



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS  
SUPERIORES ARAGÓN**

**ASENTAMIENTOS  
DIFERENCIALES**

**TESIS**

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**MAURO ACOSTA MORA**

**DIRECTOR: ING. GABRIEL ÁLVAREZ BAUTISTA**

**SAN JUAN DE ARAGÓN, ESTADO DE MÉXICO, ABRIL 2014**





Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

# INDICE

INTRODUCCIÓN	3
1.- RESEÑA HISTORICA	4
1.1 generalidades sobre los suelos	
1.2 formación de suelos	
1.3 características del subsuelo	
1.4 zonificación geotécnica	
2.- CAUSAS QUE HAN MOTIVADO LOS ASENTAMIENTOS EN LA CIUDAD DE MEXICO	18
2.1 origen del fenómeno	
2.2 verificación del hundimiento regional	
2.3 cambios físicos en las arcillas	
3.- CONSECUENCIAS QUE HAN PROVOCADO LAS DEFORMACIONES	26
3.1 variación del hundimiento con la profundidad	
3.2 hundimiento diferenciales	
4.- EJEMPLO DE ASENTAMIENTO DIFERENCIAL POR CONSOLIDACIÓN	33
4.1 antecedentes	
4.2 exploración y muestreo del subsuelo	
4.3 pruebas de laboratorio	
4.4 características estratigráficas y físicas del subsuelo	
4.5 evaluación geotécnica de las estructuras	

4.6 subexcavación y renivelación del edificio	
4.7 análisis de cimentación nuevo edificio	
5.- ESPECIFICACIONES Y PROCESO CONSTRUCTIVO PARA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURA CON ASENTAMIENTOS	108
5.1 excavaciones	
5.2 colocación del mejoramiento	
5.3 proceso constructivo de zapatas	
5.4 especificaciones de materiales	
6.- CONCLUSIONES	113
BIBLIOGRAFIA	115

## INTRODUCCIÓN

En los últimos 163 años, desde 1850 a la fecha, la ciudad sufre un proceso lento, pero inexorable de destrucción, porque su subsuelo se está modificando a consecuencia de la sobreexplotación del acuífero para abastecer de agua a los habitantes de la ciudad, el proceso ya alcanza un nivel que se puede calificar como de gran amenaza para la ciudad.

Las características y el comportamiento del subsuelo del Valle de México, tienen su origen del proceso de sedimentación de las partículas volcánicas, cuya alteración dio lugar a los estratos de arcilla lacustre extraordinariamente blandos y deformables que conforman el subsuelo.

Los aspectos geológicos y las condiciones climáticas e hidráulicas de la Cuenca de México, permitieron la formación de tan singular subsuelo y la gran deformabilidad de estas arcillas ha causado enormes daños en las estructuras que se asientan sobre ellas.

Es interesante precisar que la Cuenca de México es muy extensa, de casi 100 km por 100 km, está conformada por varias sierras y cadenas montañosas, y en su interior existen sierras aisladas, a la parte más plana de la cuenca convencionalmente se denomina el Valle de México y que en el pasado fue un enorme lago.

Este escrito tiene como principal finalidad la recopilación de información técnica para conocer la problemática que conllevan los asentamientos diferenciales, el origen del problema de los hundimientos, las causas que lo han motivado, las consecuencias que ha producido el comportamiento del subsuelo blando de la Ciudad de México.

Los asentamientos han constituido un reto hasta la actualidad para los Ingenieros Civiles y Constructores, para mantener la funcionalidad de nuestra ciudad, aportando conocimientos y metodologías que faciliten la ejecución de las grandes obras de ingeniería que se ha requerido la ciudad.

Y aunque este fenómeno es antiguo, su estudio y análisis sigue siendo un tema de actualidad, pues a pesar de los grandes esfuerzos realizados no ha sido posible dominarlo, y nos obliga a implementar soluciones urgentes para preservar estructuras dañadas y a replantearnos criterios y estrategias para frenar sus efectos futuros.

*"entender a los fenómenos de la naturaleza es una tarea difícil y de tiempo,  
que el ingeniero científico tiene que descubrir sin desesperarse"*  
Leonardo Zeevaert Wiechers

## 1. RESEÑA HISTORICA

Durante la construcción de El Gran Canal del Desagüe de la Ciudad de México, en la última década del siglo XIX, Roberto Gayol, Director de Obra, descubrió y demostró con mediciones de nivelación iniciadas en 1891, que la Ciudad de México se estaba hundiendo a una velocidad que variaba de 3 a 5 cm/año y que este fenómeno estaba afectando al Gran Canal disminuyendo su pendiente topográfica en los primeros Kilómetros. Cincuenta y seis años más tarde (1947), cuando las velocidades del hundimiento habían aumentado de 5 a 6 veces los valores medidos por Gayol, Nabor Carrillo presentó un modelo analítico basado en la teoría de la consolidación de Terzaghi, con el que demostró que el hundimiento era causado por la pérdida de presión hidráulica producida por la extracción de agua desde los acuíferos profundos que se ubican los al los depósitos compresibles de arcilla lacustre muy blanda, sobre los que se apoyan los edificios del centro de la ciudad.

Esta explicación científica de un problema práctico desarrollada por Nabor Carrillo fue la base para crear conciencia de los técnicos y gobernantes acerca del hundimiento y condujo, en 1953, a la aplicación de medidas técnicas y administrativas, que contribuyeron grandemente a reducir la intensidad del fenómeno y de los daños producidos por hundimientos diferenciales en las instalaciones municipales de agua, drenaje y en algunos edificios, antiguos o modernos. A sí en ese tiempo, la Basílica de Guadalupe mostraba y a dramáticamente su inclinación y los edificios modernos cimentados sobre pilotes de punta comenzaban a emerger de la superficie del terreno circundante, sufriendo también, algunos de ellos, las consecuencias de los desplazamientos diferenciales.

Hoy, a más de un siglo del descubrimiento por Roberto Gayol y a 63 años de su explicación científica por Nabor Carrillo, el fenómeno del hundimiento regional persiste, con manifestaciones aún más dramáticas de los efectos acumulados a través del tiempo, causando asentamientos diferenciales, distorsiones, desplomos y agrietamientos de las estructuras coloniales ubicadas en el Centro Histórico de la Ciudad de México. Buen número de estas construcciones se encuentran en condiciones críticas de estabilidad y presentan alto riesgo de colapso ante sismo, debido al deterioro estructural que han sufrido. Instalaciones municipales tan importantes como el Metro, el Drenaje Profundo y la Red de Agua Potable sufren

también sus efectos. Por el lo, no obstante ser el hundimiento regional un fenómeno antiguo, su estudio y análisis sigue siendo tema de actualidad, pues a pesar de los grandes esfuerzos realizados no ha sido posible dominarlo, y hoy nos obliga a implementar soluciones urgentes para preservar estructuras dañadas y a replantearnos criterios y estrategias para frenar sus efectos futuros.

## 1.1 Generalidades sobre los Suelos

La cuenca de México se encuentra en la parte central de la Faja Volcánica Transmexicana, mide en la dirección norte sur unos 90 km y en la dirección este oeste es muy ancho en la parte norte casi 100 km mientras que en la sur solo alcanza unos 50 km; su área es de aproximadamente 9,600 km<sup>2</sup>. La elevación de su planicie es de 2,240 m en la parte sur y de 2,390 m en la norte; las montañas que lo circundan están a 3,000 m y el pico más alto es el Popocatepetl a 5,500 m Fig. 1.

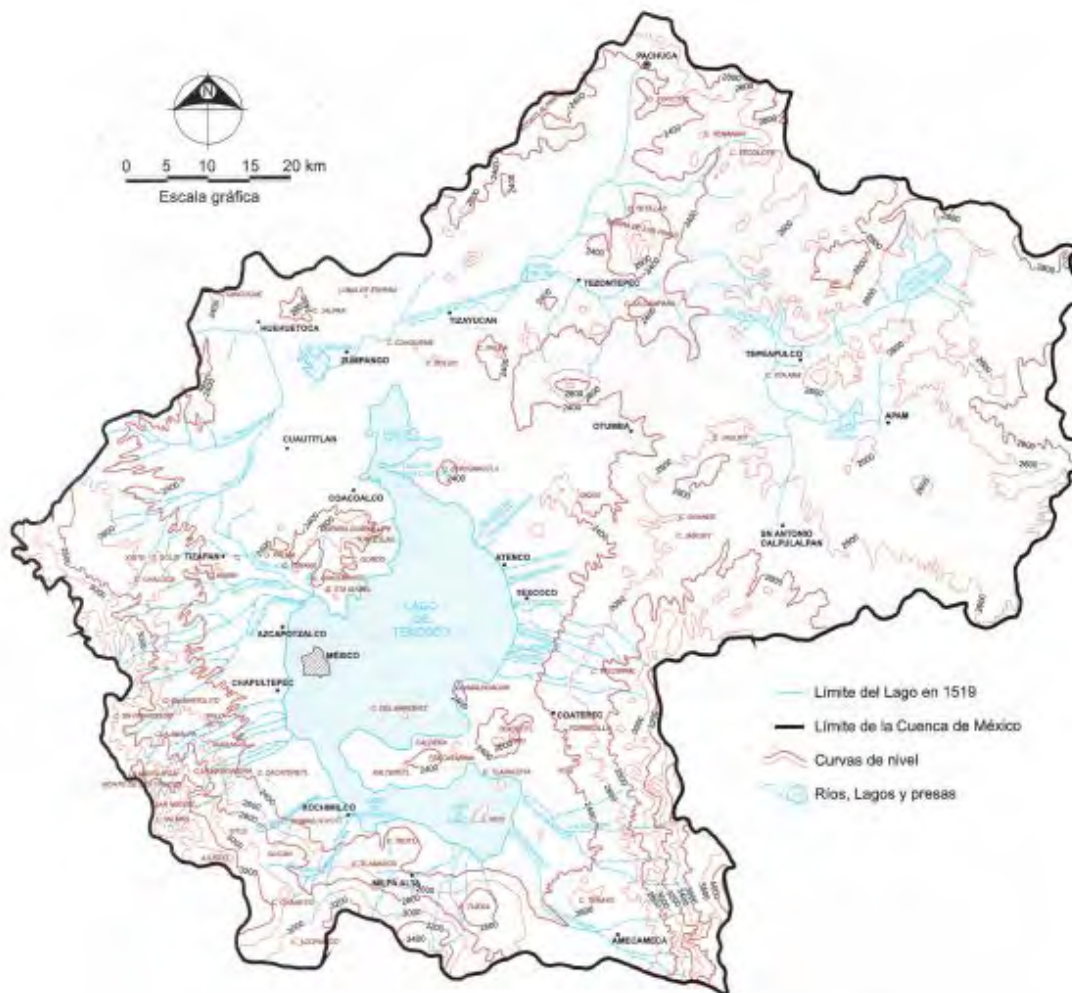
Sus subsuelos se puede describir como un complejo cúmulo de sucesivas formaciones volcánicas que alcanzan más de 2,000 m de espesor, el cual descansa sobre un basamento de rocas sedimentarias marinas. El espesor de estas formaciones se comprobó con el sondeo a 2,000 m de profundidad que se realizó en el lago de Texcoco y que se ratificó desde con los cinco sondeos que se realizaron como parte de los estudios para comprender y evaluar los efectos de los sismos de 1985.

## 1.2 Formación de suelos

**Origen de los suelos.** Los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se formaron durante los periodos Pleistoceno y Holoceno. El primero duro más de un millón de años y el segundo, llamado también Reciente, tuvo 10,000 años de duración.

Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de depositación y de alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los periodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago bajo y se formaron costras

endurecidas por deshidratación inducida por secado solar. O tras interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los periodos de sequía también ocurrían erupciones volcánicas, las que formaban costras duras cubiertas por arenas volcánicas. La velocidad con la que se depositaron los suelos es del orden de un metro por cada cuatro mil años, lo cual se ha fechado con pruebas de carbono 14. La costra superficial data de los últimos 8,000 años.



**Fig. 1 Topografía e hidrología de la Cuenca de México**

**Tipos de suelos.** El proceso descrito formo una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda, separados por lentes duros de limos y arcillas arenosas, costras secas y arenas, basálticas o pumíticas, de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales



debido a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas del vaso y pierden importancia y aun llegan a desaparecer al centro del mismo.

Los suelos duros o tobas rojizas arcillosas de Las Lomas son la consecuencia de la alteración del polvo volcánico depositado en un clima relativamente caliente, condición en que se producen suelos con coloides debido a la actividad fitológica más intensa.

### 1.3 Características del subsuelo

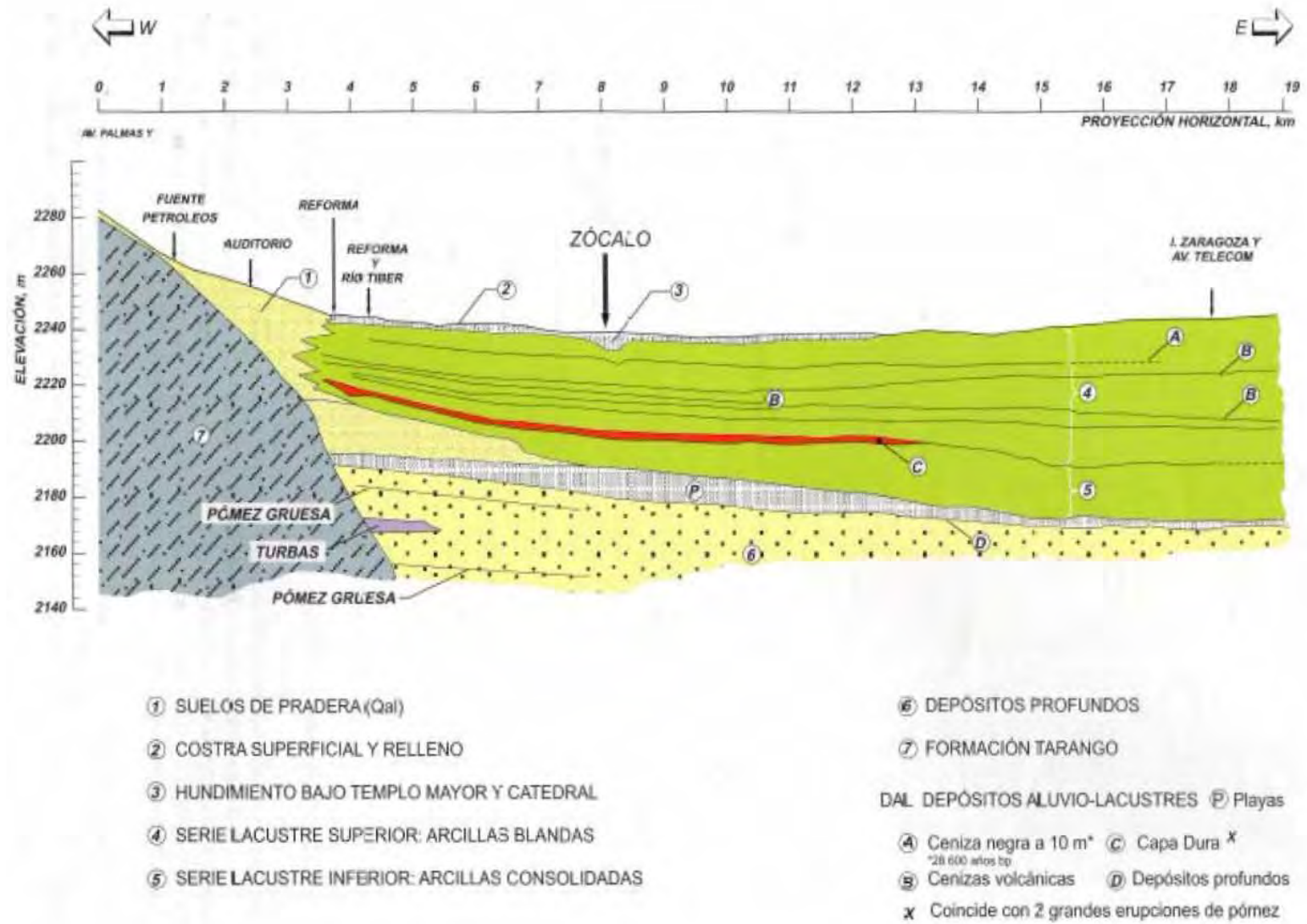
**Antecedentes.** Los profesores Raul J. Marsal y Marcos Mazari y, por separado, el Dr. Leonardo Zeevaert, investigaron durante años la estratigrafía del Valle; sus trabajos se enfocaron a la solución de problemas de cimentaciones de edificios que se iban a construir. De los casos prácticos que estudiaron, laboriosamente recopilaron la información que a través de los años les permitió interpretar la estratigrafía y las propiedades de los suelos.

#### Estratigrafía de la zona del lago

**Generalidades.** De acuerdo con el modelo estratigráfico inicialmente propuesto por Marsal y Mazari, la secuencia de los suelos de la antigua zona lacustre está integrada por:

- a) La costra superficial, la cual en muchas partes está cubierta con rellenos artificiales de espesor variable. Los más gruesos se encuentran en el Centro Histórico y tienen varios metros de espesor.
- b) La formación arcillosa superior, con arcillas blandas a muy blandas.
- c) La capa dura, que separa las dos formaciones arcillosas.
- d) La formación arcillosa inferior, con arcillas más consolidadas.
- e) Los depósitos profundos, constituida por materiales granulares

Fig. 2 Secuencia pleistocénica debajo de la Ciudad de México



Marsal y Mazari clasificaron cada tipo de suelos según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, en lo cual intervienen su identificación visual y al tacto, sus contenidos de agua y los límites de consistencia. La base estadística de sus determinaciones se basa en un enorme número de ensayos de laboratorio.

En la práctica actual para definir la estratigrafía de un sitio se recurre con mayor frecuencia al uso de sondeos de cono eléctrico los cuales permiten visualizarla rápidamente y ceteramente. Incluso se pueden advertir los cambios que han sufrido los suelos por el efecto de cargas sostenidas o por los abatimientos de la presión de agua intersticial inducidos por el bombeo regional.

El corte estratigráfico de Zeevaert que atraviesa la ciudad de oriente a poniente fue una gran aportación para comprender la secuencia estratigráfica del subsuelo de la ciudad; es el corte complementado con información posterior obtenida de sondeos convencionales y de cono eléctrico se muestran en la Fig. 2. El orden, la uniformidad de los estratos así como las características principales del subsuelo se ilustran en las Fig. 3 y 4, con la ayuda de sondeos de cono eléctrico.

A continuación se describen los estratos de la zona lacustre mencionados anteriormente:

**Costra superficial (CS).** En general está formada por tres subestratos, que constituyen una secuencia de materiales cubiertos por un relleno artificial heterogéneo:

a) Relleno Artificial (CS). Constituido por restos de construcción y por relleno arqueológico, su espesor varía entre 1 y 7 m en el centro de la ciudad aunque bajo la Catedral en ocasiones excede los 15 m. Este relleno es de unos dos metros en el resto del Centro Histórico y casi inexistente en el centro y las orillas del lago.

b) Suelo blando (SB). Se le puede describir como un depósito aluvial blando de tan pequeño espesor que a veces pasa desapercibido. Fue el sedimento fangoso que se depositó en el fondo del último lago; suele tener intercalados lentes de material eólico, que en muchos sitios quedó atrapado bajo el relleno artificial.

c) Costra Seca (CS). Se formó como consecuencia de un descenso del nivel del lago durante el cual quedaron expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares con lo cual la Costra Seca quedó fuertemente consolidada.

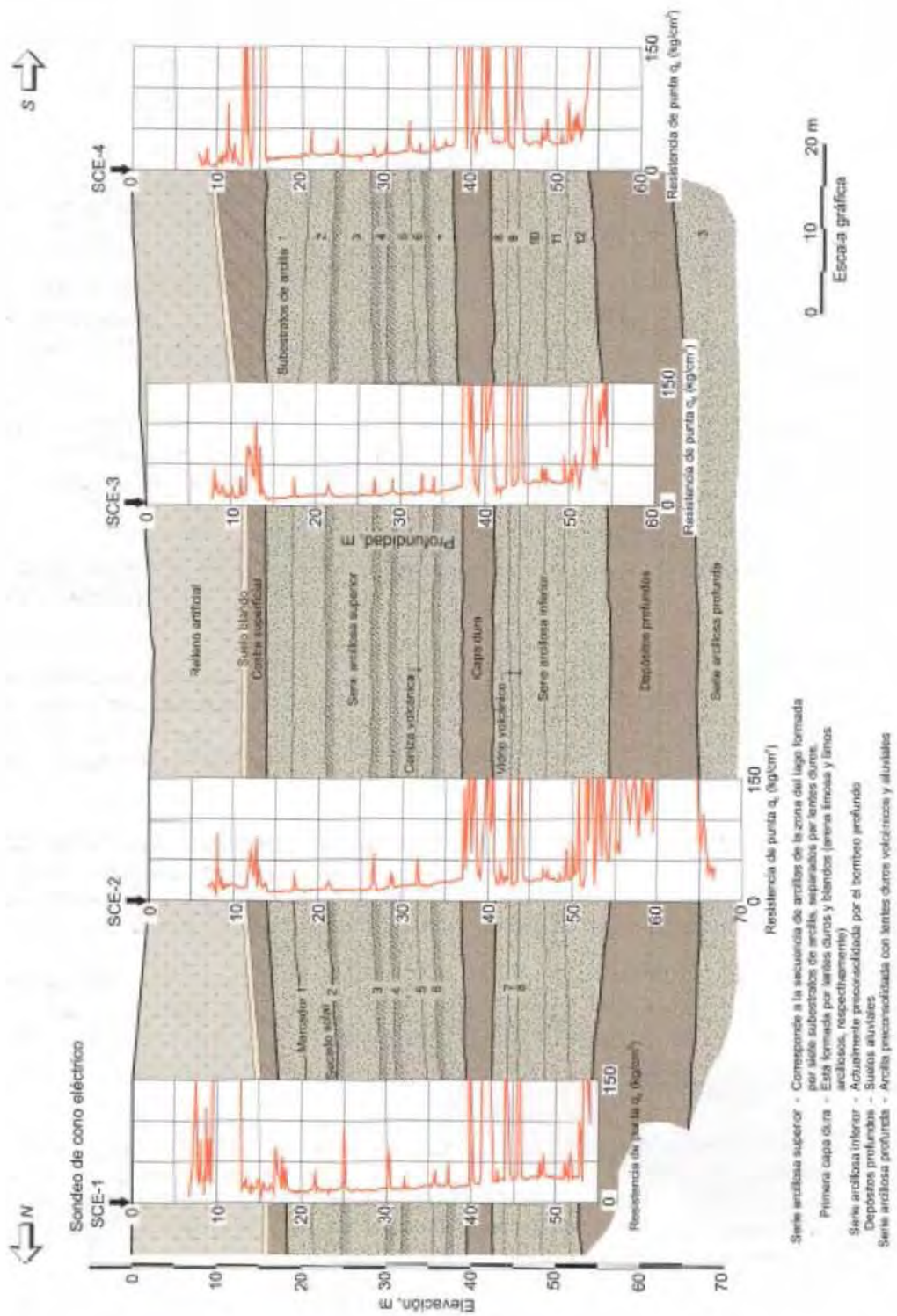


Fig. 3 Corte estratigráfico en el Centro Histórico de la ciudad

**Formación arcillosa superior (FAS).** Esta serie tiene un espesor que varía entre 25 y 50 m. Aunque es muy uniforme, se pueden identificar cuatro estratos principales, de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo. Dichos estratos tienen intercalados lentes duros que se pueden considerar como estratos secundarios.

a) Arcillas preconsolidadas superficiales (APS). Este estrato superficial se ha endurecido por efecto del secado solar, por el ascenso capilar del agua, las sobrecargas externas y las que producen los rellenos. Los árboles también han contribuido a consolidarlo pues sus raíces absorben humedad, particularmente en las áreas pavimentadas en donde se dificulta la infiltración de agua pluvial.

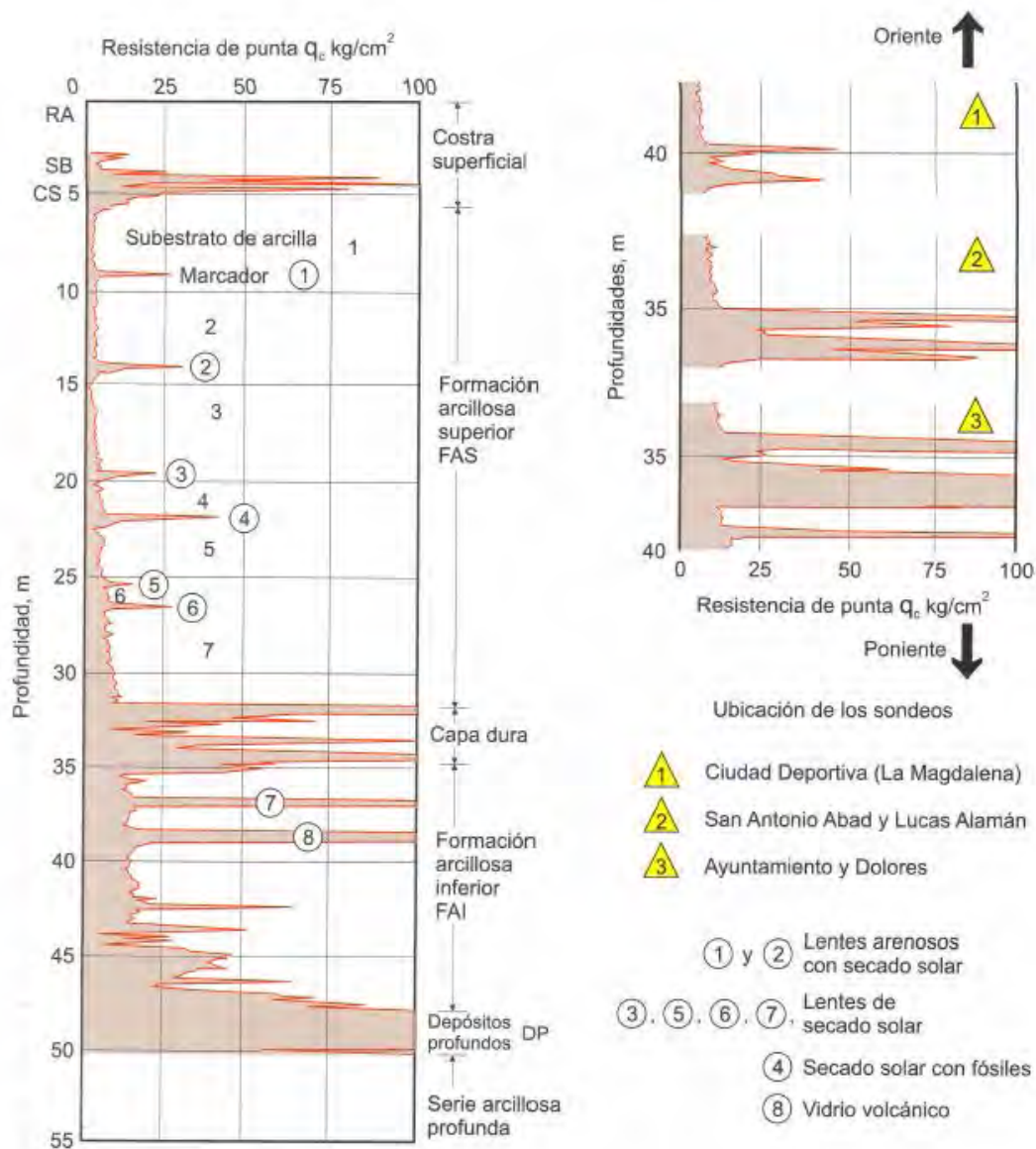
b) Arcillas normalmente consolidadas (ANC). Se localizan por debajo de la profundidad afectada por las sobrecargas superficiales y por arriba de los suelos consolidados por el bombeo profundo. Es importante aclarar que estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque continúan expuestas a un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.

c) Arcilla consolidada profunda (ACP). El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que en las superficiales. Se debe aclarar que se trata de arcillas normalmente consolidadas en virtud de la pérdida continua de presión de agua que prevalece. Solo en el remoto caso de que se recuperara la presión en el agua serían arcillas preconsolidadas.

d) Lentes Duros (LD). Los estratos de arcilla están interrumpidos o intercalados por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómez cuyo espesor va desde unos centímetros hasta cerca de 2 m.

