. Se ha incluido en el inciso 3.6 una solución que toma en cuenta la longitud empotrada de pilotes en el estrato resistente. Deberá definirse con precaución el ángulo ϕ de diseño, ya que tiene gran incidencia en los coeficientes de capacidad de carga.

Los diferentes tipos de cimentaciones especiales comunes (de control, penetrantes, etc.) se describen en las Refs. 26 y 27.

4. DISEÑO DE EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

Los diversos métodos de análisis de estabilidad de excavaciones y muros de contención se describen en la Ref. 28.

Problemas y comportamientos a corto plazo característicos de excavaciones en la zona III se presentan en la Ref. 29.

Los efectos del tiempo sobre la estabilidad de taludes en arcillas del Valle de México se analizan en la Ref. 30.

El diseño del sistema de soporte a base de tableros se discute en la Ref. 3. En la Ref. 11 se detalla el análisis de la estabilidad de los muros colados en el lugar. En la Ref. 31 se dan resultados de mediciones de campo en muros de contención colados in situ.

5. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para una evaluación de los diversos procedimientos de construcción de cimentaciones profundas, se pueden consultar las Refs. 32 y 33.

Una evaluación de la utilidad y limitaciones del bombeo para realizar excavaciones en las arcillas del Valle, se presenta en la Ref. 34.

6. REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. y Peck, R.B., 1967, Soil mechanics in engineering practice, John Wiley.
2. Marsal, R.J. y Mazari M., 1959, El subsuelo de la Ciudad de México, *Contribución al 1er. Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos* (Ciudad de México), UNAM, reeditado (español-inglés) en 1969.
3. Zeevaert, L., 1972, Foundation engineering for difficult subsoil conditions, Van Nostrand Reinhold Co., New York, USA.
4. Reséndiz, D., Springall, G., Rodríguez, J.M. y Esquivel R., 1970, "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México", *Memorias de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos*, publicadas por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
5. Nabor Carrillo, El hundimiento de la Ciudad de México y Proyecto Texcoco, Secretaría de Hacienda y Crédito Público, México, 1969, difusión por parte de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
6. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, *Cimentaciones en zonas minadas de la Ciudad de México*, Memoria del simposio celebrado el 12 de marzo de 1976.
7. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1978, *El subsuelo y la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México*, Memoria del simposio celebrado el 10 de marzo de 1978.
8. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1986, *Simposio Los sismos de 1985: Casos de Mecánica de Suelos*, Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México el 5 de septiembre de 1986.
9. Auvinet, G. y Mendoza, M.J. "Comportamiento de diversos tipos de cimentación en la zona lacustre de la Ciudad de México durante el sismo del 19 de septiembre de 1985", Ref. 8.
10. Marsal, R.J., 1986, Notas sobre el diseño y construcción de cimentaciones en el Distrito Federal, *Publicación de la Comisión Federal de Electricidad No. 61*.
11. Comisión de Vialidad y Transporte Urbano, Departamento del Distrito Federal, 1986, "Manual de estudios geotécnicos. Solución subterránea en cajón; Estudio para la tipificación del metro de la Ciudad de México D-08".
12. Petróleos Mexicanos, 1974, "Exploración y muestreo de suelos para proyecto de cimentaciones", Norma Núm. 2.214.05, publicada por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
13. SARH, 1970, Manual de mecánica de suelos.
14. Juárez-Dadillo, F. y Rico, A., 1967, Mecánica de suelos, LIMUSA.