La importancia de localizarlos en la secuencia estratigráfica es la de permitir diferenciar los subestratos arcillosos, información útil para guiar el muestreo selectivo y para correlacionar los resultados de laboratorio.





**Fig. 4** Sondeo que ilustra los estratos marcadores y las variaciones de resistencia de la capa dura

**Capa Dura (CD).** Es un depósito heterogéneo en el cual predominan limos arenosos con algo de arcilla y ocasionales gravas. Tiene una cementación muy errática y su espesor, variable; es muy delgada en la zona central del lago de Texcoco que no llegó a secarse y alcanza unos 5 m en lo que fueron sus orillas.

La complejidad estratigráfica de la capa dura ha dificultado la extracción de muestras intactas que permitan definir con fiabilidad sus propiedades mecánicas, sin embargo con la implementación del cono eléctrico como

herramienta de exploración geotécnica, se han revelado su complejidad y peculiaridades. Dentro de la estratigrafía de la cuenca del valle de México la capa dura desempeña un papel importante en las cimentaciones profundas de la ciudad, ya que para muchas estructuras sirven como apoyo de pilotes de punta, de control y de punta penetrante.

**Formación Arcillosa Inferior (FAI).** Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duras, en un arreglo semejante al de la serie arcillosa superior. Su espesor es de unos 15 m al centro del lago y prácticamente desaparece en sus orillas.

**Depósitos Profundos (DP).** Constituyen una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 m, está más endurecida que la inferior, en donde se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

### **Estratigrafía de la zona de transición**

**Generalidades.** Los depósitos de transición forman una franja entre los suelos lacustres y las sierritas que rodean al valle o los aparatos volcánicos que sobresalen en la zona del lago. Como el lago central nunca fue profundo, los arroyos que bajaban por las barrancas y desembocaban en la planicie formaron deltas poco extensos que se introdujeron en el cuerpo lacustre. Consecuentemente, los clásticos fluviales y aluviales se acumularon en el quiebre morfológico y se intercalaron localmente con las series arcillosas. Las transiciones pueden clasificarse como interestratificada y abrupta.

**Transición interestratificada.** Esta condición se presenta en los suelos que se originaron en las barrancas, donde se acumularon los acarreos fluviales que descendieron de Las Lomas a la planicie, contiene en sus partes más profundas la llamada Capa Dura, depósitos glaciares, laháricos y fluvioglaciales pero también pueden encontrarse depósitos aluviales recientes.

**Transición Abrupta.** Esta transición o contacto de las arcillas lacustres con roca volcánica; se le encuentra en el Peñón de los Baños, el Peñón del Marqués, el Cerro de la Estrella y el cerro del Tepeyac. La estratigrafía típica de estas zonas está integrada por la serie arcillosa lacustre, interrumpida por numerosas lentes duras de los materiales erosionados de los cerros vecinos.

## **Estratigrafía de la zona de lomas**

**Generalidades.** La mayor parte de la zona de lomas se localiza al poniente de la ciudad, hasta los límites con el Estado de México. En el sur incluye las faldas de la Sierra de Chichinautzin, hasta valle de Chalco y en el norte el Peñón de los Baños, la Sierra de Guadalupe, los cerros del Chiquihuite y del Tigre así como el cerro de La Estrella y la Sierra de Santa Catarina los cuales separan a la subcuenca de Xochimilco-Chalco de la de México-Texcoco.

En la formación de Las Lomas del poniente se observan elementos litológicos producto de erupciones de grandes volcanes estratificados. Los depósitos más antiguos presentan fracturamientos y fallamientos tectónicos que en general no están asociados a inestabilidades locales, dirigidos principalmente al Noreste, dirección que mantiene la mayoría de las barrancas de la zona.

Los materiales naturales que se encuentran en Las Lomas del poniente son:

- a) Tobas y lahares fracturados. Estos materiales pueden presentar fracturas en direcciones concurrentes que general bloques potencialmente inestables los cuales pueden activarse bajo la acción de un sismo o por efecto de la alteración de las superficies de fracturamiento, al estar sometidos a humedecimiento por la infiltración de escurrimientos no controlados. Un aspecto significativo de las tobas es que alunas de ellas son muy resistentes al intemperismo e incluso se endurecen al exponerse al ambiente por efecto puzolánico, mientras que otras son fácilmente degradables y erosionables.
- b) Depósitos de arenas pumíticas y lahares de arenas azules. Estos suelos se encuentran en estado compactado, semicompactado y en ocasiones están ligeramente cementados. Su cohesión, generada por la tensión superficial asociada a su bajo contenido de agua, permite hacer cortes verticales en estos depósitos pero los ciclos de humedecimiento y secado pueden hacerlos fallar.



- c) Lahares poco compactados y de póósitos glaciares y fluvio-glaciales. La cementación y la compacidad de estos depósitos son muy erráticas, suelen variar de muy cementadas a sueltas.

En la zona de transición el agua y el viento son los principales agentes de erosión por lo cual es necesario proteger estos materiales contra el intemperismo prolongado.

**Basaltos.** Están formados por coladas lávicas que presentan discontinuidades como fracturas y cavernas, ocasionalmente rellenas de escoria. La estabilidad de excavaciones en estos basaltos debe analizarse en función de los planos principales de fracturamiento y no de la resistencia intrínseca de la roca. En la exploración geotécnica de esta zona tiene más valor el reconocimiento geológico detallado y la perforación controlada con martillos neumáticos en un número suficiente de puntos, que la obtención de muestras con barriles de diamante y máquinas rotatorias.

#### 1.4 Zonificación Geotécnica

**Zona del lago.** Se caracteriza porque en ellas las arcillas blandas tienen grandes espesores, de acuerdo con la localización e historia de cargas se ha dividido en tres subzonas, atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes: 1) el espesor y propiedades de la costra superficial y 2) la consolidación inducida en cada sitio.

- a) Lago Virgen (LV). Aunque, a consecuencia de las acciones del hombre, ya no existen arcillas tan blandas como las que existieron hace 400 años, resulta razonable identificar como arcillas en condición virgen a las más blandas de lo que ahora es el vaso del ex-lago de Texcoco. Sin embargo, como consecuencia del desarrollo de esa zona las sobrecargas se han incrementado e intensificado el bombeo profundo.
- b) Lago Central I (LCI). Corresponde al sector no colonial de la ciudad el cual se desarrolló a par tir de principios de este siglo y han estado sujetos a las sobrecargas por construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas del subsuelo en esta zona representan una condición intermedia entre las del Lago Virgen y las del Lago Central II.

- c) Lago Central ( CLII). Esta subzona es tá l imitada p or l a ant igua t raza de l a ciudad y en ella la historia de c argas aplicadas en la superficie ha sido muy variable por l o q ue se pr esentan l as s iguientes c ondiciones extremas; 1 ) arcillas fuertemente c onsolidadas p or l os r ellenos y grandes sobrecargas de construcciones aztecas y coloniales; 2) arcillas blandas, asociadas a l ugar es que han al ojado plazas y j ardines dur ante l argos per iodos de t iempo, y 3) arcillas, muy blandas en los cruces de antiguos canales.

**Zona de transición.** La frontera entre la zona de transición y la del Lago se definió a partir de los sitios donde desaparece la serie arcillosa inferior y en los cuales la Primera Capa Dura esta aproximadamente a 20 m de profundidad con respecto al nivel medio de la planicie. La zona de t ransición se dividió en dos subzonas, en función de s u c ercanía c on l a Z ona de Lomas y del es pesor de s uelos relativamente blandos. Las dos subzonas, llamadas transición alta y baja, tienen características diferentes de resistencia al corte.

- a) Transición A lta ( TAL). E s l a m ás pr óxima a Las Lomas y pr esenta irregularidades estratigráficas debido a l a presencia de depósitos aluviales cruzados. La f recuencia y d isposición de e stos dep ósitos de pende de l a cercanía a antiguas barrancas.
- b) Transición B aja ( TBA). C olinda c on l a z ona d e l ago y en ella l a s erie arcillosa superior tiene intercalaciones de estratos limoarenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía c ompleja, donde l os es pesores y propiedades de l os materiales p ueden tener v ariaciones i mportantes e n cortas d istancias, d ependiendo de l a u bicación del s itio e n e studio c on respecto a l as barrancas, a l os c auses de antiguos r íos y s us abanicos aluviales.
- c) Transición A brupta ( TAB). E s l a transición entre las zonas del Lago y los cerros aislados como el peñón de los Baños, en la que las arcillas lacustres están i ntercaladas c on n úmeros l entes de materiales er osionados de l os cerros y hasta l entes delgados de travestino silicificado.

**Zona de Lomas (LOM).** Los suelos de la Zona de Lomas presentan condiciones irregulares de c ompacidad y c ementación l as c uales i nciden d irectamente en l a

estabilidad de las excavaciones. Con la excepción de los cortes efectuados en lahares compactos, en los demás depósitos pueden desarrollarse mecanismos de falla.

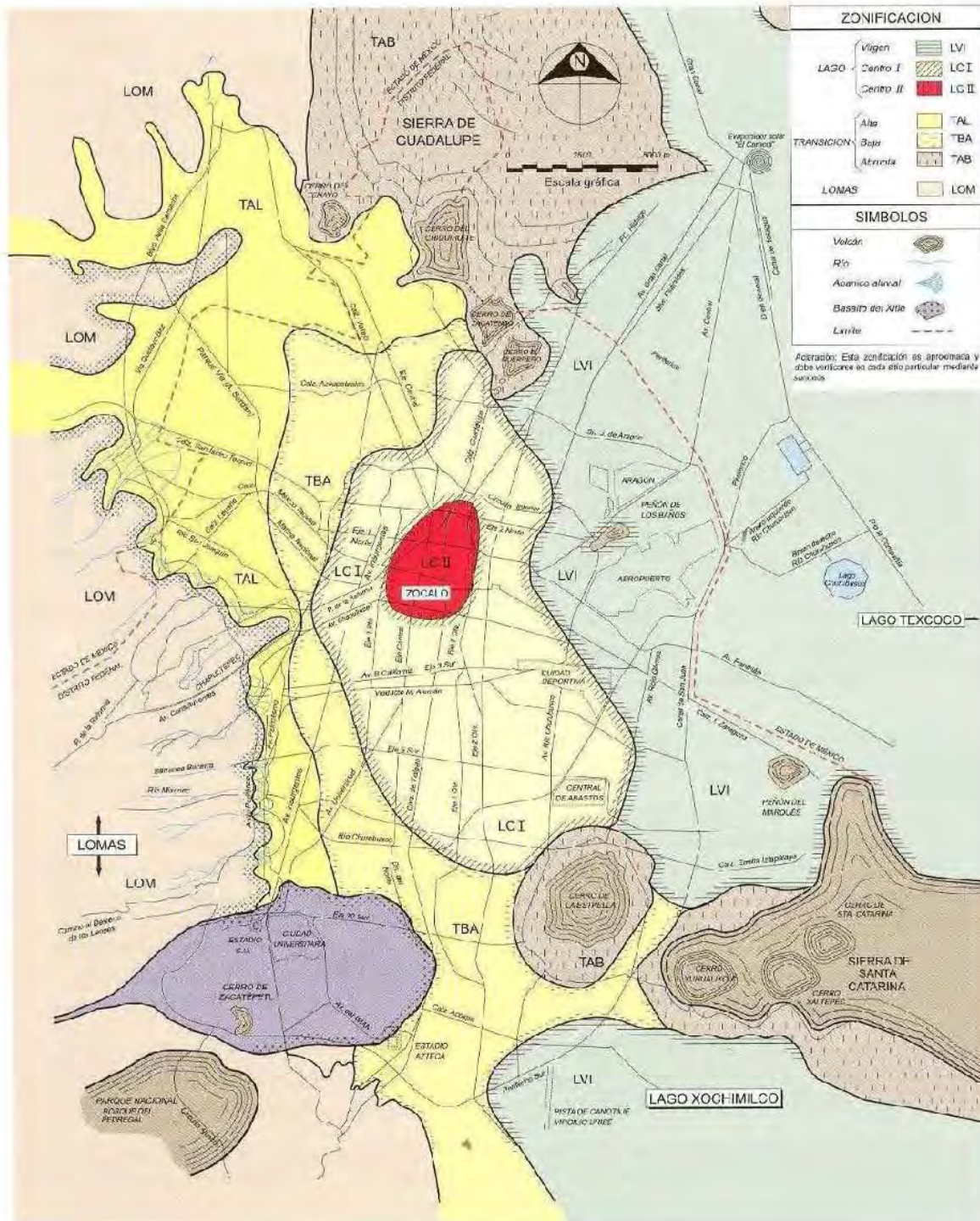


Fig. 5 Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

## 2. CAUSAS QUE HAN MOTIVADO LOS ASENTAMIENTOS EN LA CIUDAD DE MÉXICO

### 2.1 Origen del fenómeno

La extracción de agua de los acuíferos se califica como sobreexplotación cuando se saca un caudal mayor que la capacidad natural de recuperación. Tal abuso en una región tiene dos consecuencias:

a) La inevitable reducción de agua extraíble, que llevada al límite puede agotar la fuente. Este exceso está ocurriendo en tantas regiones del mundo, que se ha transformado en una preocupación de la UNESCO, pues afecta a una larga lista de ciudades y regiones del orbe. También contribuye a reducir la producción agrícola mundial.

b) El descenso gradual pero continuo del nivel de los acuíferos provoca la disminución de las presiones del agua intersticial e incrementa el esfuerzo que actúa efectivamente en la parte sólida del suelo. Este último desencadena el proceso de consolidación de los estratos de suelos blandos de toda la región afectada por el bombeo, lo cual se manifiesta con hundimientos de la superficie que casi siempre terminan por dañar a las construcciones y a las instalaciones municipales.

Es interesante comentar que los casos más alarmantes son Venecia, porque el fenómeno causa gran daño a su valiosísimo patrimonio arquitectónico, a tal grado que para controlar las consecuentes inundaciones que ahora la aquejan se están construyendo compuertas para controlar las mareas máximas; el problema de Bangkok es muy similar al de Venecia. En México el problema se ha extendido a muchos lugares de la república. Sufren de hundimiento regional y los consecuentes agrietamientos, las ciudades de Querétaro, Chetumal, Toluca, Torreón y Aguascalientes; empieza también a manifestarse en Toluca y Puebla.

### 2.2 Verificación del hundimiento regional

A partir de la segunda mitad del siglo pasado los ingenieros y arquitectos de la ciudad de México empezaron a advertir que las calles aparentemente se alzaban y los edificios quedaban más bajos. Como consecuencia de ello eran frecuentes las inundaciones en cada época de lluvias. Pero, además notaron que el nivel de las aguas freáticas se estaba levantando en casi un metro.

Esto generó muchas discusiones técnicas, en las que algunos sostenían que la ciudad de México se hundía. Para comprobarlo se realizaron nivelaciones



topográficas de una retícula de puntos dentro de la ciudad, tomando como referencia la Tangente Inferior del Calendario Azteca, TICA, en ese entonces adherido a la torre poniente de la Catedral Metropolitana, con la hipótesis falsa de que únicamente este punto no se hundía.

La primera de esas nivelaciones se realizó bajo la responsabilidad del Profesor Javier Cavallari de la Academia de San Carlos. La llevó a cabo entre 1860 y 1861, con la ayuda de su alumno Antonio Torres Torija.

La segunda nivelación la hicieron en 1877 los ingenieros Francisco Jiménez y Benvenuto Gómez, a quienes también se les encargó colocar 500 azulejos de referencia con la cota 10 m por debajo del nivel del TICA. Estos primeros azulejos desgraciadamente fueron retirados, porque al observar diferencias con la primera nivelación se creyó que había errores de medición.

La tercera nivelación se ejecutó bajo las órdenes del Ingeniero Roberto Gayol y también se colocaron referencias en 1892. Estas referencias se azulejos de 10 cm de lado que tienen la mitad superior de color blanco y la inferior de azul; definen la cota arbitraria 10 m apoyándose en la referencia TICA.

La cuarta nivelación se llevó a cabo entre 1887 y 1898, también bajo la dirección del Ingeniero Gayol, esta vez referenciada al Banco Superficial Atzacualco, que estaba en el atrio del templo con ese nombre, a unos 900 m al oriente de la Basílica de Guadalupe. Años después se comprobó que ese punto también se hundía y por ello no era confiable y se hizo necesario definir otro banco. Finalmente el Prof. Marsal recopiló la magnitud de los hundimientos en distintos puntos de la ciudad e interpretó el fenómeno del hundimiento.

**Referencias topográficas.** Para comprobar la magnitud y evolución de l hundimiento regional se fue entendiendo la necesidad de contar con referencias confiables: se empezó, como se mencionó antes, con la referencia TICA. Es importante aclarar que ese punto se hundió con velocidad de 2.2 cm/año entre 1898 y 1925 y entre ese último año y 1947 lo hizo a 8.7 cm/año. Ese hundimiento hizo necesario adoptar como referencia el punto ubicado en el atrio de la iglesia de Atzacualco el cual se formalizó en 1936 como Banco No. 85 del boletín de Mecánica de Suelos de la CNA, mediante un clavo hincado en la escalera de acceso, referencia que se abandonó en 1947.

En 1936 se definió el Banco Atzacualco con dos referencias, las No. 86 y 87, separadas verticalmente 69.2 cm, las cuales se dejaron de medir en 1963. El mencionado boletín no precisa la ubicación de esas referencias, para las cuales indica que en esos 27 años se hundieron entre 3 y 4 cm. La última medición del Banco Superior No. 87 se hizo en 1963 y registró una cota de 2244.362 m.

Desde 1959 el boletín incluye en Banco No. 251, que lo define como el “Monumento a Atzacualco, frente a Caseta de Policías de M. Carrera”, las mediciones de este banco indican que hasta 1985 no había sufrido ningún hundimiento y se ignoró la cota 2245.0078 m. Conviene aclarar que este monumento tiene dos placas y que la cota mencionada corresponde a la superior que queda 70.5 cm más alta que la inferior. Es conveniente llamar la atención que este Banco Atzacualco es la referencia topográfica fundamental de la ciudad de México y que se le tiene prácticamente abandonado y expuesto a ser destruido.

Lamentablemente las mediciones de las deformaciones verticales de los estratos de arcillas bajo la catedral Metropolitana que se llevan a cabo desde 1989, han demostrado que la hipótesis del hundimiento con la que se validó la profundidad de los túneles del Sistema de Drenaje Profundo, es totalmente equivocada. En efecto, dichas mediciones, efectuadas en los bancos profundos, indican que la Capa Dura se hundía hasta 1992 con una velocidad de aproximadamente 50% de la que se mide en la superficie y debajo de 80 m no había hundimiento, pero es todavía más inquietante que las mediciones en los mismos bancos, a finales del 2004, demuestran que el hundimiento sumado de las dos formaciones arcillosas, es de 42% y que por debajo de 80 m sea del 58%.

Las mediciones recientes de las condiciones piezométricas en el centro de la ciudad demuestran que el nivel freático ha sufrido un abatimiento continuo que en la zona del Zócalo es del orden de 18 cm al año. Por su parte, también la presión del agua intersticial ha sufrido un abatimiento que alcanza cerca de 25 ton/m<sup>2</sup>. Estas mismas mediciones señalan que existe un manto colgado alimentado por las aguas de lluvia y las fugas en tuberías. Estos tienen pérdidas debidas a bombeos e instalaciones en proceso y cajones de cimentación mal impermeabilizados. A este abatimiento se suma la infiltración del agua a mantos inferiores a través de grietas, pozos para bombeo, sondeos que no fueron sellados y también por las vías permeables de los antiguos manantiales y ojos de agua. Sin embargo es esta penetración podría alargar el tiempo de consolidación de los estratos más someros de arcillas, aunque conlleva el riesgo de facilitar el arrastre de contaminantes.

### **2.3 Cambios físicos en las arcillas**

**Consolidación natural.** El proceso de formación de los suelos implicó que se consolidaran bajo su propio peso, excepto en las costras superficiales, que se consolidan fuertemente por deshidratación inducida por secado solar y que en su parte inferior formaron una zona ligeramente preconsolidada. Considerando que la masa de suelo predominante era muy blanda y normalmente consolidada, la variación de su resistencia al corte con la profundidad de bióserlineal y

seguramente muy similar en cualquier punto del lago. En el centro del lago de Texcoco, que prácticamente no sufrió e tapas de sequía, y donde el contenido salino de sus aguas era más alto, las arcillas resultaron más blandas y compresibles que en el resto de la cuenca.

**Consolidación inducida.** El desarrollo en la zona lacustre de la cuenca de México ha ocasionado un complejo proceso de consolidación, en el que se distinguen los siguientes factores de influencia:

- a) La colocación de rellenos desde la época precortesiana, necesarios para la construcción de templos y viviendas, así como para el desarrollo de zonas agrícolas.
- b) La apertura de tajos y túneles para el drenaje de aguas pluviales y negras lo cual contribuyó al abatimiento del nivel freático, lo que a su vez incrementó el espesor de la costra superficial y consolidó la parte superior de la costra de arcilla.
- c) La extracción de agua del subsuelo, que ha venido consolidando progresivamente las arcillas, desde los estratos más profundos a los superficiales.
- d) La construcción de estructuras, propiciada por el reciente crecimiento urbano.

Los incrementos de esfuerzos efectivos producidos por el bombeo, también modifican a otras propiedades del suelo. Como resultado del proceso de consolidación, el contenido de agua y la relación de vacíos han ido disminuyendo paulatinamente en muchas partes de la zona lacustre, al tiempo que se incrementa su peso volumétrico de los materiales arcillosos. Por otro lado la compresibilidad ha ido disminuyendo mientras que las rigideces estática y dinámica aumentan gradualmente.

#### Mecanismos de deformación por consolidación

Las arcillas del valle de México, como se ha mencionado antes, sufren deformaciones de gran magnitud en procesos de consolidación, como consecuencia de la disminución de su contenido de agua provocados por la aplicación de cargas o la extracción de agua del subsuelo. El proceso de deformación se divide en dos etapas:

**Consolidación primaria.** Es la ocasionada por el drenaje o salida de agua de la estructura del suelo y es una función del incremento de esfuerzos que se transmiten, como consecuencia de las sobrecargas de rellenos y de los pesos de los edificios. La carga aplicada externamente la recibe la estructura del suelo y es el agua por ser casi incompresible la que toma instantáneamente toda la carga,

pero como es un fluido gradualmente se drena y la transmite al esqueleto de los sólidos, con el nombre de incremento de presión efectiva o de los sólidos. La duración de este proceso depende de la distancia que recorre el agua para encontrando de dispar su presión, que puede ser una lente permeable, la superficie donde se pierde por evaporación o las grietas o fisuras que pudieran existir dentro de la masa del suelo. Esta pérdida de volumen de agua es la que se transforma en deformación vertical o asentamiento. En casi todas las zonas de la ciudad esta consolidación primaria ocurre en un lapso variable del orden de uno a cuatro años.

**Consolidación secundaria.** Se interpreta como un mecanismo de deformación viscosa, también provocada por el incremento de los esfuerzos efectivos inducido en la masa de suelo, en el cual la disminución del contenido de agua es muy pequeña. A diferencia de la consolidación primaria, su efecto es manifiesta durante décadas y su magnitud también es una función del esfuerzo aplicado. A pesar de la importancia de este fenómeno ha sido poco estudiado en las arcillas del Valle de México.

En cuanto a los factores que desencadenan cambios de esfuerzos en la masa de suelo, los más importantes y rápidos los induce el hombre de manera directa o como secuela de alguna acción; por su parte, la naturaleza también contribuye a incrementar las deformaciones, aunque en general sus efectos son lentos. Los tres factores que más influyen en los cambios de esfuerzos son:

**Cargas aplicadas.** Pueden ser superficiales como simples rellenos o estructurales cimentadas sucesivamente. En suelos tan blandos como los del vaso del Lago Texcoco, donde aún rellenos de poco espesor causan deformaciones del orden del espesor del relleno y estructuras de dos niveles requieren de cimientos apropiados. Las cargas también pueden ser profundas cuando las trasmiten pilotes o pilas que penetran en la masa de suelo.

**Extracción de agua somera.** Es una práctica que se realiza con carácter de temporal en excavaciones, pero puede convertirse en permanente cuando se trata de desalojar ese líquido de muchos sótanos, sobre todo en edificios del centro de la ciudad, así como en las líneas del metro y en todos los colectores y túneles del sistema de drenaje profundo. La información que se tiene sobre la contribución de este bombeo a los hundimientos en sitios específicos se ha soslayado en general y por ello se desconoce su importancia. Un caso en el que se midió ese fenómeno fue el de la Corrección Geométrica de la Catedral Metropolitana donde se utilizó, durante más de cinco años, un sistema de bombeo a base de puntas eyectoras colocadas en los estratos más someros de la Formación Arcillosa Superior. Con base en las mediciones efectuadas, se determinó que en 1995 la Relación de



Hundimientos fue de 21% (volumen del hundimiento inducido entre volumen de agua extraída), la cual se redujo hasta llegar a 15%, tres años después; este caso permite ratificar que la extracción de agua superficial tiene gran influencia en el valor de los hundimientos que están ocurriendo.

**Extracción de agua de los mantos profundos.** Como se ha mencionado la principal causa de los hundimientos en el Valle de México se deben a la extracción de agua que subyace a las arcillas de la ciudad; se inició en 1847 cuando los señores Páez y Molteni abrieron los primeros pozos de hasta 10.5 m de profundidad. Hacia 1857 se habían abierto 168 pozos que operaban con artesianismo lo cual hacía subir el agua hasta el segundo nivel de las casas. En una inspección de nueve de esos pozos en el centro de la Ciudad se encontró que producían un promedio de 1.5 l/seg por pozo. Posteriormente se intensificó la perforación y se sabe que en 1870 funcionaban unos 1,000 pozos. Poco a poco, el artesianismo se agotó y en adelante se requirió bombeo para extraer el agua. En ese entonces se inició el dramático problema del hundimiento regional, originado por la pérdida de la presión del agua intersticial.

**Estadísticas de extracción de agua del subsuelo.** La información sobre los gastos de agua que se extrajeron del subsuelo, y de otras fuentes tiende a ser dispersa, los gastos de agua de pozos de bombeo que oficialmente suministran algunas autoridades del Gobierno del Distrito Federal se mencionan a continuación.

**TABLA 1. SUMINISTROS PARCIALES DE AGUA**  
(Información del Gobierno del Distrito Federal)

ORIGEN DEL AGUA	CAUDAL
Sistema Norte Chiconautla y Red con 56 pozos	2.4 m <sup>3</sup> /seg
Sistema Centro Poniente con 76 pozos	2.1
Sistema Sur con 242 pozos	9.2
Sistema Oriente con 46 pozos	1.9
Manantiales y pozos particulares	1.3
Sistema Norte Gravamex con 136 pozos	2.3
Sistema Sur Gravamex con 25 pozos	0.7
Total parcial que se extrae del subsuelo	(19.9 m <sup>3</sup> /seg)*
Sistema Lerma con 243 pozos	4.9
Sistema Cutzamala	9.9
<b>TOTAL</b>	<b>34.7 m<sup>3</sup>/seg</b>

\* Este Valor es probable

**TABLA 2. SUMINISTROS PARCIALES DE AGUA**  
(Información de Murillo, 1990)

ORIGEN DEL AGUA	CAUDAL
Extracción del acuífero del Valle	51.9 m <sup>3</sup> /seg
Obtenida de presas y ríos	4.7
Agua importada de otras cuencas	11.5
<b>TOTAL</b>	<b>68.1 m<sup>3</sup>/seg</b>

**TABLA 2. SUMINISTROS PARCIALES DE AGUA**  
(Según varias fuentes oficiales)

ORIGEN DEL AGUA	CAUDAL
Ríos Magdalena y Tlalnepantla (presa Madín)	1.5 m <sup>3</sup> /seg
Bombeo de agua subterránea del Estado de México	35.4
Manantiales de Xochimilco y Desierto de los Leones y de bombeo dentro del Distrito Federal	20.2
Sistema Lerma	6.0
Sistema Cutzamala	13.5
<b>TOTAL</b>	<b>76.6 m<sup>3</sup>/seg</b>

El análisis más reciente del volumen de agua que se extrae del subsuelo lo llevo a cabo el Prof. Marcos Mazari en colaboración con otros investigadores de la UNAM, informen que en 1994, el consumo de agua bombeada en la Zona metropolitana de la Ciudad de México y el área conurbada del Estado de México se acerca a los 73.3 m<sup>3</sup>/seg que se indican en la siguiente tabla, a lo cual deben agregarse los 19.5 m<sup>3</sup>/seg que se importan de las cuencas del Lerma y Cutzamala.

SUBCUENCA	1989		1994		ΔQ (5 años) en m <sup>3</sup> /seg
	Nº de Pozos	Q en m <sup>3</sup> /seg	Nº de Pozos	Q en m <sup>3</sup> /seg	
Zumpango a Cd. De México	13	1.0	45	3.4	2.4
Zumpango	----	---	70/115	5.3/8.7	---
Texcoco	161	12.1	273	20.5	0.7
Ciudad de México	264	19.8	273	20.5	0.7
Chalco - Xochimilco	377	28.3	417	31.3	3.0
<b>TOTALES</b>	<b>815</b>	<b>61.2</b>	<b>975</b>	<b>73.3</b>	<b>6.8</b>

Señalan que la extracción de agua está generando una condición de alarma por las consecuencias que tendrá en el hundimiento regional que seguirá creciendo y provocando daños.

El número de pozos en operación es de unos 1,600, aunque hay innumerables pozos clandestinos y otros fuera de uso pero al estar mal sellados facilitan el flujo descendente de agua. La consecuente pérdida de presión en el agua intersticial contribuye al hundimiento regional.

Otros factores que también tienen influencia en el hundimiento regional sin que su importancia se haya podido cuantificar con rigor son:

**Evaporación Solar.** En los estratos más someros el agua intersticial asciende dentro de la masa del suelo por capilaridad y en la superficie ocurre evaporación. La influencia solar varía durante el año y alcanza su máxima durante la época de secas. Este fenómeno ha sido investigado por el Prof. Jesús Alberro, quien ha llegado a inquietantes conclusiones pues de acuerdo con sus estudios, es factible que ocurran asentamientos de hasta 75 cm en seis meses de sequía intensa y que en las siguientes lluvias solo se recuperen 7.5 cm.

**Extracción de agua por árboles.** Hasta ahora se ha ignorado la influencia de los árboles en el hundimiento regional porque se le ha considerado irrelevante; contribuye a esta simplificación la falta de conocimientos confiables sobre el número y los tipos de árboles que se han sembrado en la zona urbana.

Se carece de datos experimentales que permitan deducir el volumen total de agua que consumen los árboles sembrados en la zona urbana, Broms midió que grandes hayas y abedules sembrados en Estocolmo succionaban de 300 a 500 l/día durante los veranos cálidos; en la literatura sobre silvicultura se afirma que el álamo americano, los eucaliptos y las casuarinas pueden consumir hasta 200 lt en días muy calientes y secos.

Una estimación burda del número de árboles que crecen en la zona urbana y conurbada con subsuelo de arcilla blanda es de 1,600,000 especímenes, los cuales en su mayoría tienen la dificultad para captar agua de lluvias y se carece de la costumbre de regarlos con frecuencia; más aún, la impermeabilidad de los pavimentos y aceras les obliga a tomar agua que requieren del subsuelo. Suponiendo que cada árbol consume en promedio 15 l/día, resulta que los árboles pueden estar succionando 2.8 m<sup>3</sup> de agua diariamente lo cual representa el 4% del consumo total de agua en la ciudad, que es de unos 76.6 m<sup>3</sup>/día.

### **Erosión de suelo.**

En la zona lacustre ocurren cuando el agua que es capa de los drenajes mal sellados arrastra partículas del suelo que los rodea y termina por formar hondonadas que se asemejan a pequeños cráteres, como se observan en varias unidades habitacionales del valle. Este es el único efecto que no se correlaciona con la pérdida de agua de las arcillas.

### 3. CONSECUENCIAS QUE HAN PROVOCADO LAS DEFORMACIONES

Las Gráficas de las figuras 6 y 7, muestran el desarrollo del hundimiento de la superficie del terreno en 6 puntos, del Centro Histórico de la Ciudad de México, desde 1891 hasta 1986.

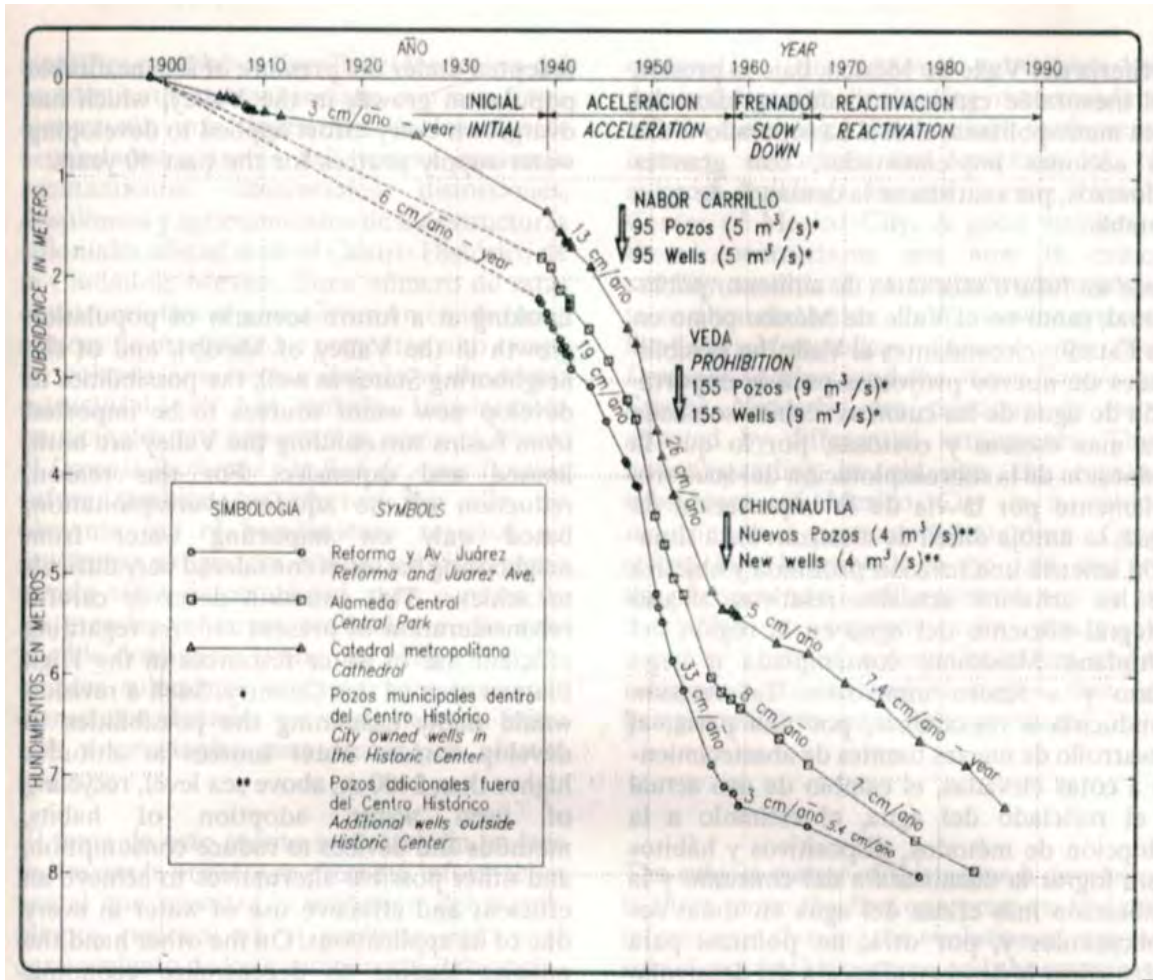
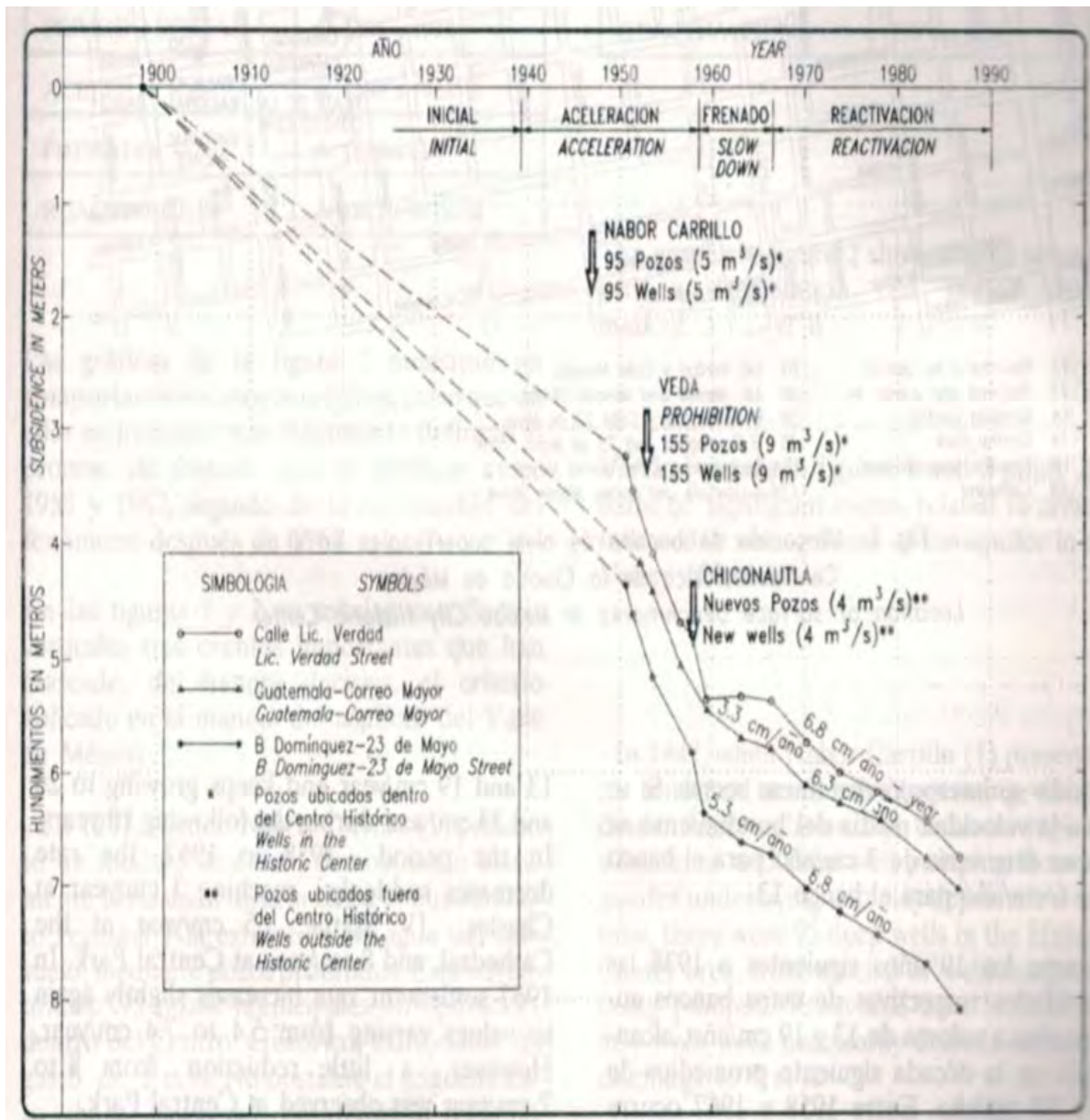


Fig. 6 Hundimiento de tres bancos de nivel superficiales ubicados en el Centro Histórico en la Ciudad de México, durante el período 1891 – 1992

El banco de nivel de la Catedral está actualizado hasta 1992. La figura 6 contiene las gráficas del hundimiento de los bancos números 18, 14 y 13, ubicados, respectivamente en la Catedral, La Alameda Central y la estatua de Carlos IV, (el caballito) cuando se encontraba en la esquina de las Avenidas Paseo de la Reforma y Benito Juárez. En el periodo comprendido entre los años 1891 y 1938, se dispone de mediciones solamente en el banco de Catedral, por lo que, en los otros dos, este periodo se interpola con líneas rectas. Si se toma la velocidad media del hundimiento se ve que este varía de 3 cm/año para el banco 18 a 6 cm/año para el banco 13.





**Fig. 7 Hundimiento de tres bancos de nivel superficiales ubicados en el Centro Histórico en la Ciudad de México, durante el período 1891 – 1992**

Durante los 10 años siguientes a 1938 las velocidades respectivas de estos bancos aumentaron a valores de 13 a 19 cm/año, alcanzando en la década siguiente promedios de 26 y 33 cm/año. Entre 1958 y 1967 ocurre una brusca disminución de velocidad de hundimiento, llegando a 3 cm/año en El Caballito, 5 cm/año en la Catedral y 8 cm/año en la Alameda, para volver a incrementarse en El Caballito y en la Catedral a 5.4 y 7.4 cm/año, respectivamente, después de 1967. En cambio, en el banco de la Alameda se observa una ligera disminución de 8 a 7 cm/año.

En la figura 6 se marcan cuatro periodos que corresponden a diferentes velocidades del hundimiento:

PERIODO INICIAL	De 1891 a 1938
ACELERACIÓN	De 1938 a 1958
FRENADO	De 1958 a 1967
REACTIVACIÓN	De 1967 a la fecha

Las gráficas de la figura 7 muestran un comportamiento muy semejante, salvo que en ellas se presenta más claramente definido el proceso de *frenado* que se produce entre 1958 y 1967, seguido de la *reactivación* del fenómeno después de 1967.

En las figuras 6 y 7 se señalan con flechas verticales tres eventos importantes que han marcado, de manera decisiva, el criterio aplicado al manejo del acuífero del Valle de México.

En 1947, cuando Nabor Carrillo presentó un modelo analítico, de mostrando claramente la relación directa entre el hundimiento regional y la extracción de agua del subsuelo, mediante pozos profundos. Existían entonces 95 pozos municipales en operación, dentro del Centro Histórico, extrayendo un gasto de 5 m<sup>3</sup>/s. No obstante el conocimiento de la causa del hundimiento regional, fue inevitable perforar, entre 1947 y 1953, 60 nuevos pozos, aumentando la extracción a 9 m<sup>3</sup>/s.

### 3.1 Variación del Hundimiento con la profundidad

En marzo de 1991 se instalaron en el atrio poniente de la Catedral 4 bancos de nivel profundos, cuyas referencias fueron localizadas como indican la figura 8 y la siguiente tabla:

Banco	Profundidad
1	40 m
2	60 m
3	80 m
4	100.4 m

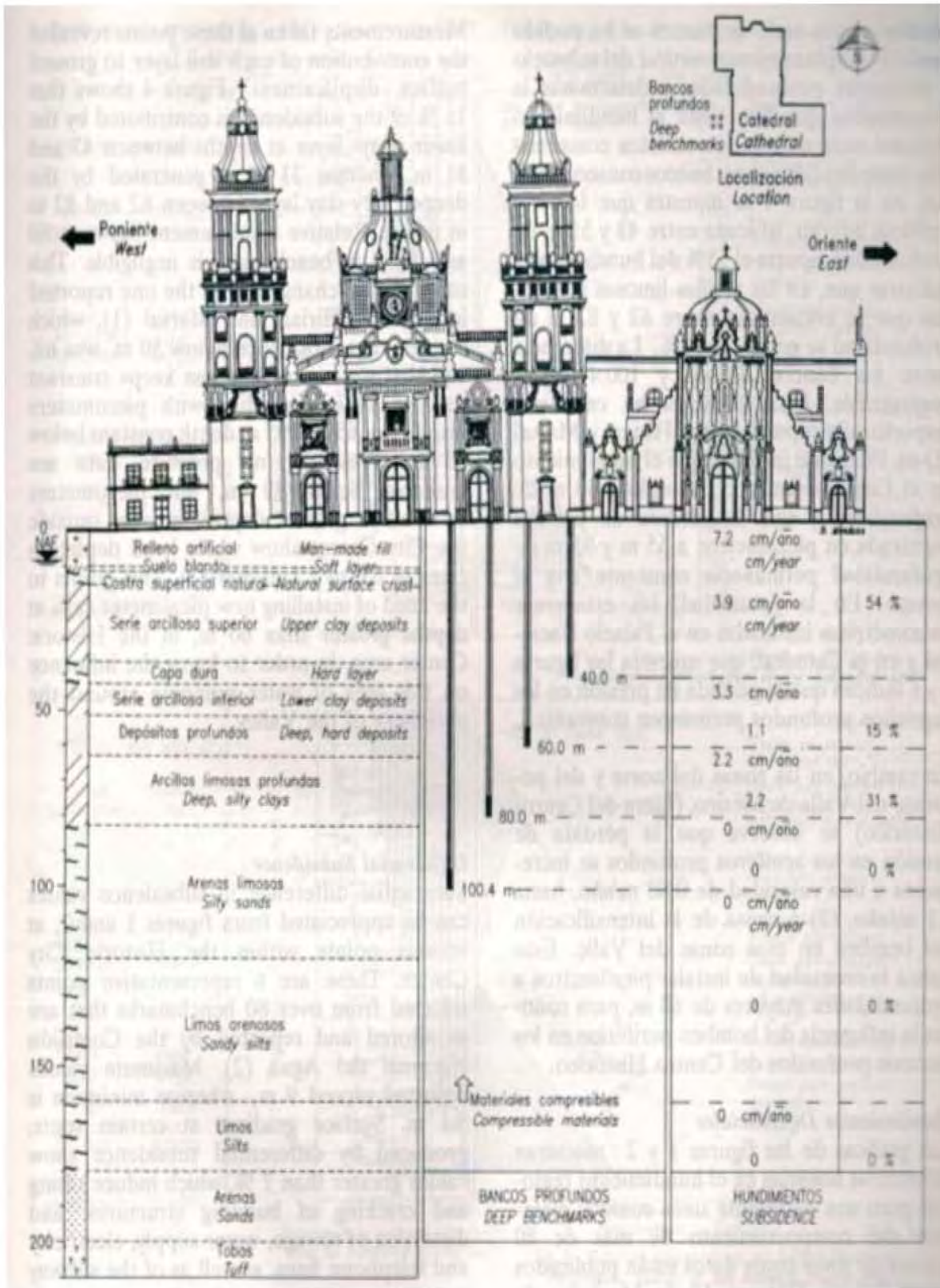


Fig. 8 Distribución de hundimientos en Octubre 1991

Mediante esta serie de bancos se ha podido medir el desplazamiento vertical del subsuelo a diferentes profundidades y determinar la contribución que hoy tiene al hundimiento regional cada uno de los estratos compresibles comprendidos entre bancos consecutivos. Así, en la figura 8 se muestra que la serie arcillosa inferior, ubicada entre 43 y 51 m de profundidad, aportan el 15% del hundimiento, mientras que, en las arcillas limosas profundas que se encuentran entre 62 y 82 m de profundidad se genera el 31%. La diferencia entre los bancos de 80 y 100.4 m es despreciable. Esta situación ha cambiado respecto a la reportada por Hiriart y Marsal en 1968, que indicaba que el hundimiento en el Centro Histórico era nulo a 50 m de profundidad y que la pérdida de presión registrada en piezómetros a 65 m y 95 m de profundidad permanecía constante con el tiempo. En la actualidad, las estaciones piezométricas instaladas en el Palacio Nacional y en la Catedral, que muestra las figuras 9 y 10 indican que la pérdida de presión en los depósitos profundos permanece constante.

En cambio, en las zonas del norte y del poniente del Valle de México, (fuera del Centro Histórico) se observa que la pérdida de presión en los acuíferos profundos se incrementa a una velocidad de 0.60 m/año, hasta 2.1 m/año, a causa de la intensificación del bombeo en esas zonas del Valle. Esto indica la necesidad de instalar piezómetros a profundidades mayores a 60 m, para conocer la influencia del bombeo periférico en los estratos profundos del Centro Histórico.

### **3.2 Hundimientos Diferenciales**

Las gráficas de las figuras 6 y 7 muestran diferencias notorias en el hundimiento regional, pero son solamente unos cuantos ejemplos del comportamiento de más de 80 bancos de nivel cuyos datos están publicados en el Boletín Número 10 de Mecánica de Suelos de la Comisión Nacional del Agua.

En el Centro Histórico, los máximos hundimientos exceden de 9 m y los menores son de 5.4 m. Existen puntos particulares en los que la pendiente local del hundimiento diferencial alcanza valores mayores del 7%, que producen inclinaciones y agrietamientos de las estructuras que reducen su estabilidad. Las instalaciones municipales de agua, drenaje, energía, teléfonos y transporte subterráneos son también gravemente afectadas en su funcionalidad y mantenimiento.