15. Comisión de Aguas del Valle de México, SARH, *Boletines de Mecánica de Suelos*, Números 1 a 8.
16. Botas, G. y Téllez, J.B., 1985, "Asentamientos regionales en la Ciudad de México", *Memoria del simposio sobre la Mecánica de Suelos y la Geohidrología*, celebrado en la Ciudad de México, publicación de la SMMS y la AGM.
17. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.2.4, Cimentaciones en suelos.
18. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo B.3.3, Cimentaciones en rocas.
19. Reséndiz, D., Nieto, J.A., Figueras, J., 1967, "The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements", *Memoria del Tercer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, pp. 443-466, Caracas, Venezuela.
20. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo C.2.2, Diseño estructural de cimentaciones.
21. Romo, M.P. y Jaime, A., 1986, "Características dinámicas de las arcillas del Valle de México y análisis de respuesta sísmica del suelo. Primera etapa", *Informe del Instituto de Ingeniería*, UNAM.
22. Reséndiz, D. y Auvinet, G., 1973, "Analysis of pile foundations in consolidating soils", *Series del Instituto de Ingeniería*, E7, UNAM.
23. León, J.L., y Reséndiz, D., 1979, "Método simplificado para calcular asentamientos de pilotes de fricción", *Series del Instituto de Ingeniería*, No. 420, UNAM.
24. Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "Fricción negativa en pilotes: Estado actual del conocimiento", Ref. 7, p. 203.
25. Meyerhof, G.G., "Scale effects on ultimate pile capacity", *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, 1983, pp. 797-806.
26. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1980, "Reunión conjunta consultores-constructores de cimentaciones profundas", *Memoria del simposio celebrado en la Ciudad de México en septiembre de 1980*.
27. Informe sobre pilotes de control (1987), Formulado por empresas Colinas de Buen, TGC, Tiafi y DIRAC, a solicitud de Teléfonos de México.
28. Comisión Federal de Electricidad, 1981, *Manual de diseño de obras civiles*, capítulo II.2.3, Estructuras de tierra.
29. Reséndiz, D. y Zonana, J., 1969, "La estabilidad a corto plazo de excavaciones a cielo abierto en la arcilla del Valle de México", Ref. 5, p. 203.
30. Alberro, J., 1979, "Etabilite a long terme des excavations dans la ville de Mexico", *Memoria del Simposio Internacional de Mecánica de Suelos*, organizado en Oaxaca, Oax., por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
31. Alberro, J., 1970, "Investigaciones sobre el metro-politano de la Ciudad de México-Mediciones efectuadas en las excavaciones", *Revista Ingeniería*, Julio-Septiembre, Facultad de Ingeniería, UNAM.
32. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1976, "Cimentaciones profundas coladas in situ", *Memoria de la Reunión Conjunta ADSC-SMMS*, celebrada en la Ciudad de México el 25 de junio de 1976.
33. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1983, *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*.
34. Reséndiz, D., 1970, "Efectos del bombeo electromóxico en las arcillas del Valle de México", Tomo II, pp. 73 a 75, *Memoria de la Quinta Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, México*.

BIBLIOGRAFIA.

- 1.-COMISION DE VIALIDAD Y TRANSPORTE URBANO (COVITUR).
Características Geológicas y Geotécnicas del Valle de México, Serie 100 Km del metro. Publicaciones Covitur y D.D.F. Vol. No.1. México, D.F., Septiembre de 1986.
- 2.-DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS, Normas de Proyectos del Departamento del Distrito Federal, Tomo No. 1, Diseño. Diario Oficial. México, D.F., Año 1980.
- 3.-DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS, Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones para el Distrito Federal. Editorial Diario Oficial. México, D.F., Noviembre de 1987.
- 4.-GONZALEZ Flores, Manuel, Boletín Informativo de la Academia Mexicana de Ingeniería. Publicaciones Palacio de Minería. Vol.2, No.3. México, D.F., Junio de 1979.
- 5.-GONZALEZ Flores, Manuel, Congreso Internacional de Planificación Joyas Arquitectónicas y Evaluación de Edificios con Sistema Mexicano. Congreso Inter-nacional de Planificación. México, D.F., Octubre de 1964

- 6.-GONZALEZ Flores, Manuel, Como Reunir las Ventajas de las Cimentaciones por Superficie Flotación, Pilotes fijos y por Adherencia a través de Pilotes de Control. Pilotes de Control S.A. México, D.F., Año 1957.
- 7.-JUAREZ Badillo y RICO, Jose Maria, Metánica de Suelos, Volumen I y II. Limusa. México, D.F., Año 1978.
- 8.-LEON, Jose Luis y RESENDIZ, Daniel, Cálculo de Asentamientos de Cimentaciones sobre Pilotes de Fricción. Publicaciones del Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F., Noviembre de 1979.
- 9.-PECK, Ralph y otros, Ingeniería de Cimentaciones. Limusa. México D.F., Año 1987.
- 10.-S.A.H.D.P., Memorias de Recimentación en Catedral y Sagrario Metropolitanos. Publicaciones S.A.H.D.P. México, D.F., Año 1975.
- 11.-SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS, Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes. Publicaciones S.M.M.S. México, D.F., Año 1983.

- 12.-SALAZAR Resines, Javier, Control en las Cargas en la Cimentación y de los Asentamientos de Edificios Mediante Mecanismos en los Pilotes. Dirección Académica del Instituto de Ingeniería, UNAM. México, D.F., Año 1982.

- 13.-TELLEZ Pizarra, Mariano, Estudio de Cimientos para los Edificios. Tipografía de la Dirección de Telegrafos Federales. México, D.F., Año 1907.

- 14.-TAMEZ G., Enrique, Criterios para Diseño Estático y Sísmico en cimentaciones sobre Pilotes de Control. Publicaciones T.G.C. México, D.F., Junio de 1986.

- 15.-ZAMORA Millan, Francisco y otros, Investigaciones Recientes Cimentaciones Profundas. Revista de la Facultad de Ingeniería, UNAM. México, D.F., Año 1984.