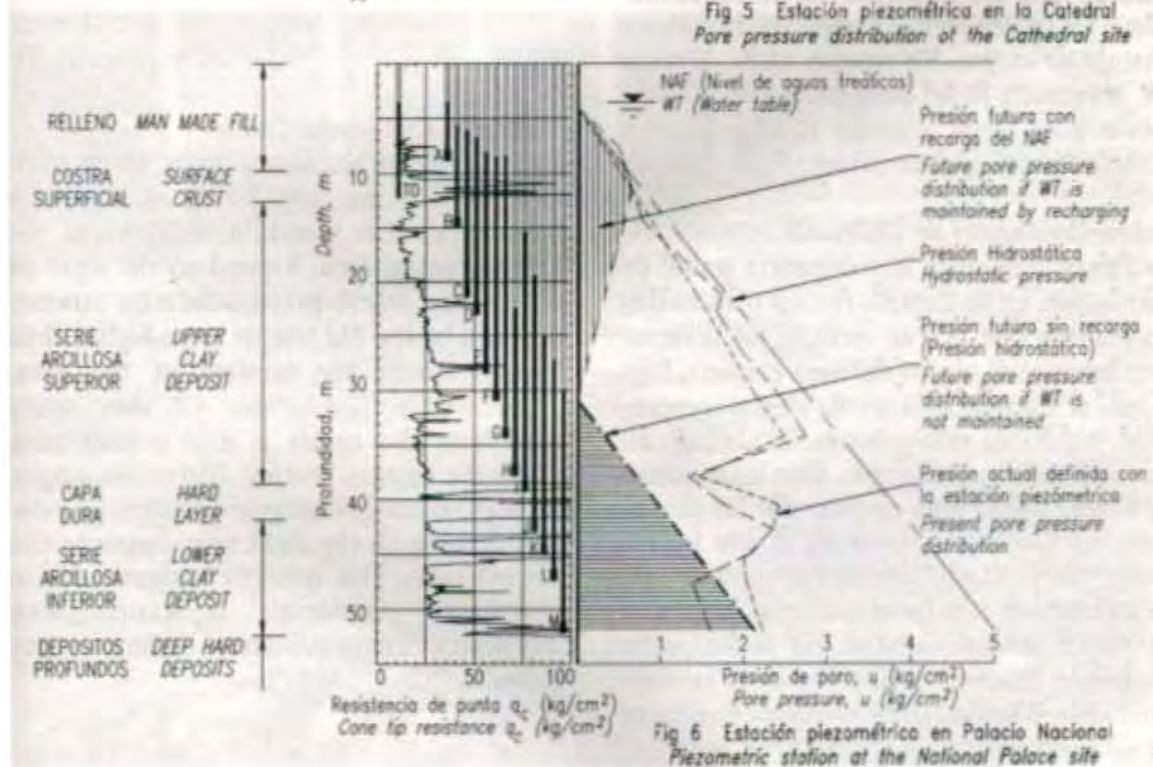
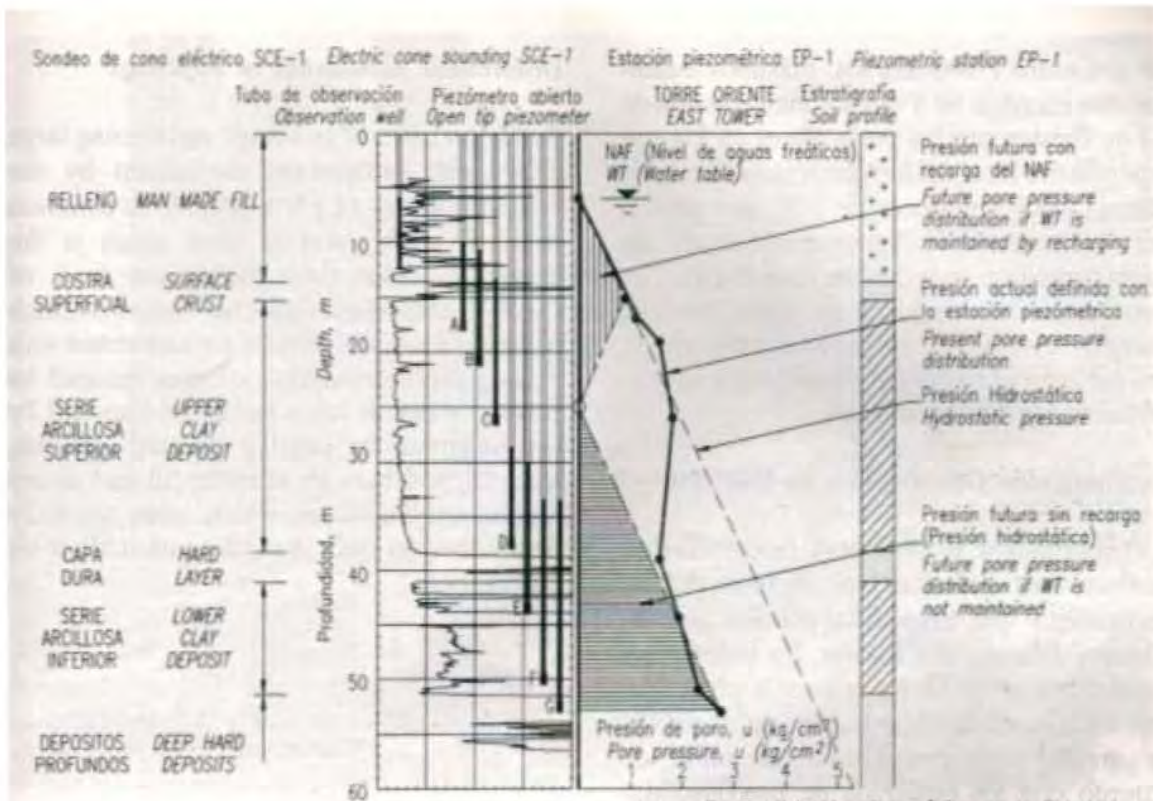


Fig. 9 y 10 Distribución de presiones en el agua intersticial

A medida que el abatimiento de la presión de poro avance hacia arriba, afectando cada vez más a las arcillas de la Serie S superior, en las diferencias de presión de consolidación bajo cargas superficiales son más acentuadas.

Considerando este tema con enfoque regional, proyectado hacia todo el Valle de México, debe tomarse en cuenta que hoy se tienen velocidades de hundimiento regional en áreas circundantes al centro de la Ciudad de México, cuyo hundimiento era nulo o muy pequeño hace 30 años; actualmente se han medido velocidades mayores de 20 cm/año en el Lago de Texcoco, de 30 cm/año en las chinampas de Xochimilco y de 15 cm/año en Chalco. Las zonas de transición al noroeste del Valle muestran también hundimientos que se manifiestan en agrietamientos del terreno. Los agrietamientos en todas las zonas de transición abrupta que se forman en el contacto entre la planicie y los cerros tienen y a consecuencias importantes en el comportamiento de edificaciones y de instalaciones de servicios urbanos de agua, drenaje, transporte subterráneo y otros.

Un caso concreto de asentamientos diferenciales en una zona abrupta es el conjunto habitacional Rinconada del Sur ubicado en la transición del Cerro de La Noria con los depósitos lacustres de Xochimilco, donde un conjunto de 22 edificios habitacionales tuvo que ser renivelado mediante subexcavación y las grietas del terreno inyectadas con lodo bentonítico estabilizado con cemento.

## 4.- EJEMPLO DE ASENTAMIENTO DIFERENCIAL POR CONSOLIDACIÓN

### ESCUELA SECUNDARIA DIURNA No 274 “LIBRADO RIVERA GODINEZ”

#### 4.1 Antecedentes

##### Localización

Se ubica en la calle Batalla de Ojitos s/n, Colonia Ejército de Oriente, Delegación Iztapalapa, se presenta el estudio de Mecánica de Suelos Preliminar para determinar las causas que han ocasionado el mal del comportamiento que han tenido dichas estructuras, que se han manifestado en el desplomo y asentamientos que se han registrado en algunas de las estructuras hasta el momento, y establecer los lineamientos para tratar de rehabilitar las estructuras dañadas nivelando y estabilizándolas.

De acuerdo a los análisis realizados y con los resultados obtenidos, se establecerá la solución más viable que deberá implementarse para reducir los movimientos diferenciales que puedan generarse a futuro en las estructuras analizadas.



Fig. 11 Ubicación del predio de interés



## Topografía

El predio tiene forma irregular con un área aproximada de 6000 m<sup>2</sup> aproximadamente. La superficie del terreno tiene una pendiente, donde la parte más alta está en la parte posterior del terreno y la parte más baja en la parte frontal.

Las estructuras analizadas se encuentran actualmente operando por las actividades de la escuela, la cual está constituida por cinco estructuras, de las cuales, una tiene tres niveles (siendo esta la estructura más crítica con un desplome de 15 cm aprox.), y las cuatro estructuras restantes tienen únicamente dos niveles. Como se puede observar en la figura 12.

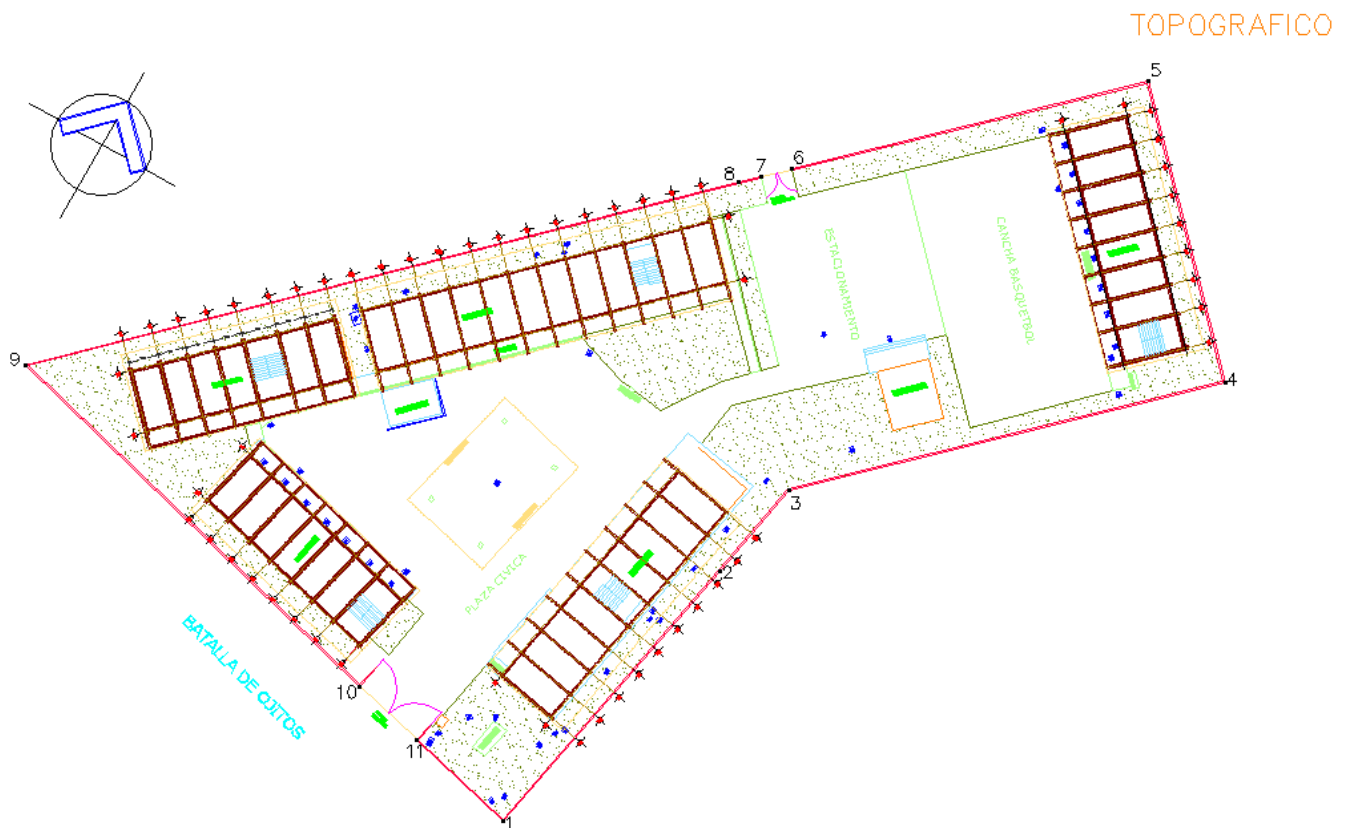


Fig. 12 Topografía del predio de interés

## Descripción de las estructuras existentes

### Edificio A:

Conformado por planta baja y un nivel

Columnas de acero de 23X30 cm

Trabes de acero 23x30cm

3.70m de distancia entre columnas del lado largo

8.10m de distancia entre columnas del lado corto

20 columnas en total

2m de claro

Dimensiones 33.88x10.52 m

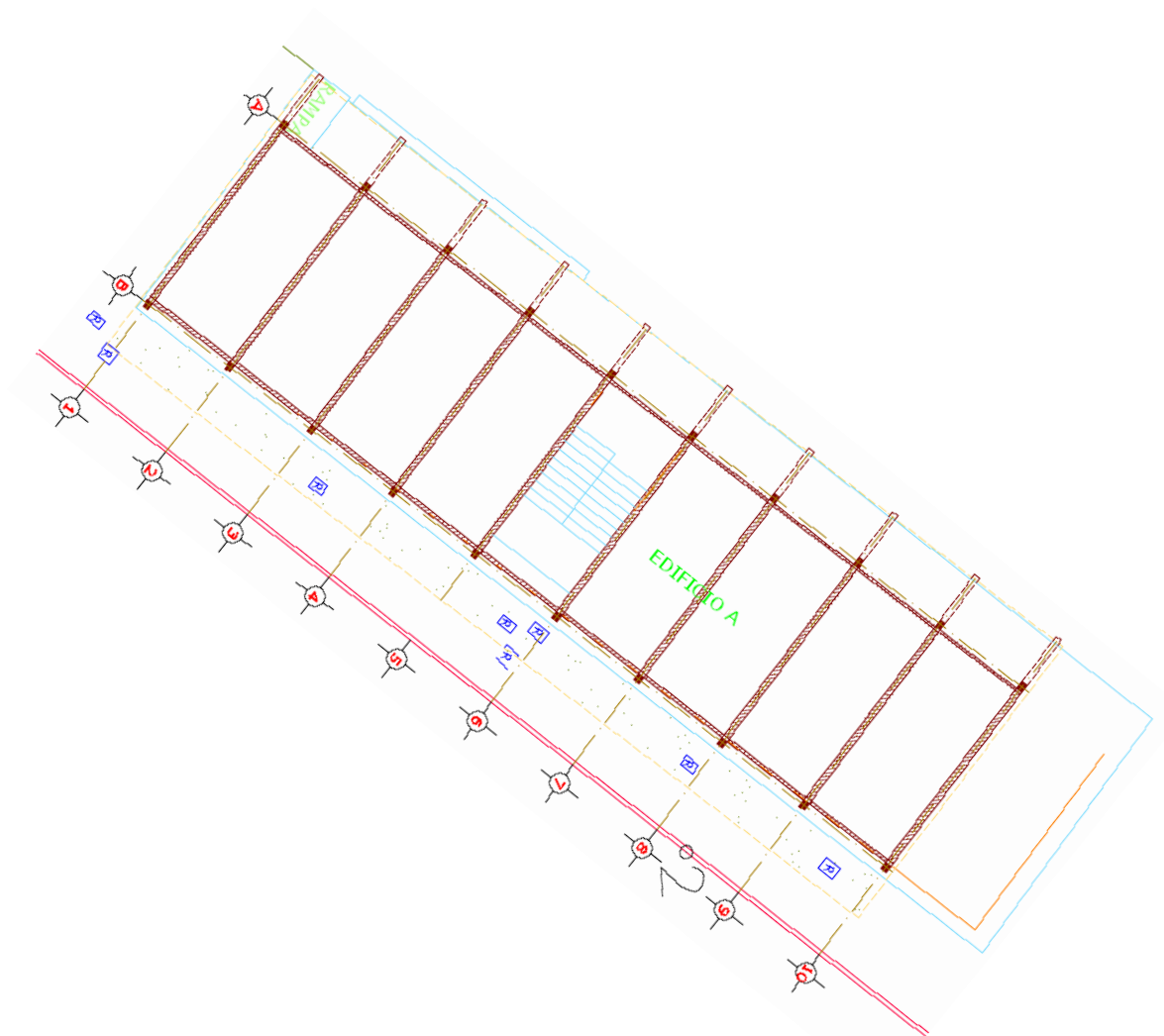
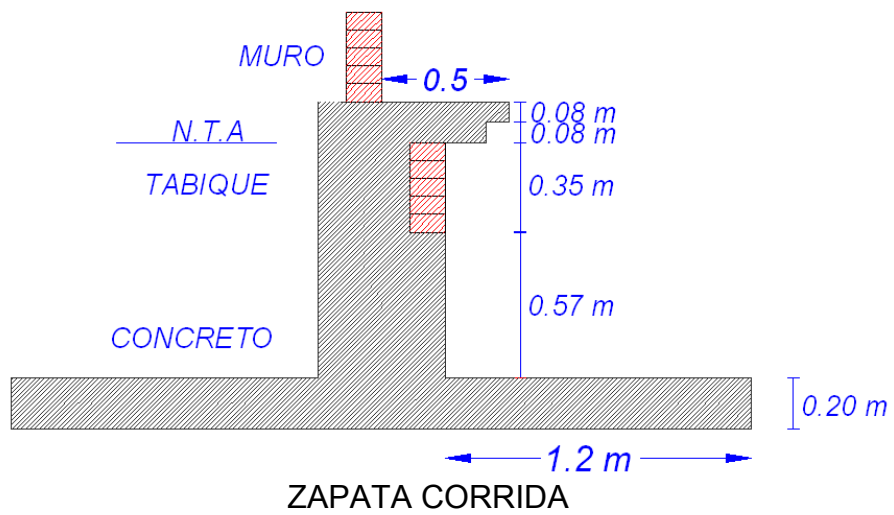


Fig. 13 Planta topográfica del Edificio A



**Fig. 14 Vista panorámica del Edificio A**

- Cimentación a base de zapatas corridas desplantadas a 1.40m



### Edificio B:

- Conformado por planta baja y dos niveles
- Columnas de acero de 23X30cm
- Distancia entre columnas variable de 3.68 a 3.80m del lado largo
- 8.15m de distancia entre columnas del lado corto
- Total de 26 columnas
- 2m de claro
- Dimensiones 45x10 m
- Desplome de 15 cm aprox

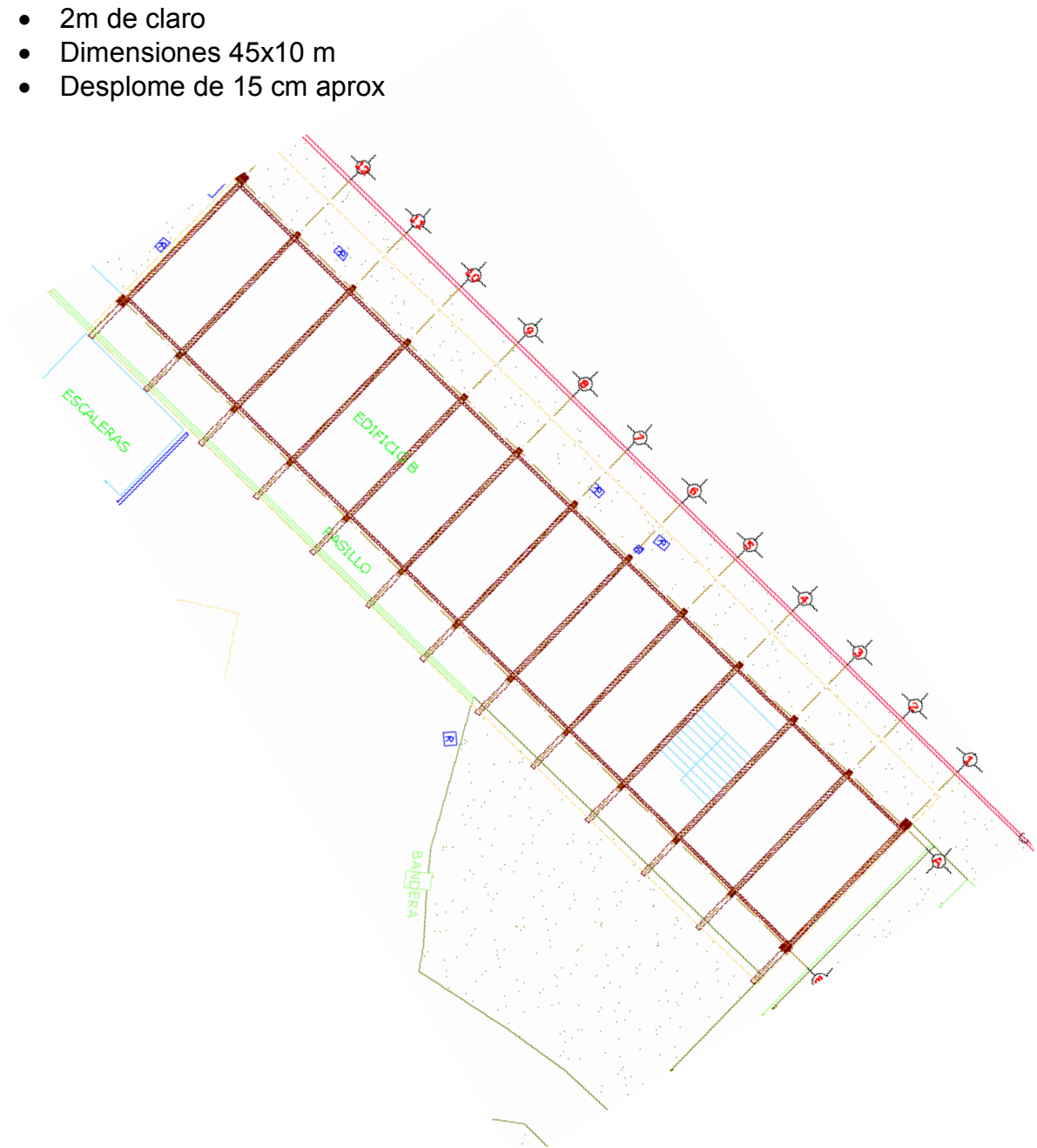


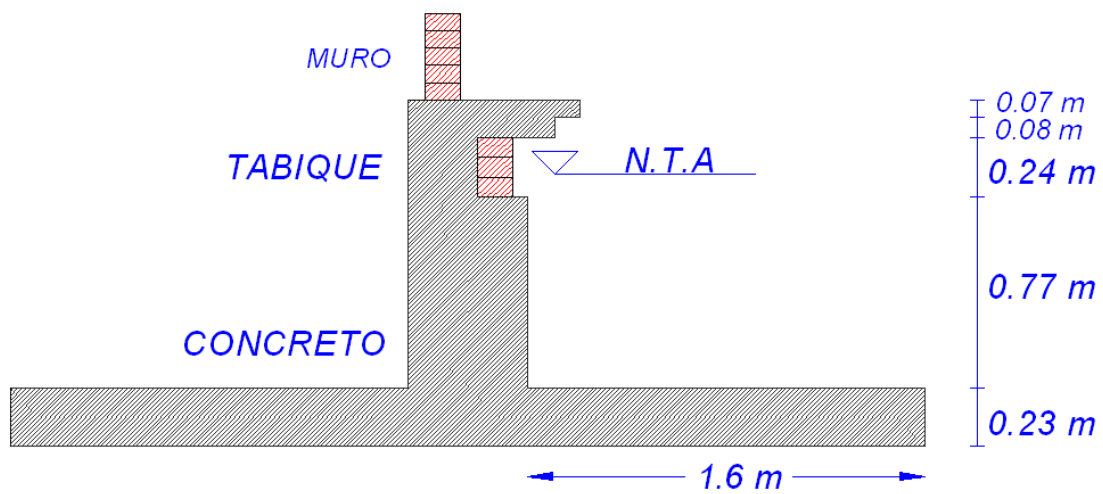
Fig. 15 Planta topográfica del Edificio B



Fig. 16 Vista panorámica del Edificio B

- Cimentación a base de zapatas corridas desplantadas a 1.30m

*ZAPATA CORRIDA EDIFICO B*





### Edificio C:

- Conformado por planta baja y un nivel
- Columnas de concreto de 40X60cm
- Distancia entre columnas variable de 3.48 a 4.38m del lado largo
- 7.80m de distancia entre columnas del lado corto
- Total de 16 columnas
- 2m de claro
- Dimensiones 27x10 m

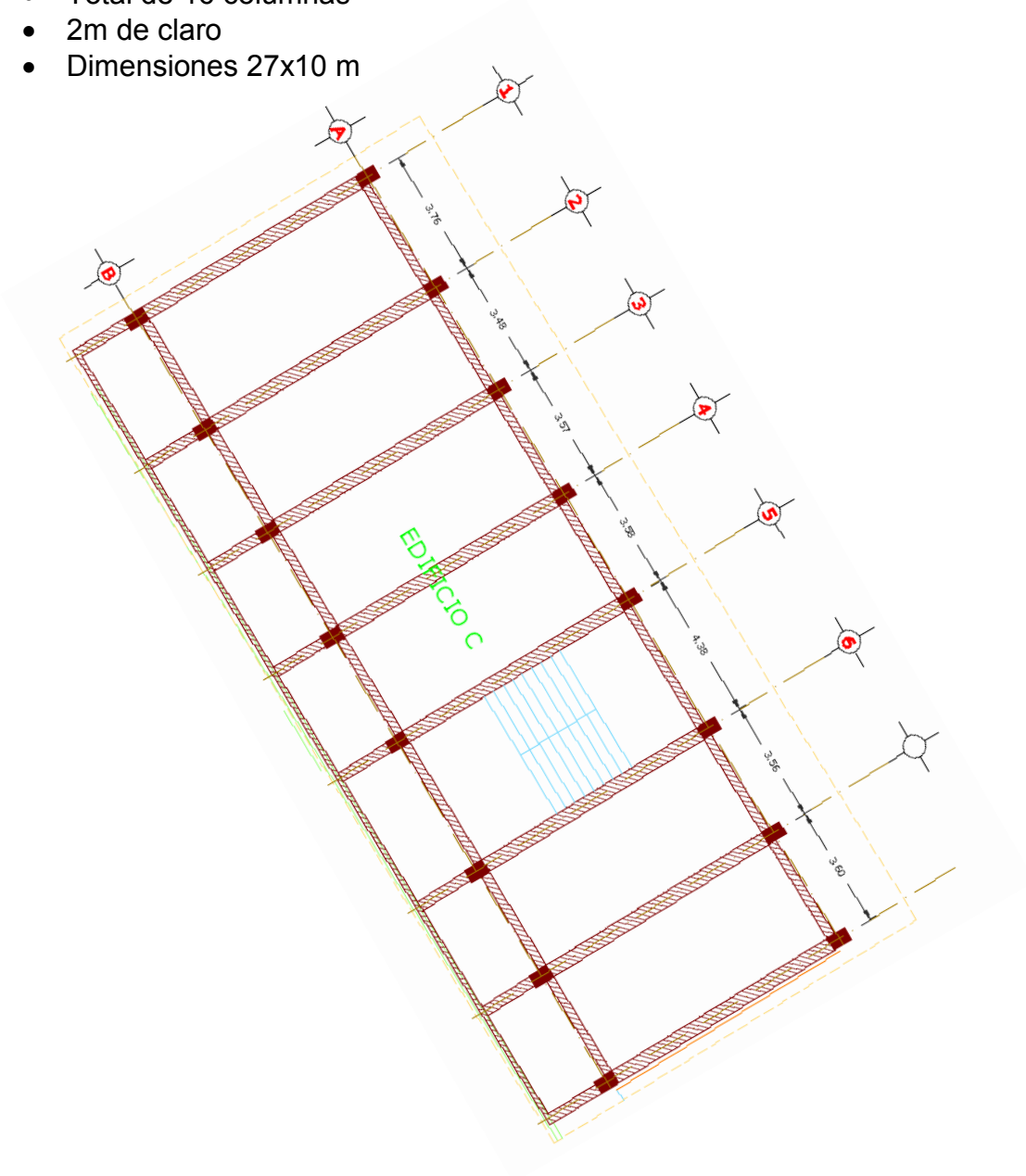
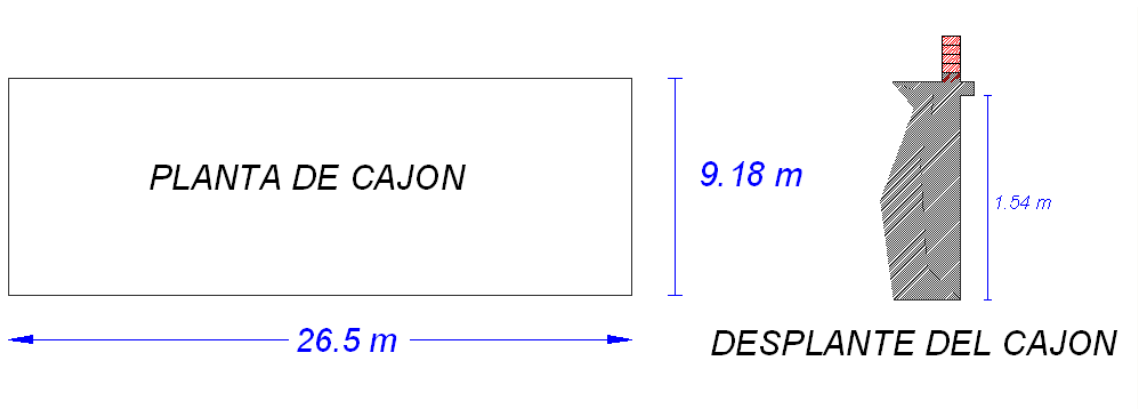


Fig. 17 Planta topográfica del Edificio C



**Fig. 18 Vista panorámica del Edificio C**

Cajón de cimentación desplantado a 1.54m



## Edificio D:

- Conformado por planta baja y un nivel
- Columnas de concreto de 40X60cm
- Distancia entre columnas variable de 3.56 a 4.38m del lado largo
- 7.88m de distancia entre columnas del lado corto
- Total de 16 columnas
- 2m de claro
- Dimensiones 27x10

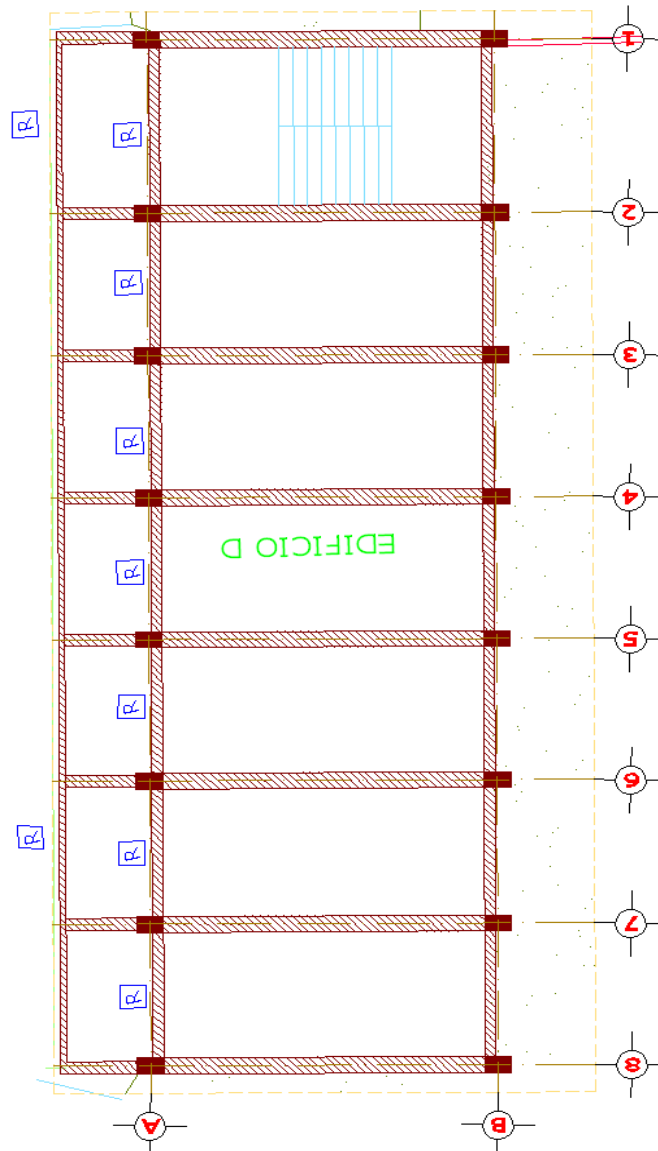
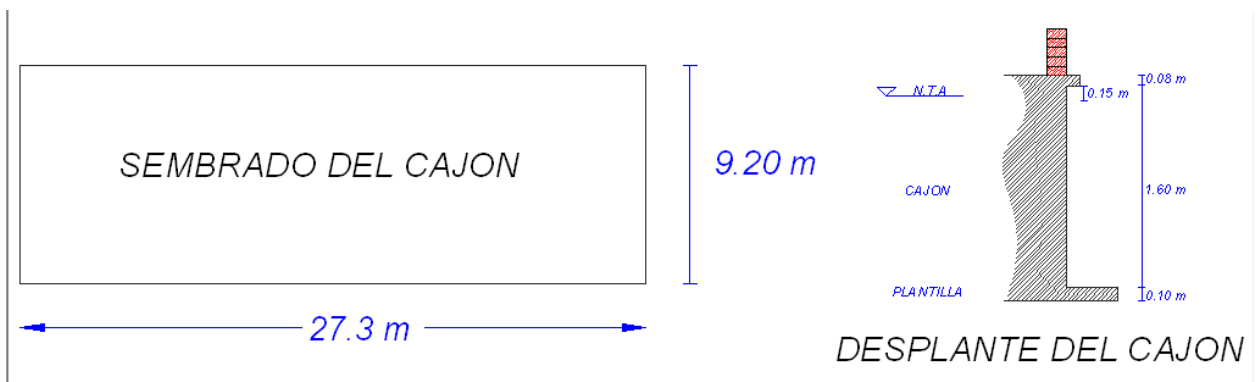


Fig. 19 Planta topográfica del Edificio D



**Fig. 20 Vista panorámica del Edificio D**

- Cajón de cimentación desplantado a 1.75m



## Edificio E

- Conformado por planta baja y un nivel
- Columnas de concreto de 40X60cm
- Distancia entre columnas variable de 3.57 a 4.39m del lado largo
- 7.90m de distancia entre columnas del lado corto
- Total de 18 columnas
- 2m de claro
- Dimensiones 30x10

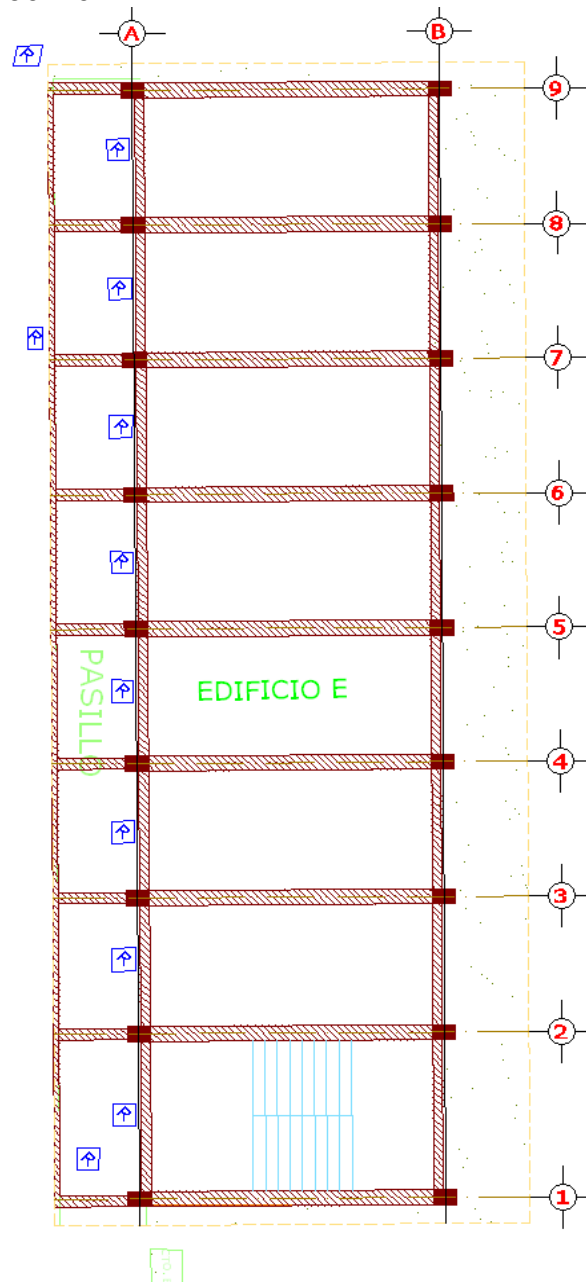


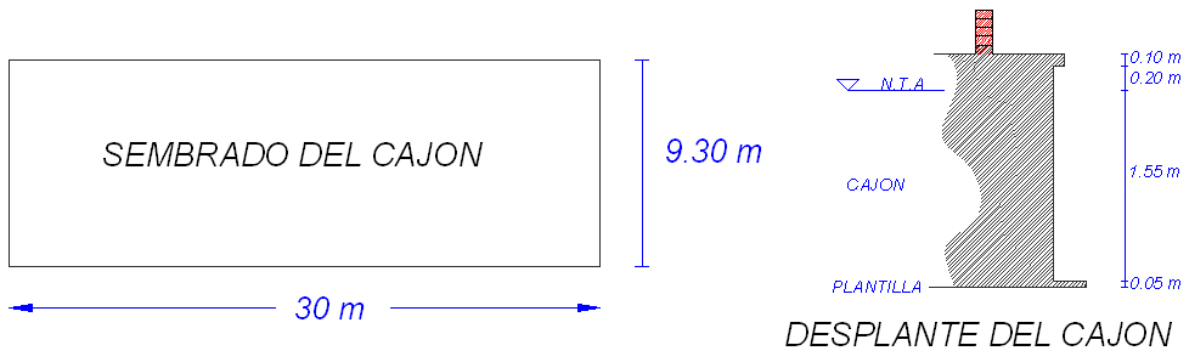
Fig. 21 Planta topográfica del Edificio E





Fig. 22 Vista panorámica del Edificio E

- Cajón de cimentación desplantado a 1.55m



## Colindancias

El sitio de interés colinda:

Al Norte con una explanada y una Escuela Primaria.

Al Sur colinda con la calle Batalla de Ojitos

Al Oriente colinda con la calle México y Casas de Planta Baja y dos niveles

Al Poniente colinda con la calle Batallón ligero de Toluca y Casas de Planta baja y dos niveles

Como se observa en la figura 23.

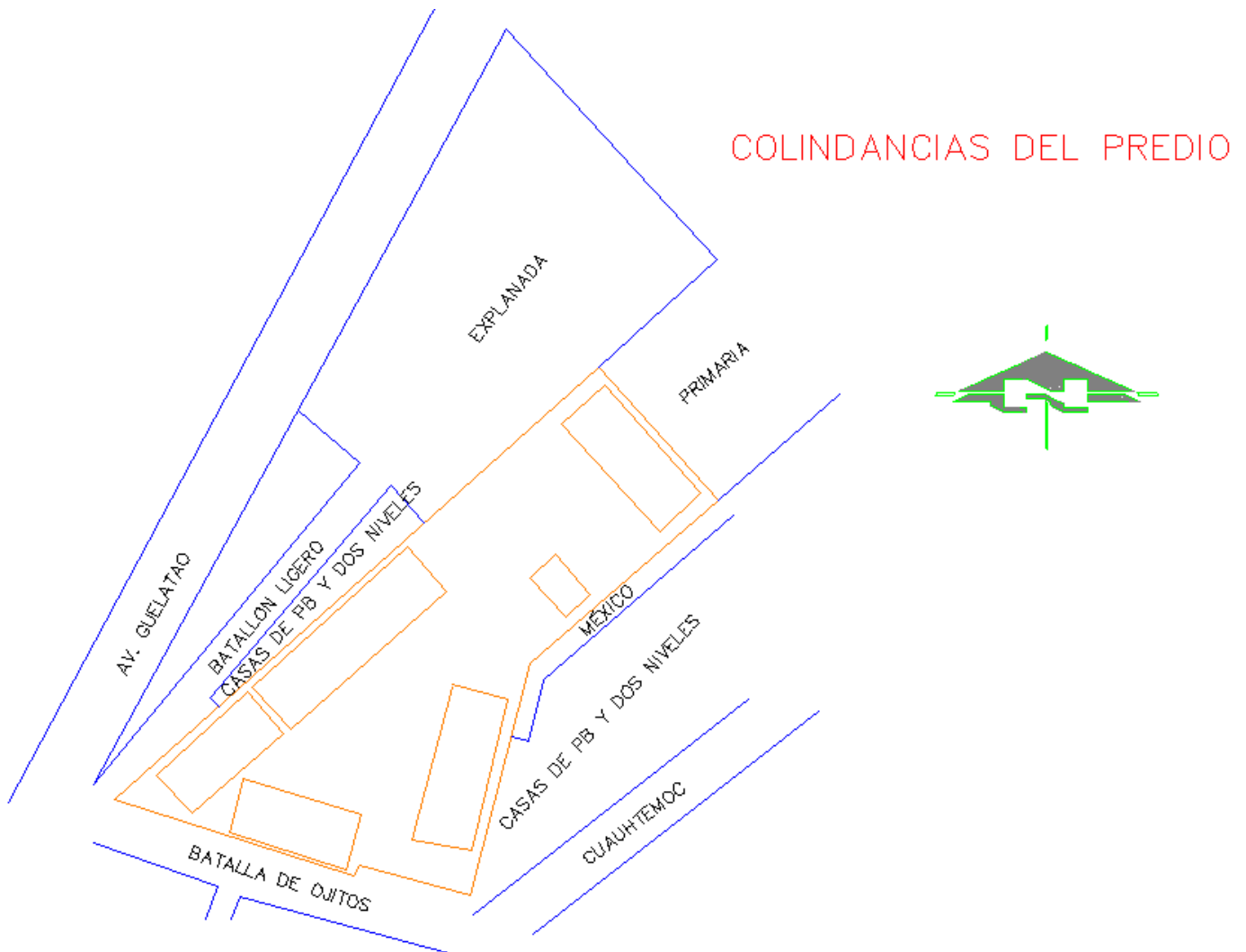


Fig. 23 Colindancias

## 4.2. Exploración y Muestreo del Subsuelo

### Generalidades

Para conocer la estratigrafía del subsuelo se inspeccionaron cinco pozos a cielo abierto y efectuaron tres sondeos de tipo mixto a 20 m de profundidad cada uno realizados en el interior del predio de interés.

La ubicación dentro del predio de los pozos excavados y de los sondeos mixtos se muestra en la figura 24

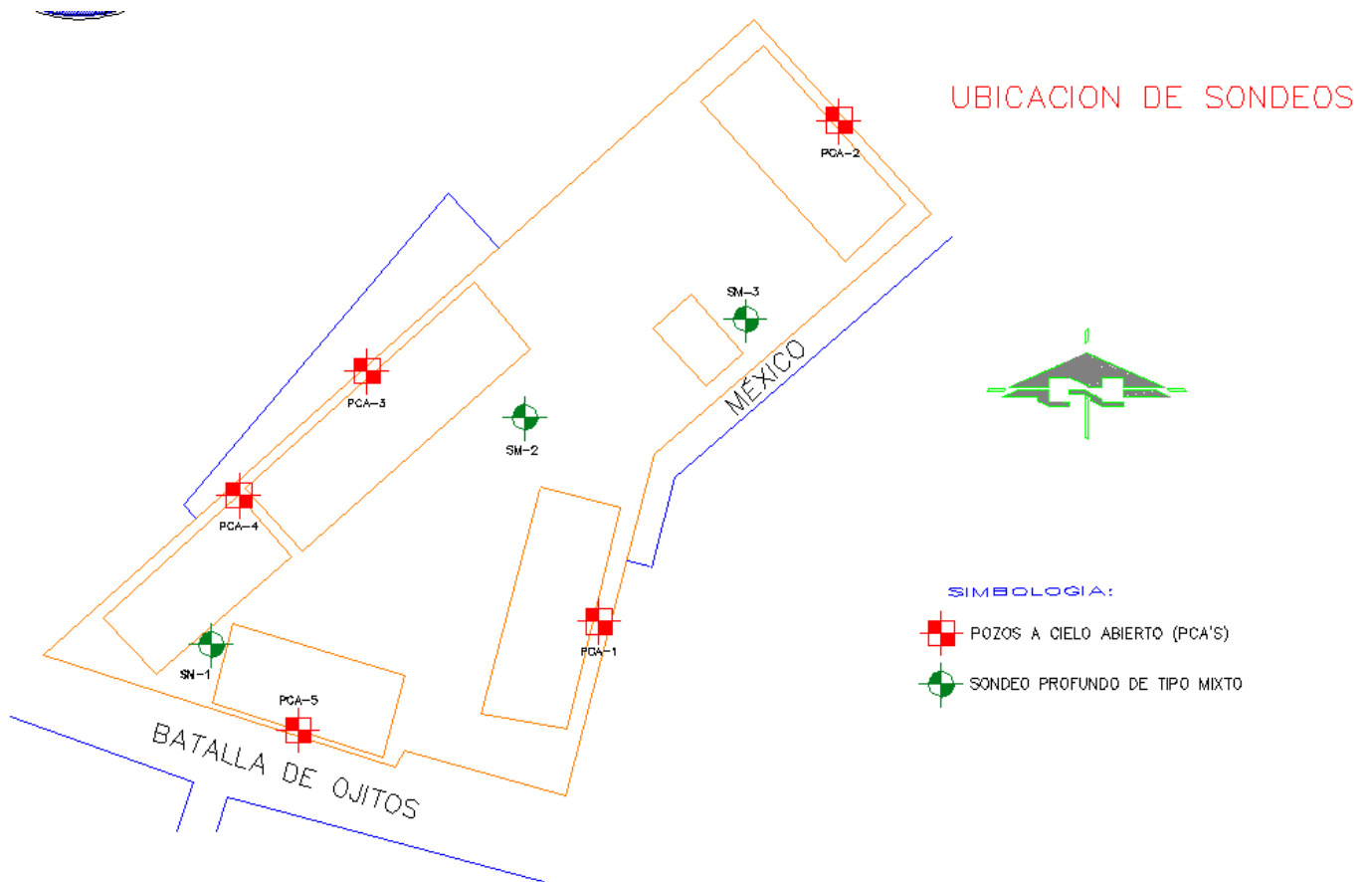


Fig. 24 Ubicación de sondeos

## Pozos a cielo abierto

La investigación de los depósitos superficiales del subsuelo como ya se mencionó se realizó mediante la exploración de cinco pozos a cielo abierto a profundidades variables entre 1.20 y 1.90 m denominados PCA-1, PCA-2, PCA-3, PCA-4 y PCA-5; en los que se inspeccionaron las paredes de los pozos determinando su estratigrafía mediante la clasificación de los materiales con técnicas de campo.

Este sondeo es de los comúnmente empleados y recomendados para determinar las propiedades del subsuelo, debido a que las muestras obtenidas son prácticamente inalteradas.



**Fig. 25** Excavación de los pozos a cielo abierto realizados

El método queda limitado principalmente al tipo de material y posición del nivel de agua freática, sin embargo si el nivel freático se encontrara antes de cumplir con los objetivos de esta investigación, esto no deberá considerarse como limitante de la profundidad del pozo, el cual deberá continuarse, aunque se requiera utilizar equipo de bombeo.



El procedimiento consiste en realizar excavaciones a cielo abierto dentro del predio en estudio de exactamente 0.8 m. x 1.50 m. y profundidad tal que permita determinar las características de los depósitos superficiales (rellenos) y la profundidad a la que se tiene el N.A.F. (Nivel de Agua Freática) que en este caso se detectó a 5.80 m de profundidad.

El pozo debe realizarse con pico y pala, una vez hecha la excavación, en una de las paredes del pozo se va abriendo una ranura vertical de sección uniforme de la cual se obtiene una muestra cúbica de aproximadamente 25 cm. de lado por 20 cm de profundidad, este trozo de suelo se empaqueta y se envía al laboratorio para su estudio. Si se detectan a simple vista varios estratos de suelo, se tomarán muestras de cada uno de ellos de la misma forma.



**Fig. 26 Vista de muestra cúbica inalterada obtenida del pozo a cielo abierto No.3 y No.4**

Se deberá cuidar que la ubicación de los pozos sea tal que permita la mayor información con el mínimo costo y tiempo.

Los pozos permiten obtener información acerca del desplante de la cimentación de las estructuras existentes y el tipo de material sobre las que están desplantadas.

Los perfiles estratigráficos de los pozos a cielo abierto excavados y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras cúbicas obtenidas de los mismos, se presentan en las figuras 27 a 31.



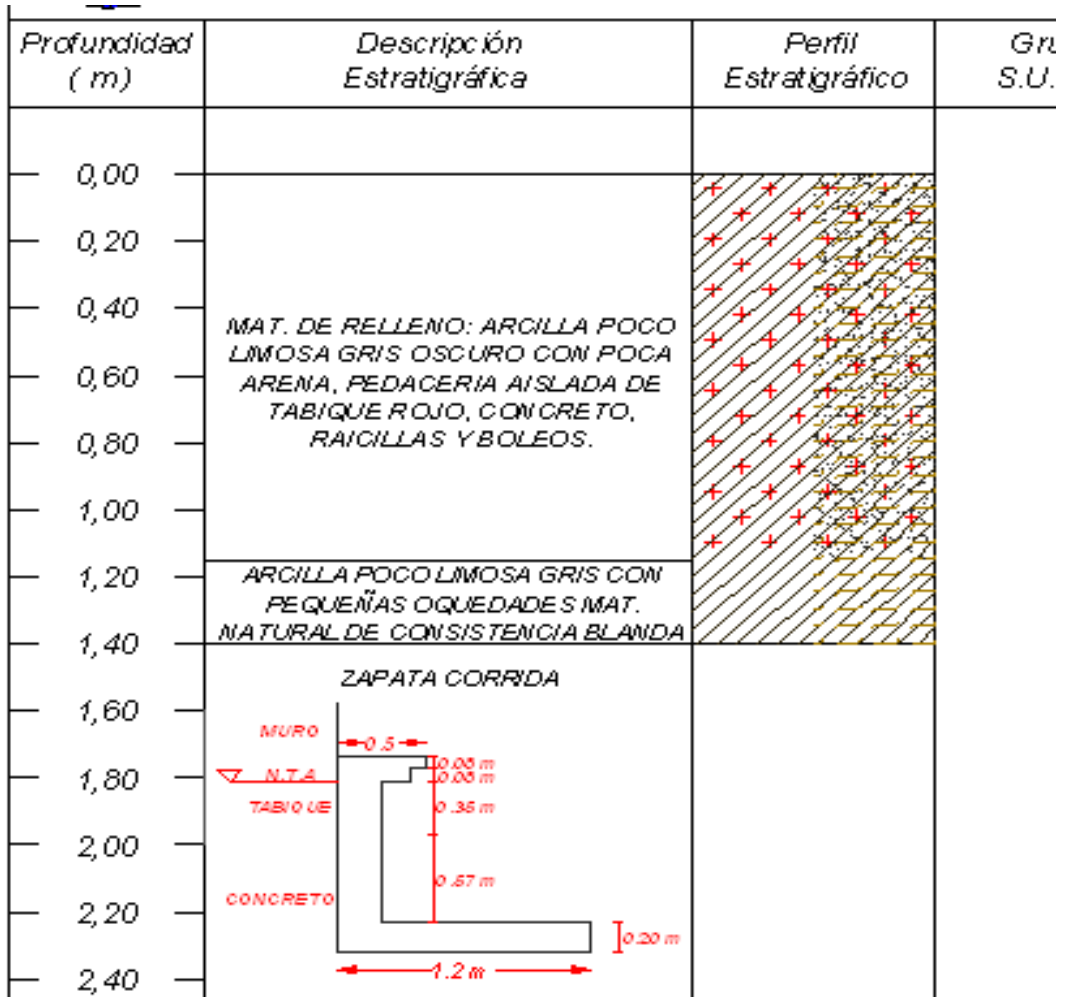


Fig. 27 Perfil estratigráfico de PCA- 1.

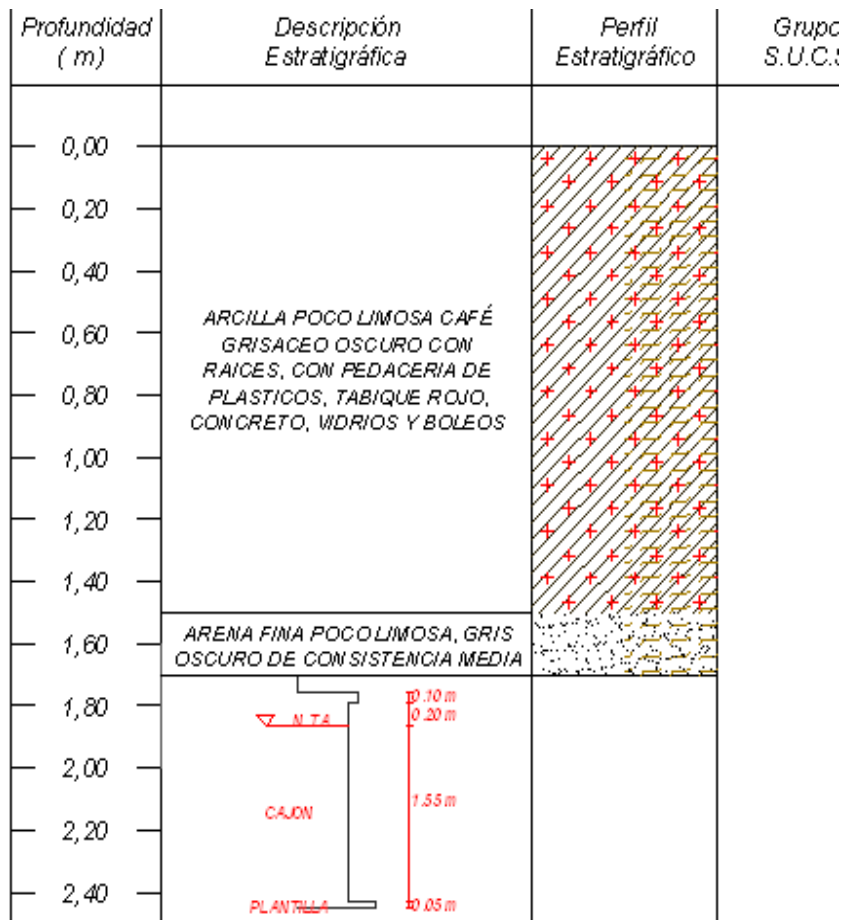


Fig. 28 Perfil estratigráfico de PCA-2

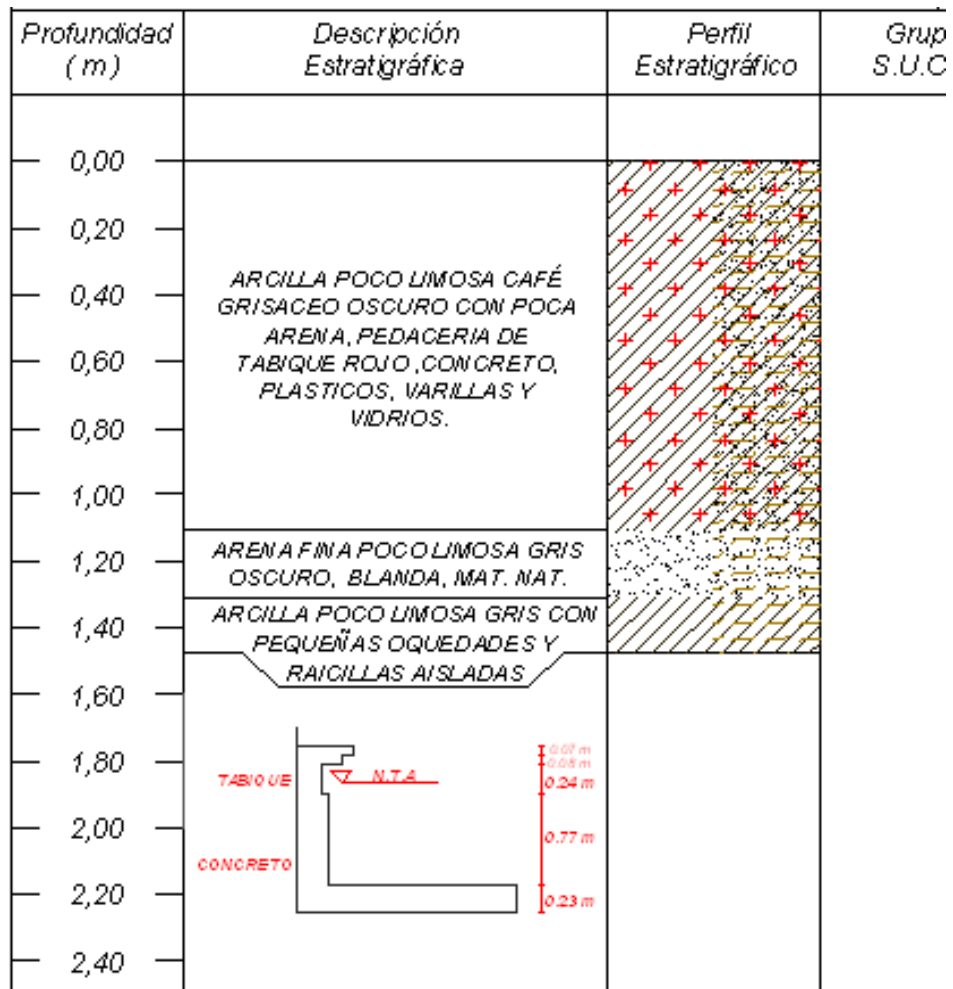
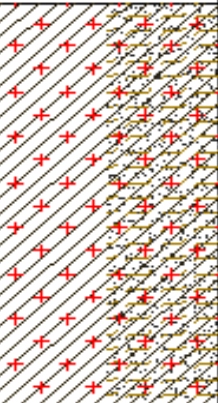
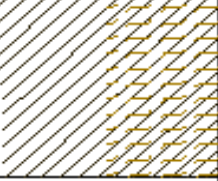


Fig. 29 Perfil estratigráfico de PCA-3

Profundidad (m)	Descripción Estratigráfica	Perfil Estratigráfico	Gr S.U
0,00			
0,20	<p>ARCILLA POCO LIMOSA CAFÉ GRISACEO CON PEDACERIA AISLADA DE CONCRETO, TABIQUE ROJO, BOLEOS Y RAICILLAS CON Poca ARENA.</p>		
0,40			
0,60			
0,80			
1,00			
1,20			
1,40	<p>ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS OSCURO CON PEQUEÑAS OQUEDADES, FISURAS NAT Y RAICILLAS</p>		
1,60	<p>ARCILLA POCO LIMOSA, GRIS CLARO CON FISURAS NAT., PEQUEÑAS OQUEDADES Y RAICILLAS DE CONSISTENCIA BLANDA.</p>		
1,80			
2,00			
2,20	<p>CAJON DESPLANTADO A 1.54 M</p>		
2,40			



**Fig. 30 Perfil estratigráfico de PCA-4**



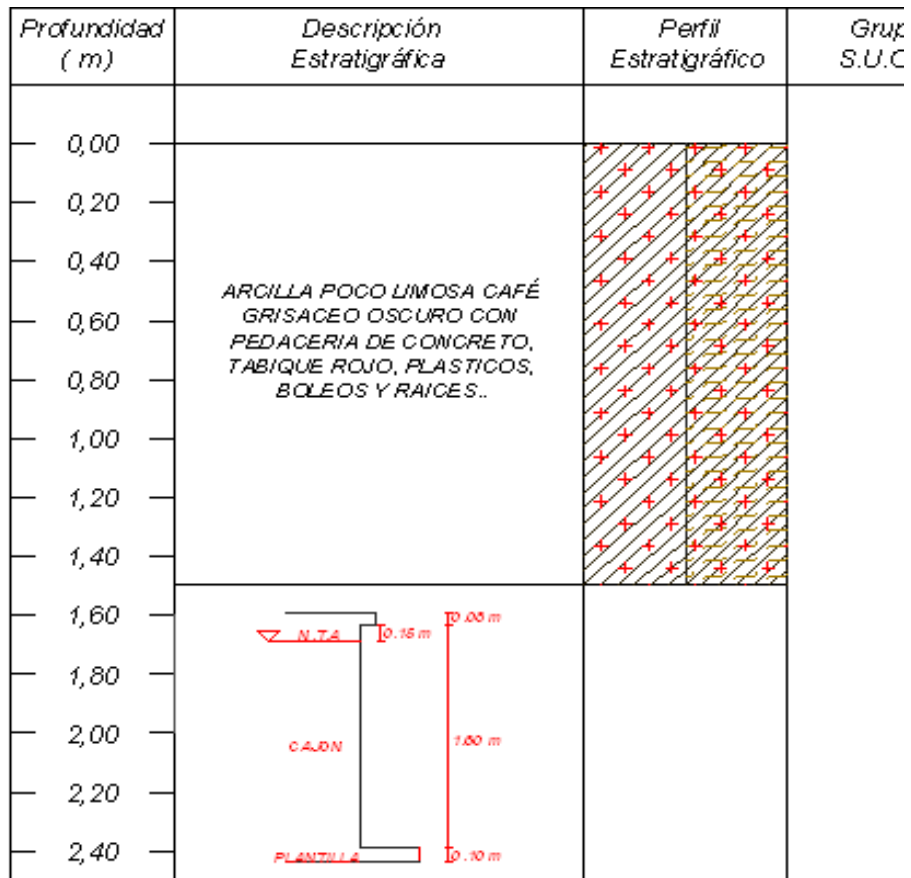


Fig. 31 Perfil estratigráfico de PCA-5



### **Sondeos con equipo mecánico**

Como parte fundamental del Estudio de Mecánica de Suelos, se requirió efectuar tres sondeos de tipo Mixto denominado SM-1, SM-2 y SM-3 en el sitio de Interés, y determinar la estratigrafía del subsuelo en forma completa obteniendo datos más confiables, para determinar las capas del suelo que han sido las principales aportaciones de asentamientos que han provocado la pérdida de verticalidad de las estructuras. Los sondeos profundos realizados se efectuaron a 20 m de profundidad con la descripción que se presenta más adelante.



**Fig. 32 Equipo de perforación empleado**

### ***Método de penetración estándar***

Con este método se obtiene principalmente muestras al teradas de suelo, la importancia y utilidad de la prueba de penetración estándar radican en las correlaciones realizadas en el campo y en el laboratorio en diversos suelos, sobre todo en arenas, que permiten relacionar aproximadamente la compacidad, el ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) en arenas y el valor de la resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) en arcillas.

La prueba se realiza dejando caer un martillo que pesa 63.5 Kg sobre la barra de perforación, desde una altura de 76 cm. El número de golpes N necesarios para producir una penetración de 30 cm se considera la resistencia a la penetración. Por considerar la falta de apoyo, los golpes de los primeros 15 cm. de penetración no se toman en cuenta; en cambio se cuentan los golpes necesarios para la penetración de los siguientes 15 cm, es decir entre 15 y 45 cm, que constituyen el valor de N.

En el caso de las arenas, los valores obtenidos de N son bastante seguros como para usarlos en el proyecto de las cimentaciones, en el caso de las arcillas plásticas, los valores de N deben tomarse con criterio pues no son tan dignos de crédito.

A continuación se presenta una tabla que correlaciona el número de golpes con la compacidad relativa, en el caso de las arenas, y la consistencia, en el caso de las arcillas, según Terzaghi y Peck:

**Correlación entre la resistencia a la penetración y las propiedades de los suelos a partir de la prueba de penetración estándar**

ARENAS (BASTANTE SEGURAS)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	COMPACIDAD RELATIVA
0 - 4	MUY SUELTA
5 - 10	SUELTA
11 - 30	MEDIA
31 - 50	COMPACTA
MAS DE 50	MUY COMPACTA

ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
No. DE GOLPES POR 30 CM. N	CONSISTENCIA
MENOS DE 2	MUY BLANDA
2 - 4	BLANDA
5 - 8	MEDIA
9 - 15	FIRME
15 - 30	MUY FIRME
MAS DE 30	DURA

**Muestreo con tubo de pared delgada**

Con este método se obtienen muestras inalteradas del suelo, aunque en Mecánica de Suelos se habla de muestras "*inalteradas*" se debe entender en realidad un tipo de muestra obtenida con cierto procedimiento que trata de hacer mínimos los cambios en las condiciones de la muestra "*in situ*", sin interpretar la palabra en su sentido literal.

La aclaración anterior se debe a que la muestra obtenida con esta herramienta alterará inevitablemente las condiciones de esfuerzo que ésta, tiene con relación al material que la rodea. Sin embargo con este procedimiento, y gracias a una corrección que se hace en el desarrollo de los cálculos, los datos que se obtienen son de gran confiabilidad.

El procedimiento consiste en hincar el tubo de pared delgada en el suelo aplicándole una presión constante, y para alcanzar un grado de alteración mínimo nunca deberá hincarse a golpes o con cualquier método dinámico.

En suelos muy blandos y con alto contenido de agua, estos tubos no logran extraer la muestra, esto se evita hincando lentamente el tubo y una vez lleno se deja en reposo cierto tiempo antes de extraerlo.

Para el caso de arenas, en especial las situadas abajo del N.A.F., se tiene una mayor dificultad para obtener la muestra, por lo que se recomienda no utilizar este método, sino de preferencia el de penetración estándar.

El sondeo mixto se realizó combinando el muestreo inalterado utilizando el muestreador Shelby, con el muestreo alterado mediante la realización de la prueba de penetración estándar.

El muestreador Shelby es un tubo de acero de pared delgada, de 10 cm de diámetro y 1.0 m de longitud, con el extremo inferior afilado, y unido por el superior a un cabezal con una válvula que permite el alivio de presión durante el hincado y que se cierra durante la extracción; se hincan a presión 80 cm, con velocidad constante, dejando una longitud de 20 cm donde se alojan los azules que pudieran tenerse en el fondo de la perforación.

En las figuras 33, 34 y 35 se presentan los registros de campo de los sondeos realizados, y en las figuras 36, 37 y 38 se presentan en forma gráfica los perfiles estratigráficos y los resultados de las pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras de los sondeos de tipo mixto realizados en el sitio de interés y considerado para este estudio, incluyendo los valores del índice de resistencia a la penetración estándar de los depósitos atravesados.

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN											
<b>OBRA: SEC. 274 LIBRADO RIVERA GODINEZ</b> <b>COORDENADAS: X Y Z</b> <b>LOCALIZACIÓN DELEGACIÓN IZTAPALAPA MÉXICO D.F.</b> <b>FECHA DE INICIO: 08/09/2012</b> <b>POZO N° 1</b> <b>TIPO DE SONDEO: MIXTO</b> <b>PERFORADORA: LONG YEAR 34</b> <b>TERMINACIÓN:</b> <b>BOMBA: MOYNO 3L6</b>											
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD m.		RECUPERACIÓN % (DEBERE)	PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA	CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES			
	INICIAL	FINAL		AVANCE m	GR% 15 cm	N° DE GOLPES EN 30 cm			15 cm	MUESTREO	
1	0.00	0.60	0.60	0.43	3	11	7	T.P.	RELLENO		
2	0.60	1.20	0.60	0.20	5	8	7	T.P.	RELLENO		
3	1.20	1.80	0.60	0.16	3	7	15	T.P.	RELLENO		
4	1.80	2.40	0.60	0.00	5	10	4	T.P.	SIN RECUPERACIÓN		
5	2.40	3.00	0.60	0.23	P.H.	1	2	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.		
6	3.00	3.40	0.40	0.24	PRENSIÓN			T.Shelby	ARENA FINA, OSCURA.		
7	3.40	4.00	0.60	0.37	8	20	19	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
8	4.00	4.60	0.60	0.19	6	13	3	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
9	4.60	5.20	0.60	0.15	1	30	23	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
10	5.20	5.80	0.60	0.12	3	5	2	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
11	5.80	6.40	0.60	0.10	5	18	9	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
12	6.40	7.00	0.60	0.14	6	33	5	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
13	7.00	7.60	0.60	0.13	5	15	5	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
14	7.60	8.20	0.60	0.10	8	23	14	T.P.	ARENA FINA, OSCURA.		
15	8.20	8.80	0.60	0.34	P.H.	P.H.	P.H.	T.P.	ARENA CAFÉ Y POCO ROJIZA.		
16	8.80	9.60	0.80	0.75	PRENSIÓN			T.Shelby	ARCILLA CON ARENA FINA.		
17	9.60	10.20	0.60	0.32	P.H.	4	2	T.P.	ARCILLA CON ARENA FINA, OSCURA.		
18	10.20	10.80	0.60	0.40	1	2	1	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.		
19	10.80	11.40	0.60	0.49	P.H.	2	1	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.		
20	11.40	12.00	0.60	0.50	P.H.	3	2	T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.		
21	12.00	12.80	0.80	0.20	PRENSIÓN			T.Shelby	ARENA FINA, GRIS OSCURO.		

Nivel Freático: 5.30m. Turno de: \_\_\_\_\_ Hrs.  
 Observaciones generales: \_\_\_\_\_  
 Profundidad real: 20.20m.  
 Operador: Sr. José Manuel Yañez Jiménez  
 Supervisor: Carlos Reyes Molina  
 Fecha: Septiembre 2012

Adiame (m): \_\_\_\_\_

Fig. 33. Registro de campo SM-1

REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN													
OBRA: SECUNDARIA No 274		COORDENADAS: X		Y		Z							
LOCALIZACIÓN DELEGACIÓN IZTAPALAPA MÉXICO D.F.		FECHA DE INICIO: 10/09/2012		Hrs.		Hrs.							
POZO N° 2		TERMINACIÓN:		Hrs.		Hrs.							
TIPO DE SONDEO: MEXTO		BOMBA: MOYNO 3L6											
PERFORADORA: LONG YEAR 34													
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD		RECUPERACIÓN			PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA		CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES		
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	CR%	ALTIMETRO	75cm	15cm	30cm		15cm	MUESTREO
1	0.00	0.60	0.60	0.26			2	14	8			T.P.	RELLENO, POCA MATERIA ORGÁNICA
2	0.60	1.20	0.60	0.24			2	7	1			T.P.	ARENA FINA, POCO LIMOSA, CAFÉ
3	1.20	1.80	0.60	0.23			1	7	5			T.P.	ARENA FINA, OSCURA
4	1.80	2.40	0.60	0.30			4	5	9			T.P.	ARENA FINA, OSCURA
5	2.40	3.00	0.60	0.20			5	6	2			T.P.	ARENA FINA, OSCURA
6	3.00	3.60	0.60	0.38			1	1	3			T.P.	P.L. ARENA FINA, P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO.
7	3.60	4.20	0.60	0.42			4	4	3			T.P.	ARCILLA CON ARENA FINA
8	4.20	5.00	0.80	0.50			PRESIÓN					T. Shelby	ARENA ARCILLOSA
9	5.00	5.60	0.60	0.40			2	1	1			T.P.	P.L. ARCILLA GRIS VERDOSO, P.S. ARENA FINA
10	5.60	6.20	0.60	0.29			1	1	1			T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO.
11	6.20	6.80	0.60	0.39			P.H.	P.H.	1			T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO.
12	6.80	7.40	0.60	0.42			P.H.	P.H.	P.H.			T.P.	ARCILLA CAFÉ OSCURO.
13	7.40	8.00	0.60	0.42			P.H.	1	1			T.P.	ARCILLA CON LENTE DE ARENA FINA
14	8.00	8.60	0.60	0.44			P.H.	P.H.	P.H.			T.P.	ARCILLA CON POCA ARENA
15	8.60	9.20	0.60	0.33			1	1	P.H.			T.P.	ARCILLA CON POCA ARENA
16	9.20	9.80	0.60	0.24			P.H.	1	3			T.P.	P.L. ARENA FINA EN LA ZAPATA, P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO.
17	9.80	10.40	0.60	0.40			PRESIÓN					T. Shelby	ARCILLA CON POCA ARENA
18	10.40	11.00	0.60	0.20			5	3	1			T.P.	ARENA FINA, OSCURA
19	11.00	11.60	0.60	0.44			P.H.	P.H.	P.H.			T.P.	ARCILLA CAFÉ ROLIZO.
20	11.60	12.20	0.60	0.37			P.H.	1	1			T.P.	ARCILLA CAFÉ ROLIZO CON POCA ARENA
21	12.20	12.80	0.60	0.34			P.H.	P.H.	P.H.			T.P.	ARCILLA CAFÉ

Nivel Freático: \_\_\_\_\_ Hrs. \_\_\_\_\_  
Observaciones generales: PERDIDA DE BENTONITA A LOS 6.00m

Profundidad del proyecto: \_\_\_\_\_  
Profundidad real: 20.00m  
Operador: Sr. José Manuel Yañez Jiménez  
Supervisor: Carlos Reyes Molina  
Fecha: Septiembre 2012

Adelante (m): \_\_\_\_\_

Fig. 34. Registro de campo SM-2

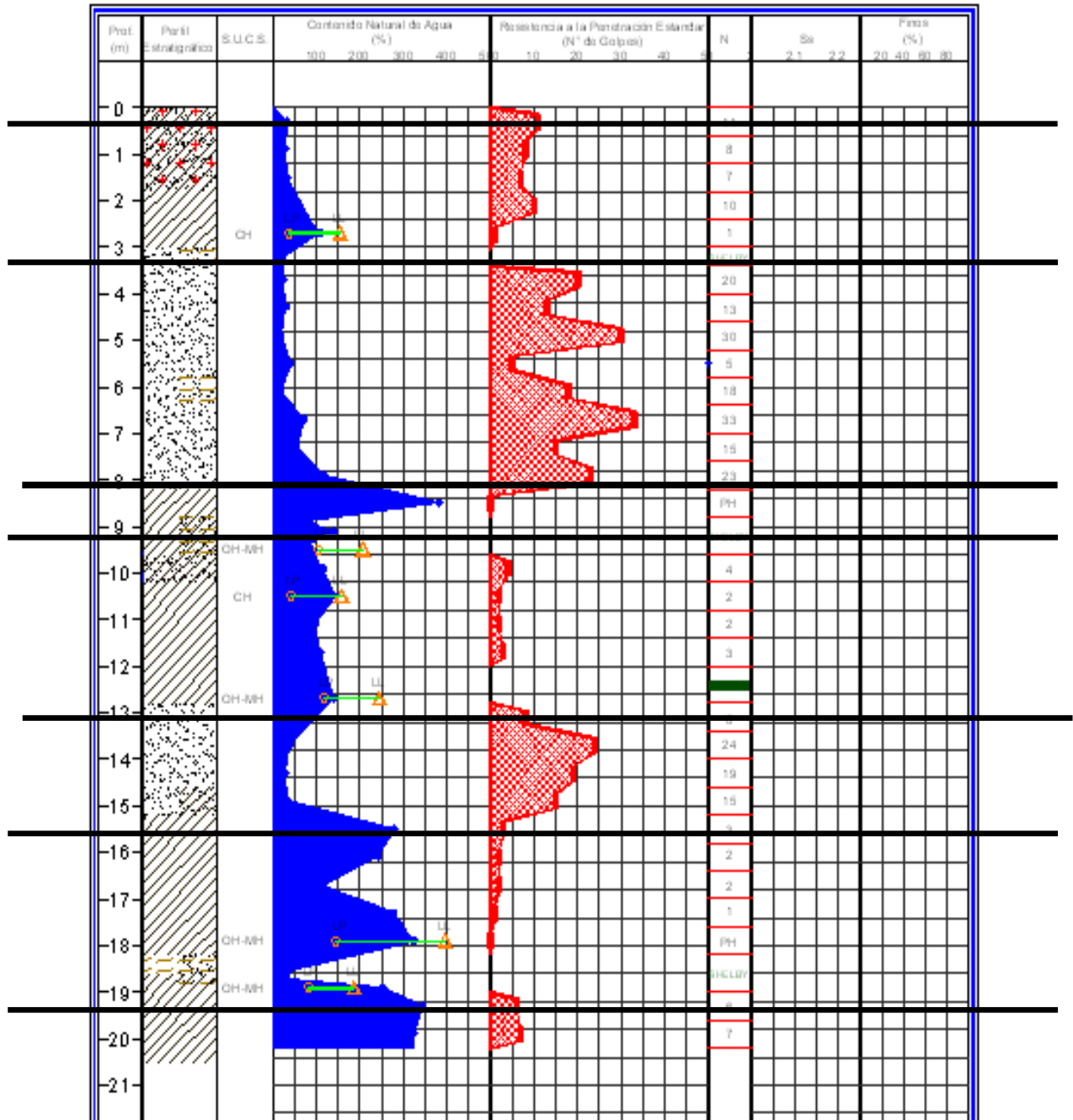


REPORTE DIARIO DE PERFORACIÓN													
OBRA: SECUNDARIA No 274		COORDENADAS: X		Y		Z							
LOCALIZACIÓN DELEGACION IZTAPALAPA MÉXICO D.F.		FECHA DE INICIO:		14/09/2012		Hrs.							
POZO N° 3		TERMINACIÓN:				Hrs.							
TIPO DE SONDEO: MIXTO		BOMBA: MOYNO 31.6											
PERFORADORA: LONG YEAR 34													
MUESTRA N°	PROFUNDIDAD		RECUPERACIÓN				PENETRACIÓN ESTÁNDAR			TIPO DE HERRAMIENTA		CLASIFICACIÓN Y OBSERVACIONES	
	INICIAL	FINAL	AVANCE	m	%	(DIEBRE)	GR%	ALTIMETRO	TIPO DE HERRAMIENTA	TIPO DE HERRAMIENTA			
1	0.00	0.60	0.60	0.30				5	21	11		T.P.	RELLENO
2	0.60	1.20	0.60	0.28				4	14	8		T.P.	ARENA FINA CON GRAVILLAS DE TEZONTLE
3	1.20	1.80	0.60	0.36				2	9	6		T.P.	P.L ARENA FINA, P.S. ARCILLA POCO LIMOSA
4	1.80	2.40	0.60	0.31				7	14	4		T.P.	ARENA FINA, OSCURA
5	2.40	3.00	0.60	0.45				P.H.	1	8		T.P.	P.L ARENA FINA EN LA ZAPATA, P.S. ARCILLA GRIS VERDOSO.
6	3.00	3.60	0.60	0.34				3	8	5		T.P.	ARCILLA CON ARENA FINA, OSCURA
7	3.60	4.20	0.60	0.37				5	17	8		T.P.	ARENA FINA, OSCURA
8	4.20	4.80	0.60	0.50				1	3	3		T.P.	ARCILLA ARENOSA, OSCURA
9	4.80	5.60	0.80	0.35				PRESIÓN				T. Shelby	ARENA ARCILLOSA, OSCURA
10	5.60	6.20	0.60	0.37				6	16	2		T.P.	ARENA FINA, OSCURA
11	6.20	6.80	0.60	0.35				2	4	3		T.P.	ARENA ARCILLOSA, OSCURA
12	6.80	7.40	0.60	0.31				2	6	2		T.P.	ARENA ARCILLOSA, OSCURA
12	7.40	8.00	0.60	0.42				1	1	1		T.P.	ARCILLA CON ESCASA ARENA
13	8.00	8.60	0.60	0.40				1	1	1		T.P.	ARCILLA GRIS Y POCO VERDOSO.
14	8.60	9.20	0.60	0.36				P.H.	1	1		T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO.
15	9.20	9.80	0.60	0.46				1	1	P.H.		T.P.	ARCILLA GRIS VERDOSO CON POCOA ARENA FINA.
16	9.80	10.40	0.60	0.35				P.H.	3	4		T.P.	ARENA FINA, OSCURA
17	10.40	11.00	0.60	0.38				9	21	7		T.P.	ARENA POCO ARCILLOSA
18	11.00	11.60	0.60	0.25				2	1	1		T.P.	ARCILLA CAFÉ.
19	11.60	12.20	0.60	0.38				P.H.	1	1		T.P.	ARCILLA CAFÉ.
20	12.20	13.00	0.80	0.45				PRESIÓN				T. Shelby	ARCILLA GRIS VERDOSO.

Nivel Freatico: \_\_\_\_\_ Turno de: \_\_\_\_\_ Hrs. \_\_\_\_\_  
 Observaciones generales: PÉRDIDA DE BENTONITA A LOS 13.00m  
 Profundidad del proyecto: \_\_\_\_\_ 20.30m  
 Profundidad real: \_\_\_\_\_  
 Operador: Sr. José Manuel Yañez Jiménez  
 Supervisor: Carlos Reyes Molina  
 Fecha: Septiembre 2012

Ademe (m): \_\_\_\_\_

Fig. 35. Registro de campo SM-3



**Fig 36. Perfil estratigráfico SM-1**

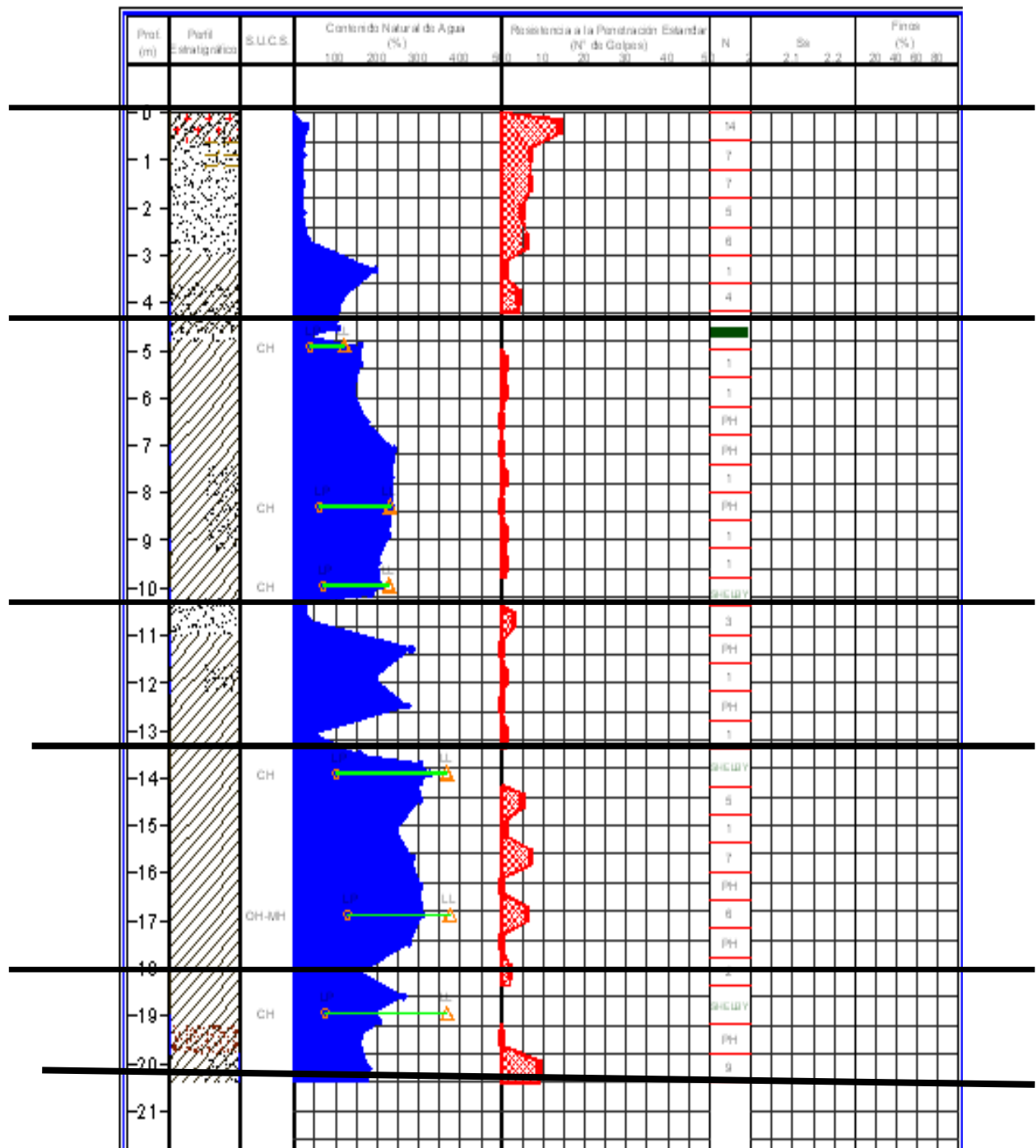


Fig 37. Perfil estratigráfico SM-2

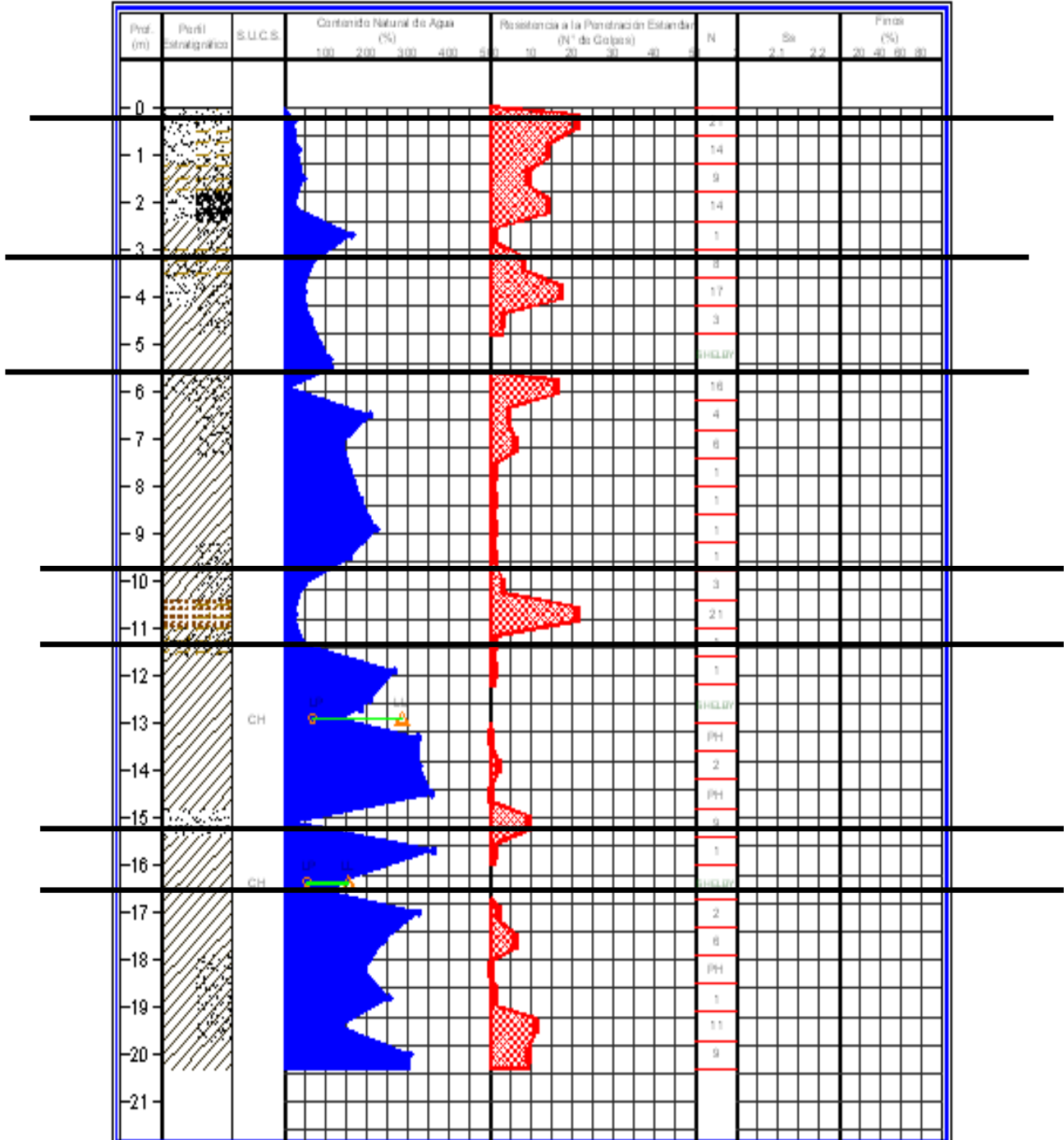


Fig 38. Perfil estratigráfico SM-3



**PRUEBA LIMITES DE CONSISTENCIA**



**PRUEBA COMPRESIÓN SIMPLE**



**PRUEBA TRIAXIAL**



**PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN**

**Fig. 39 Equipo de laboratorio**



#### **4.3.- Pruebas de Laboratorio**

Los ensayos de laboratorio se realizaron siguiendo las especificaciones establecidas en el Manual de Laboratorio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez obtenidas las muestras, se realizaron diferentes pruebas de laboratorio para obtener las propiedades índice y mecánicas del suelo. En el siguiente cuadro se relacionan las pruebas de laboratorio que se realizaron en las muestras obtenidas, de acuerdo al tipo de muestra.

##### **Muestras alteradas**

A las muestras representativas alteradas se les efectuaron las siguientes pruebas de laboratorio:

##### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

##### **Muestras inalteradas**

A las muestras cúbicas inalteradas obtenidas se les realizaron las siguientes pruebas:

##### **Propiedades Índice**

- 1.- Clasificación Visual y al Tacto
- 2.- Contenido de Humedad
- 3.- Análisis Granulométrico
- 4.- Límites de Consistencia o de Atterberg
- 5.- Densidad de Sólidos

##### **Propiedades Mecánicas**

- 1.- Resistencia al Esfuerzo Cortante
  - a) Compresión Simple
  - b) Compresión Triaxial Rápida UU
- 2.- Compresibilidad
  - a) Consolidación Unidimensional

Todas las muestras obtenidas se clasificaron en forma visual y al tacto, en estado húmedo y seco mediante pruebas del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), se determinó también su contenido natural de agua.

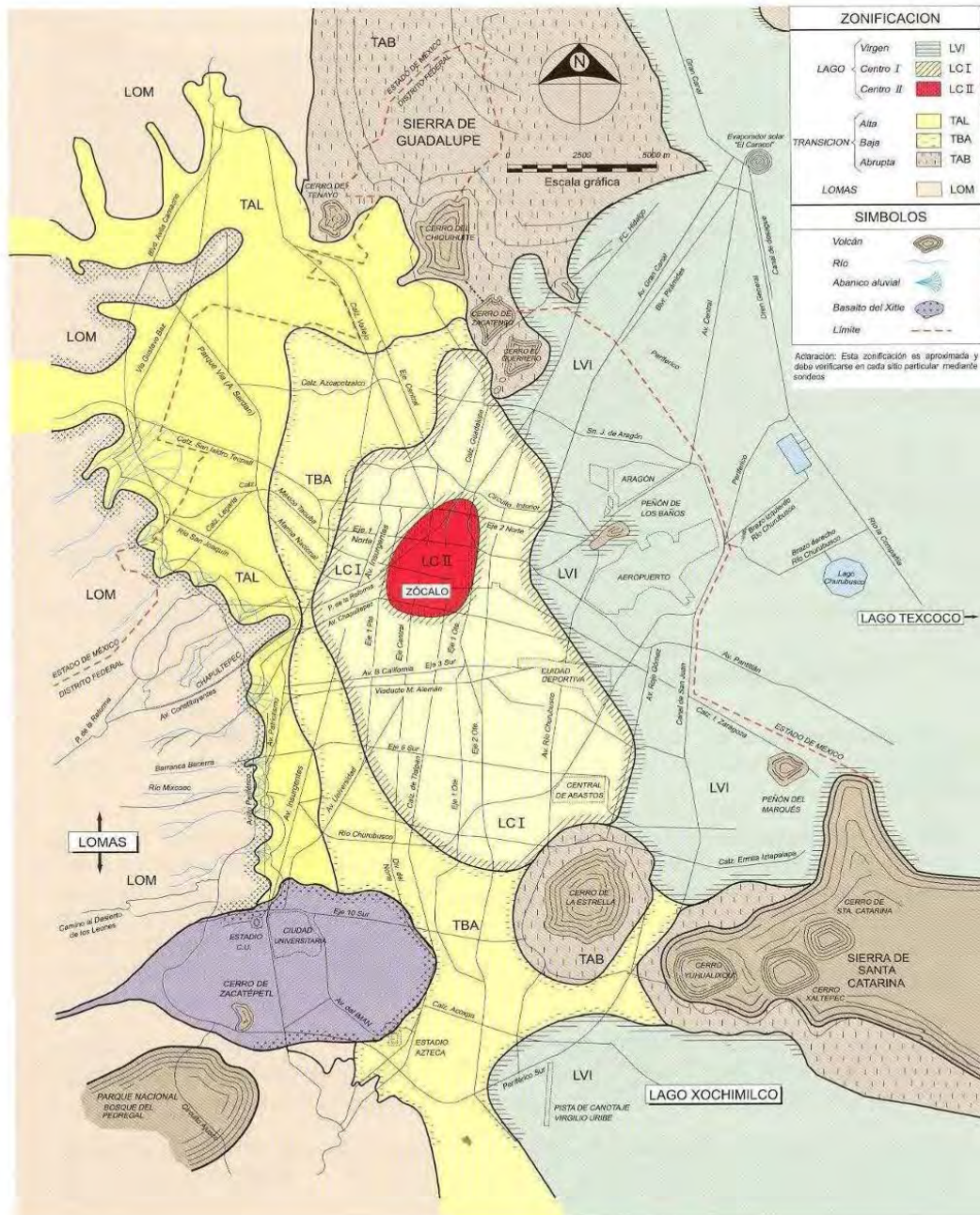
En estratos representativos se hicieron límites de consistencia y/o porcentaje de finos para conocer su granulometría; se obtuvo en ambos casos la densidad de sólidos.

Para conocer los parámetros de resistencia del suelo, se efectuaron en muestras inalteradas ensayos de compresión axial no confinada y compresión triaxial no consolidada-no drenada (pruebas UU).

El comportamiento deformacional del estrato compresible que se verá afectado por la construcción de la estructura se obtuvo efectuando en muestras inalteradas (tubo Shelby) la prueba de consolidación unidimensional.

Los parámetros de compresibilidad del suelo, se obtuvieron por medio de la prueba de consolidación estándar realizada en el sondeo profundo del sitio de interés.

#### 4.4.- CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS Y FÍSICAS DEL SUBSUELO

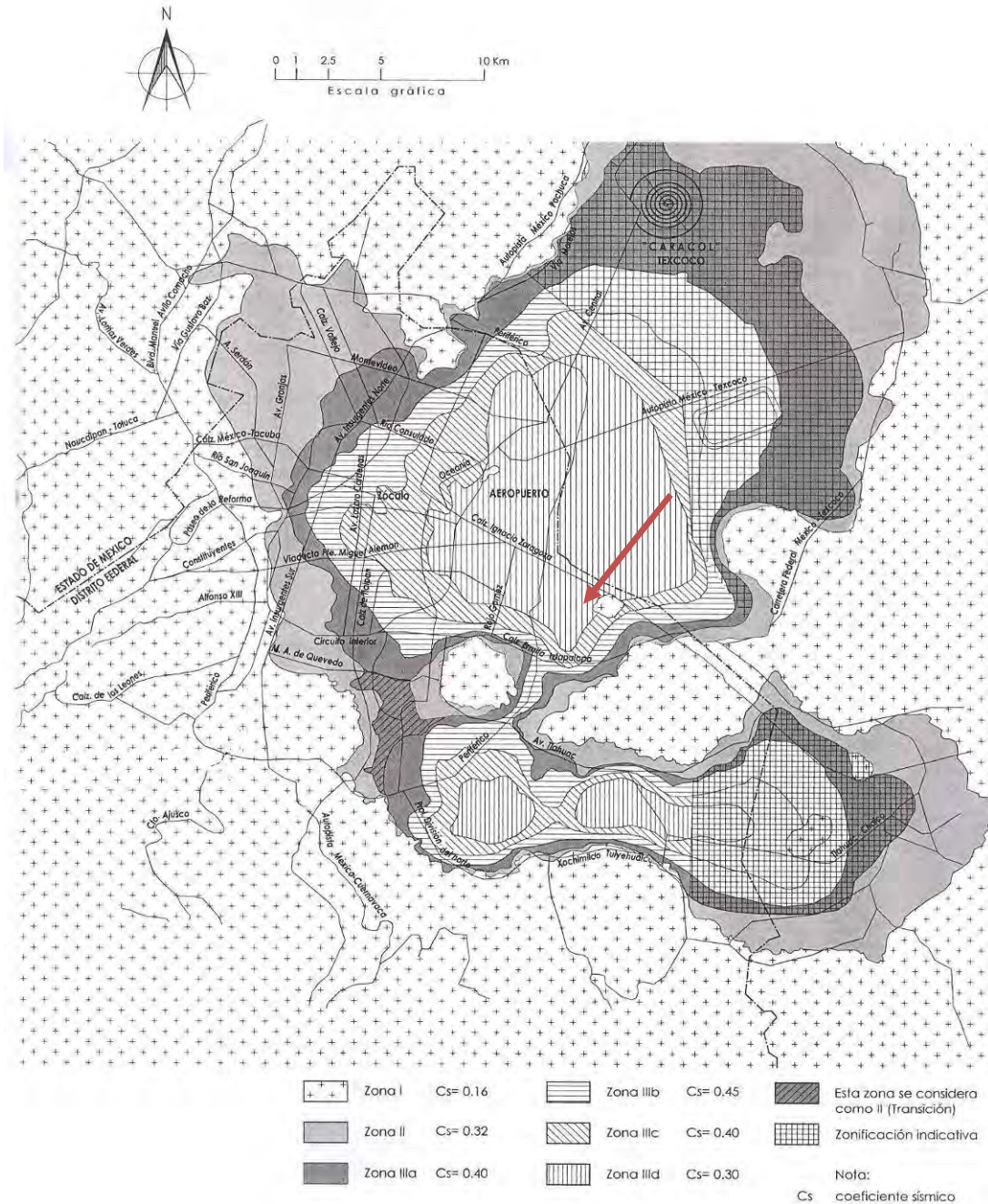


Zonificación geotécnica de la Ciudad de México

**Fig. 40 Zonificación Geotécnica**

El predio de interés se localiza en la Zona IIc (Zona de Lago), según la regionalización del subsuelo considerada por el Reglamento de Construcciones, en la que predominan los depósitos lacustres de baja resistencia y alta deformabilidad.





**Fig. 41 Zonificación del predio de interés**

El sitio de interés se localiza, en la denominada Zona de Lago, dentro del área que ocupaba el ex Lago de Texcoco, constituido por sedimentos lacustres de arcillas bentónica de alta compresibilidad, del grupo CH según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, y de consistencia variable entre blanda y muy blanda, con un estado de esfuerzos efectivos de la estructura de los depósitos arcillosos, menor en  $1 \text{ ton/m}^2$ , respecto al esfuerzo de preconsolidación de los depósitos arcillosos; con algunas lentes de limo y arena fina gris, con un

espesor de la formación arcillosa superior de 40 m, aproximadamente, de acuerdo a la zonificación de la profundidad de la primera capa dura. (ver figura 41).

La secuencia detallada del sondeo realizado se describe a continuación:

### **SONDEO MIXTO SM – 1**

#### **(Secundaria No 274 “Librado Rivera Godínez”)**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 1.80	Arcilla con arena y pedacería de tabique rojo (relleno de mala calidad), con contenido de agua del 30%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 7 y 11 golpes.
1.80 – 3.00	Arcilla, gris verdoso, con contenido de agua de 105%, límite líquido de 155%, límite plástico de 37% e índice de plástico de 118%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo C H, índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 1 a 10 golpes; de consistencia muy blanda a firme.
3.00 – 3.40	Arena fina y media con pocos finos de limo no cohesivo, gris oscuro; con contenido de agua de 23%.
3.40 – 5.80	Arena fina, oscura (ceniza volcánica); con contenido de agua variable de 17 a 40%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 5 a 30 golpes, compacidad suelta a media.
5.80 – 6.40	Arena fina, oscura, con pocos finos de limo; con contenido de agua de 18%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) 18 golpes, compacidad media.
6.40 – 8.20	Arena fina, oscura (ceniza volcánica); con contenido de agua variable de 54 a 118%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 15 a 33 golpes, compacidad media a compacta.
8.20 – 8.80	Arcilla, café rojizo; con contenido de agua del 381%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) del peso de herramienta, consistencia muy blanda.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
8.80 – 9.60	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con escasa arena fina, con un contenido de agua variable 78% a 141%, límite líquido de 206% , límite plástico de 106% e índice de plástico de 100%, de acuerdo al S UCS pertenece al grupo OH-MH.
9.60 – 10.20	Arcilla, gris oscuro, con arena fina; con contenido de agua del 114%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes, consistencia blanda.
10.20 – 12.80	Arcilla, gris verdosa, con un contenido de agua variable 94% a 144%, límite líquido de 244% , límite plástico de 115% e índice de plástico de 129%, de acuerdo al S UCS pertenece al grupo OH-MH; índice de resistencia a la penetración estándar ( IRPE) variable de 2 a 4 golpes, consistencia blanda.
12.80 – 14.60	Arena fina, oscura; con contenido de agua variable de 28 a 38 %; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 8 a 24 golpes, compacidad suelta a media.
14.60 – 15.20	Arena fina, con poca arcilla; con contenido de agua de 34%; con índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 15 golpes, compacidad media.
15.20 – 18.20	Arcilla, café; con contenido de agua variable de 113% a 324%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a 3 golpes, consistencia muy blanda a blanda.
18.20 – 18.65	Limo, gris oscuro negruzco, con poca arena fina; con contenido de agua del 39%.
18.65 – 18.80	Arcilla poco limosa, gris oscuro, con poca arena fina; con contenido de agua del 33%.

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
18.80 – 20.30	Arcilla, gris verdoso oscuro, con contenido de agua variable 252% a 324%, límite líquido de 186%, límite plástico de 80% e índice de plástico de 106% , de acuerdo al SUCS pertenece al grupo OH-MH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 6 a 7 golpes, consistencia media.

### **SONDEO MIXTO SM – 2**

#### **(Secundaria No 274 “Librado Rivera Godínez”)**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 0.60	Arcilla con arena fina, pedacera de tabique y poca materia orgánica (material de relleno); con contenido de agua del 29%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes.
0.60 – 1.20	Arena fina, poco limosa, café; con contenido de agua del 22%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 7 golpes, compacidad suelta.
1.20 – 3.00	Arena fina, oscura, (ceniza volcánica); con contenido de agua variable de 19% al 33%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable entre 5 y 7 golpes, compacidad media.
3.00 – 3.60	Arcilla, gris verdoso; con contenido de agua del 195%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes, consistencia firme.
3.60 – 4.65	Arcilla, gris oscuro, con escasa arena; con contenido de agua variable del 103% a 113%, límite líquido de 130%, límite plástico de 42% e índice de plástico de 88%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 4 golpes, consistencia blanda.

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
4.65 – 4.85	Arena fina, gris oscuro negruzco; con contenido de agua de 33%.
4.85 – 5.60	Arcilla, gris verdoso; con contenido de agua variable del 158% a 160%, límite líquido de 122%, límite plástico de 40% e índice de plástico de 82%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de un golpe, consistencia muy blanda.
5.60 – 7.40	Arcilla, café oscuro; con contenido de agua variable del 140% a 240%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a un golpe, consistencia muy blanda.
7.40 – 9.20	Arcilla, con poca arena; con contenido de agua variable del 225% a 235%, límite líquido de 231%, límite plástico de 62% e índice de plástico de 169%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a un golpe, consistencia muy blanda.
9.20 – 9.80	Arcilla, gris verdoso; con contenido de agua de 200%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) del peso de herramienta, consistencia muy blanda.
9.80 – 10.20	Arcilla, gris verdoso oscuro; con contenido de agua variable del 184% a 209%, límite líquido de 229%, límite plástico de 69% e índice de plástico de 160%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH.
10.20 – 11.00	Arena fina, gris negruzco; con contenido de agua variable de 25% al 35%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes, compacidad muy suelta.
11.00 – 19.20	Arcilla, en varios tonos; con un contenido de agua variable del 50% a 308%, límite líquido de 368%, límite plástico de 103% e índice de plástico de 265%, de acuerdo al SUCS pertenece al grupo CH; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a 7 golpes, consistencia muy blanda a media.

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
19.20 – 19.80	Arcilla, gris verdoso con grumos pumíticos; con un contenido de agua del 155%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) del peso de herramienta, consistencia muy blanda.
19.80 – 20.40	Arcilla, gris verdoso, con poca arena fina; con un contenido de agua del 178%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes, consistencia firme.

### **SONDEO MIXTO SM – 3**

#### **(Secundaria No 274 “Librado Rivera Godínez”)**

<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
0.00 – 1.20	Arena fina, muy poco limosa; con contenido de agua variable del 22 % al 30% ; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 14 a 21 golpes, compacidad media.
1.20 – 1.80	Arcilla limosa, café grisáceo, con escaja arena; con contenido de agua de 44%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes, consistencia firme.
1.80 – 2.40	Arena fina, gris, con gravillas y gravas aisladas; con contenido de agua de 23%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 14 golpes, compacidad media.
2.40 – 3.00	Arcilla, café verdoso, con escaja arena fina; con un contenido de agua de 162%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de un golpe, consistencia muy blanda.
3.00 – 3.60	Arcilla limosa con arena fina; con un contenido de agua de 64%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 8 golpes, consistencia media.

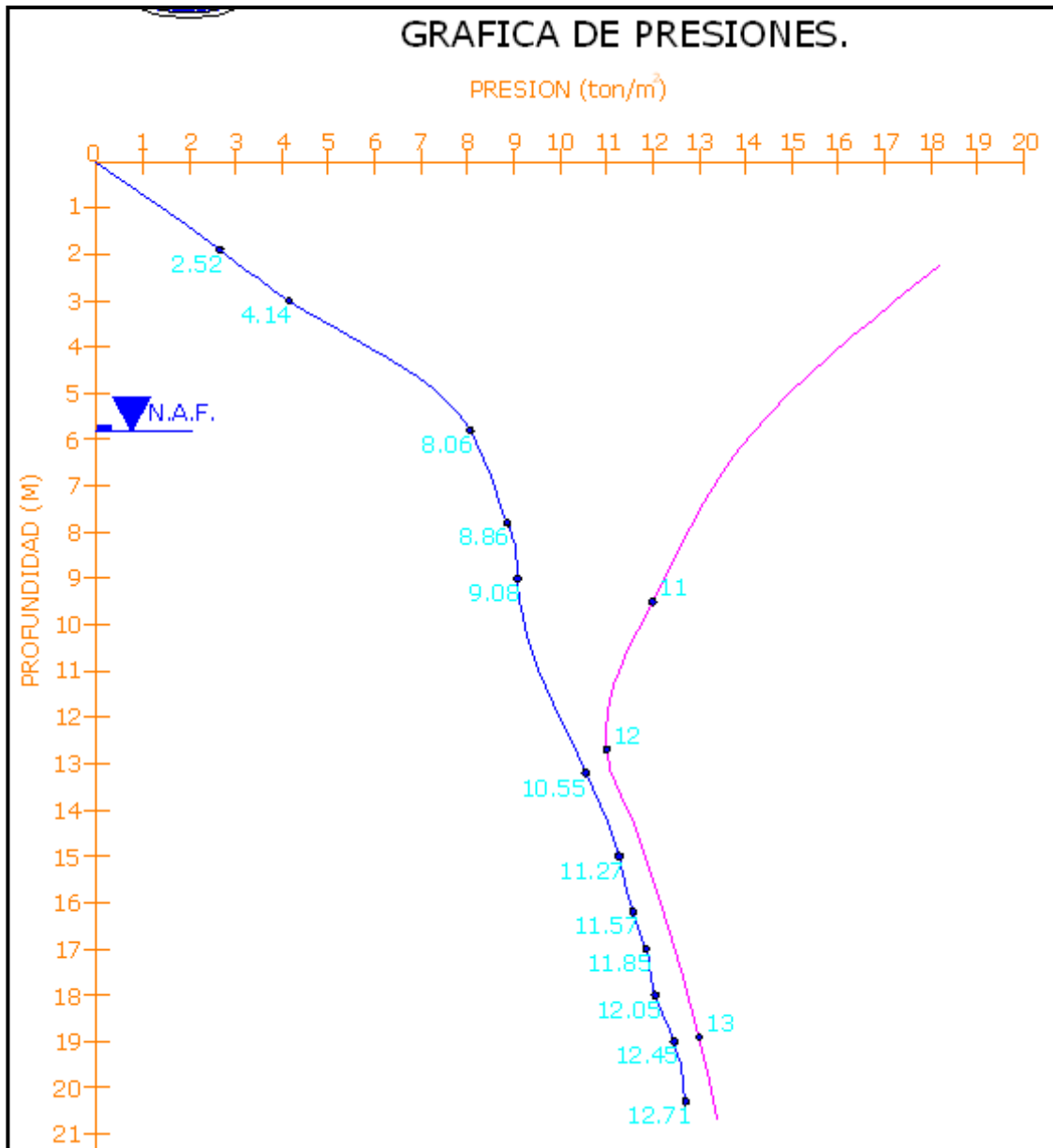
<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
3.60 – 4.20	Arena fina con poca arcilla, gris oscuro; con un contenido de agua de 44%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 17 golpes, compacidad media.
4.20 – 4.80	Arcilla gris con escasa arena fina; con un contenido de agua de 61%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 3 golpes, consistencia blanda.
4.80 – 5.60	Arcilla, gris oscuro negruzco; con un contenido de agua de 110%.
5.60 – 6.20	Arena con arcilla, gris; con un contenido de agua de 12%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 16 golpes, compacidad media.
6.20 – 7.40	Arena con arcilla, gris; con un contenido de agua de 12%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 16 golpes, compacidad media.
7.40 – 9.20	Arcilla, gris verdoso; con un contenido de agua variable de 184% a 221%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de un golpe, consistencia muy blanda.
9.20 – 10.40	Arcilla, gris, con muy escasa arena; con un contenido de agua variable de 45% a 157%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 1 a 3 golpes, consistencia muy blanda a blanda.
10.40 – 11.00	Vidrio volcánico, gris oscuro, con muy escaso limo; con un contenido de agua de 22%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 21 golpes.
11.00 – 11.60	Limo arcilloso, con arena fina, gris oscuro; con un contenido de agua de 43%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de un golpe, consistencia muy blanda.
11.60 – 14.80	Arcilla, café verdoso de plasticidad media; con un contenido de agua variable de 137% a 356%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a dos golpes, consistencia muy blanda a blanda.



<b>Profundidad (m)</b>	<b>Descripción</b>
14.80 – 15.40	Arena fina, media y gruesa; con contenido de agua de 25%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes, compacidad suelta.
15.40 – 16.00	Arcilla, café grisáceo; con contenido de agua de 361%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de un golpe, consistencia muy blanda.
16.00 – 16.70	Arcilla, gris verdoso oscuro; con contenido de agua variable de 121% a 131%.
16.70 – 17.90	Arcilla, café rojizo de plasticidad media; con un contenido de agua variable de 240% a 324%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable de 2 a 6 golpes, consistencia blanda a media.
17.90 – 19.70	Arcilla, café grisáceo con escasa arena fina; con un contenido de agua variable de 135% a 254%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) variable del peso de herramienta a 11 golpes, consistencia muy blanda a firme.
19.70 – 20.30	Arcilla, café de plasticidad media; con contenido de agua de 303%; índice de resistencia a la penetración estándar (IRPE) de 9 golpes, consistencia muy firme.

El nivel de aguas freáticas se detectó a 5.80 m de profundidad aproximadamente. Esta posición del agua freática depende de la época del año y de las fugas e infiltraciones que se generan en las colindancias.

La distribución de esfuerzos con respecto a la profundidad se indica en la figura 42, donde se indica la diferencia entre las presiones efectivas y la carga de preconsolidación de los depósitos arcillosos profundos.



**Fig. 42 Gráfica de presiones, SM-1.**

En esta gráfica se observa que los suelos están preconsolidados entre 10 y 5 ton/m<sup>2</sup> hasta una profundidad de 5 m de profundidad, y a partir de esta profundidad se decrementa la preconsolidación a 0.5 ton/m<sup>2</sup> conforme se profundizan los materiales arcillosos.

Considerando las características de rigidez de la cimentación que más adelante se define, la deformabilidad de los materiales del subsuelo y la presión de contacto aplicada a los materiales de apoyo por la cimentación, el módulo de reacción del suelo deberá considerarse de  $2 \text{ kg/cm}^3$ .

De acuerdo a las características estratigráficas de los depósitos del subsuelo y a la zonificación geotécnica de la Ciudad de México el promedio de interés se encuentra en la zona II de nominada de Lago, a la que corresponde un coeficiente sísmico de 0.40 (Ver figura 41)

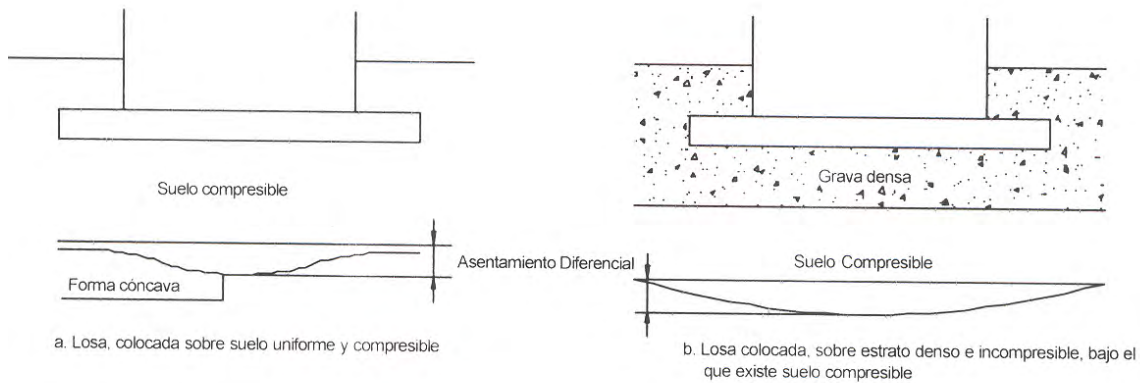
## 4.5.- EVALUACION GEOTECNICA DE LAS ESTRUCTURAS

### Asentamientos en las cimentaciones

#### Causas que originaran los asentamientos:

Los asentamientos, pueden ser producto de diversas causas, actuando de manera independiente, y en ocasiones la problemática se incrementa cuando estas se prestan de manera conjunta, sean algunas de las causas más comunes.

1. **Variación en la estratigrafía del suelo:** una parte de la estructura se encuentra cimentada, en un suelo altamente compresible y la otra sobre material menos compresible. Tales variaciones son realmente comunes, sobre todo en lentes de arcilla con material arenoso.
2. **Variaciones en la carga de cimentación:** se presenta cuando no existe simetría en forma y carga, es decir estas no se transmiten de manera igual, a lo largo de toda la superficie. En este proyecto el edificio dicha condición entre la zona frontal y la posterior de la estructura en el sentido transversal, esto no se hubiera presentado si se hubiera diseñado una alternativa de cimentación semejante a las contiguas para impedirlos.
3. **Cargas grandes en áreas de cimentación flexibles:** el asentamiento de grandes placas flexibles de cimentación (ZAPATAS CORRIDAS), o de áreas grandes cargadas incluyendo las cimentaciones independientes de un cierto número de columnas, construidas directamente sobre el suelo compresible, adopta una forma cóncava, cuyo asentamiento máximo se localiza al centro y en las esquinas más cargadas por efecto de la excentricidad entre el centro de cargas y el centro geométrico, y el mínimo en las esquinas. Figura 43



**Fig. 43 Forma del asentamiento en grandes zonas flexibles con presencia de cargas**

**4. Diferencias en el tipo de construcción en la parte adyacente de una estructura:** este problema se presenta cuando trascurridos varios años de haber sido construida una estructura se le añaden algunas cargas adicionales. Para impedir la deformación y agrietamiento entre estructuras nuevas y antiguas, es necesario tomar precauciones especiales a base de juntas verticales.

**5. Variación en el contenido de agua del terreno:** por otra parte el agua que contiene el terreno, incide de diversas maneras en el comportamiento de las cimentaciones; pudiendo generar sub-presiones, que requieren de ser consideradas durante el cálculo de la estabilidad de la cimentación.

Por otro lado la desecación de los materiales por pérdida de humedad, debido a los abatimientos que tienen el subsuelo producen deformaciones importantes, que incluso la diferencia de espesores de arquilla, se manifiestan en asentamientos diferenciales, provocando desplomes, siendo esta otra de las causas que han provocado el mal comportamiento de la estructura.

#### **Asentamientos totales parciales**

La consolidación es el factor más importante, con el cual se determinan las presiones de apoyo admisibles, siendo necesario el calcular los asentamientos por proceso de consolidación, así como los efectos que causan los asentamientos parciales o totales sobre las estructuras, sus métodos de cálculo, para así reducir la presencia de asentamientos.

El asentamiento de una cimentación consta de:

- Asentamiento inmediatos, " $\Delta i$ "; estos tienen lugar durante la aplicación de la carga, como resultado de la deformación elástica del suelo, sin variación alguna en el contenido de agua.

- Asentamiento de consolidación, " $\Delta c$ "; tiene lugar como consecuencia de la reducción de volumen del suelo causada por la expulsión de parte del agua contenida en los poros del suelo.
- Asentamiento final, " $\Delta f$ "; sean estos la suma de " $\Delta i + \Delta c$ "

En el caso de cimentaciones sobre arena de densidad media normal, los asentamientos "inmediatos", y de "consolidación", son de orden pequeño y se prestan casi de manera, el asentamiento total se presenta cuando actúan sobre los cimientos, la carga completa. De modo análogo los asentamientos sobre las arenas de baja compacidad, cuya compacidad de carga es pequeña son casi inmediatos, estos se producen en el momento mismo en que se aplica la carga, mientras que las arcillas compresibles se deben al movimiento de consolidación tanto de manera inmediata como a largo plazo, estos últimos constituyen la mayor parte del movimiento y pueden tener lugar al cabo de un largo periodo de años.

El asentamiento de los cimientos, no se limita a estructuras de gran peso y tamaño. En limos y arcillas blandas y compresibles, pueden presentarse asentamientos apreciables bajo cargas ligeras, sin embargo las estructuras de dos niveles al estar cimentadas sobre un cajón de cimentación están en condiciones estables, sin embargo habrá que hacer algunos trabajos de mantenimiento para incrementar su factor de seguridad y mantener su operación en condiciones admisibles.

Los asentamientos parciales o relativos, entre una parte de la estructura y otra, presentan mayor repercusión sobre la superestructura, que los asentamientos totales, este último tiene solo importancia, en su afectación con obras colindantes.

Si el área completa de la cimentación, de una estructura se asienta de manera igual en todas direcciones, la superestructura se asienta de manera igual en todas direcciones, la superestructura no sufrirá efectos perjudiciales. Si por el contrario, existe un movimiento relativo en varias partes de la cimentación, se presentaran una serie de esfuerzos en la estructura. Si estos movimientos relativos, son excesivos puede tener lugar un serio agrietamiento, o inclusive el colapso total de la estructura.

Clasificación general de causas de asentamientos totales y diferenciales:

## 1. Cargas

- 1.1.1 Estáticas
- 1.1.2 Permanentes
- 1.1.3 Transitorias
- 1.2 Dinámicas
  - 1.2.1 Vibración
  - 1.2.2 Choque o impacto



## 2. **Cambios en las características del suelo de cimentación**

- 2.1 Acción del frío intenso
- 2.2 Acción del calor
- 2.3 Cambios de humedad del suelo
- 2.4 Descenso del nivel freático (equivalente a incremento de carga, generado por aumento del peso volumétrico del suelo)

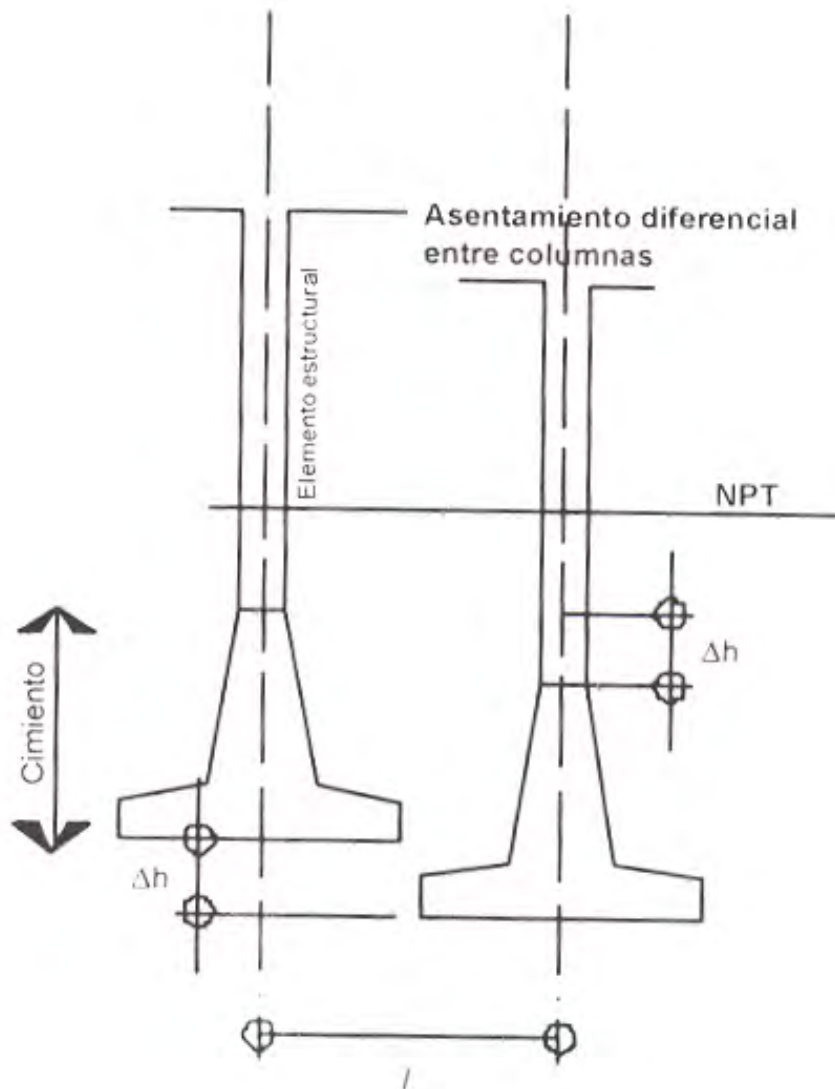
## 3. **Causas accidentales (varias)**

- 3.1 Colapso o deformación de minas, cavernas y conductos subterráneos
- 3.2 Erosión subterránea producida por el agua
- 3.3 Derrumbes y deslizamientos plásticos (erosión geológica de la masa).

Skempton y Mc Donald, estudiaron el asentamiento de las estructuras, dividiendo en tres categorías los daños causados por los asentamientos:

- 1. Daño estructural; afecta tanto a la estructura, como su cimentación.
- 2. Daño arquitectónico; afectación únicamente a los muros, losas y cubiertas.
- 3. Daño estructural y arquitectónico, simultáneo.

Tras estudiar, asentamientos de diversas estructuras, que han sufrido daño de menor a mayor magnitud, se concluye que el daño estructural, suele tener lugar cuando la distorsión angular ( $\Delta h$ ), de dos columnas situadas en un tramo ( $l$ ), exceda de  $1/150$ , cuyo daño es perceptible en los acabados, suele ocurrir cuando la distorsión angular excede de  $1/300$ . Fig 44



**Fig, 44 Asentamiento diferencial de una estructura**

Dada la importancia, que significa el conocer la magnitud del asentamiento, según especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias, diseño y construcción de cimentaciones, durante el diseño de toda la cimentación, deberán considerarse los estados límite, que a continuación se enlistan:

1. Flotación
2. Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación
3. Falla estructural de los elementos de la cimentación.

Así como los correspondientes miembros de las estructuras. La revisión de la seguridad de cimentaciones ante estados límite de falla, de acuerdo a los artículos 167 y 182, consiste en comparar por cada elemento de la cimentación y está en conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos se calcula mediante métodos analíticos o empíricos, la capacidad de carga de cimentaciones sea cual sea, se determinará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico, en la realización del cálculo se deberá de considerar la interacción entre las partes de la cimentación y entre estas y las cimentaciones vecinas.

Si el subsuelo presenta rellenos sueltos, grietas, cavernas u otras oquedades, se deberán considerar, los estados límite de servicio, sean estos;

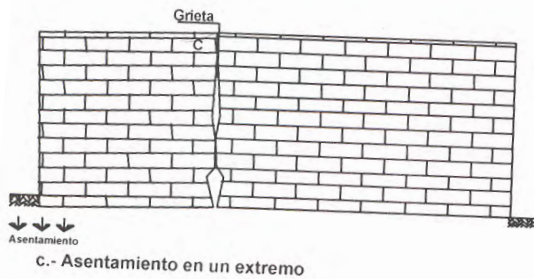
1. Asentamientos o emersiones de la cimentación
2. Inclinación media de la construcción
3. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerará el componente inmediato bajo carga es tática, el accidental principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, así como la combinación de los tres.

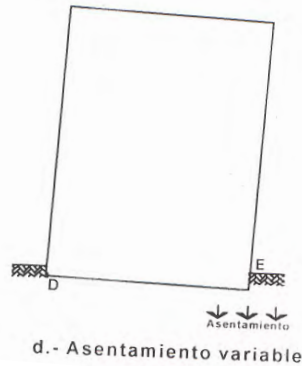
El valor esperado de cada uno de los movimientos deberá garantizar, el no causar daños a la cimentación, la estructura, las instalaciones, así como acabados, construcciones vecinas o servicios públicos. La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio, se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla de la figura 45

<b>a.- Movimientos verticales (Hundimiento o emersión)</b>		
Concepto	Limite	
	cm	
Zona I		
Valor medio en el area ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5,00
	Construcciones colindantes	2,50
Zona II y III		
Valor medio en el area ocupada por la construcción:		
Asentamiento	Construcciones aisladas	30,00
	Construcciones colindantes	15,00
Emersión		30,00
Velocidad del componente diferido		1 cm/semana
<b>b.- Inclinación media de la construcción</b>		
Tipo de daño	Limite	Observaciones
Inclinación visible	$100/(100+3hc)\%$	hc: Altura de la construcción, m
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0,30%	En dirección longitudinal
<b>c.- Deformaciones diferenciales en la propia estructura y sus vecinas</b>		
Tipo de estructuras	Variable que se limita	Limite
Marcos de acero	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0,006
Marcos de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre apoyos y el claro	0,004
Muros de carga de tabique de barro o bloques de concreto	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0,002
Muros con acabados sensibles, como yeso, piedra ornamental, etc.	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0,001
Se tolerarán valores mayores en la medida en que la deformación ocurra antes de colocar los acabados o estos se encuentren desligados de los muros		
Paneles móviles o muros con acabados poco sensibles, como mampostería con juntas secas	Relación entre el asentamiento diferencial entre extremos y el claro	0,004
Tuberías de concreto con juntas	Cambio de pendiente en las juntas	0,015

**Fig. 45** Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación



El asentamiento diferencial del extremo de un edificio largo, con respecto a otro no tan largo, puede generar grietas con la mayor abertura, hacia la parte superior, punto "C"



El asentamiento, crece de manera gradual desde un extremo del edificio hasta el otro. Pudiendo inclinarse toda la estructura sin presentar agrietamiento alguno, en estructuras altas y esbeltas, las presiones no uniformes en las cimentaciones, son mayores del lado que se presenta el desplome, tendiendo a acentuar el problema, mismo que se agrava con el transcurrir del tiempo.

**Fig, 46 Efectos de los asentamientos en las estructuras**

### **Determinación de los asentamientos en suelos arcillosos**

Para el efecto de estudio en este proyecto, se particularizará el cálculo de asentamientos en suelos arcillosos, ya que son aquellos de los que se conforma el suelo en el sitio de interés.

Tomando en cuenta la selección de muestras y la interpretación de sus resultados se ha llevado a cabo de la manera correcta, mediante su análisis se pronosticará la porción y la magnitud de los asentamientos en suelos arcillosos.

Skempton, Peck, y MacDonald, han demostrado que los asentamientos netos finales calculados para varias estructuras, sobre arcillas normalmente consolidadas, son al rededor de un 15%, de los asentamientos sufridos en la actualidad, siendo el asentamiento actual bastante mayor que a aquellos valores calculados.

Suele ser necesario considerar los asentamientos de estructuras cimentadas sobre arcillas muy duras o firmemente consolidadas (arcillas en bloque), o de tipo tal que un asentamiento relativo muy moderado pueda causar al gún daño estructural.



Terzaghi, cita que “La compresión de una arcilla previamente comprimida, es de dos a cinco veces menor que la compresión de la misma arcilla deducida a partir de los ensayos del laboratorio sobre las muestras inalteradas”.

Teoría de la consolidación: consiste en determinar los asentamientos, a partir de ensayos de laboratorio, empleando la teoría de la consolidación de suelos arcillosos; se basa en el siguiente procedimiento:

### **Elección del perfil del suelo:**

Se han de estudiar los registros de los sondeos correspondientes al área del sitio de estudio. Si los estratos del suelo son similares, podrá realizarse un perfil representativo del suelo, señalando las profundidades medias de los distintos estratos así como los valores medios del índice de compresión (o del coeficiente de compresibilidad volumétrica), como el coeficiente de consolidación para cada uno de los diferentes estratos.

En el caso de estratos de arcilla de gran espesor, no debe suponerse como que la compresibilidad es constante a lo largo de todo el estrato. Las arcillas normalmente cargadas suelen presentar una distribución progresiva de compresibilidad a medida que aumenta la profundidad.

Suele a menudo, ocurrir que los registros de los sondeos, y la interpretación de resultados en suelos, varían en las profundidades de los estratos y en los valores de la compresibilidad. En tales circunstancias, la elección de un nivel representativo del suelo precisa de un estudio detallado.

Para estructuras de gran importancia, se hace necesario un análisis de asentamiento para ver cuánto vale la compresibilidad mayor a la profundidad máxima en estratos compresibles y al mismo tiempo, la compresibilidad más baja de tales estratos a una profundidad mínima, comparando a continuación, ambos análisis a fin de obtener una idea del asentamiento diferencial o relativo si es que tales extremos de coincidencia llegan a darse en las zonas de cimentación de la estructura.

Como se realizaron tres sondeos es posible determinar las condiciones del suelo a lo largo de toda la estructura. Con dichas condicionantes, el asentamiento relativo, a través de la estructura puede obtenerse realizando análisis por separado del asentamiento de las partes representativas de la estructura, bajo las cuales las condiciones del suelo son distinta.

### **Determinación de la carga que da lugar al asentamiento.**

Al considerar asentamientos de consolidación de gran duración, es esencial que la carga de cimentación empleada en el análisis sea representativa de la carga soportada, durante el periodo de tiempo que se considere.

Este procedimiento es distinto del que se emplea en el cálculo de las presiones de apoyo admisibles, este último permite las más severas condiciones de carga, con un gran margen para las cargas accidentales máximas. La sobrecarga o carga accidental utilizada en un análisis de asentamiento, es un valor medio que representa la continua carga accidental, durante el periodo de tiempo que se considera.

### Cálculo de la distribución de presiones y esfuerzos.

La figura 47 muestra la distribución de las presiones verticales de sobrecarga ( $q_0$ ), y de la presión inducida vertical ( $\sigma_z$ ). Los valores de  $\sigma_z$ , a distintas profundidades bajo el nivel de cimentación se obtienen mediante el método de Boussinesq. En el caso de suelos compresibles profundos, el nivel que se considera en el análisis de asentamientos es el punto en el cual la presión vertical ( $\sigma_z$ ), es relativamente pequeña, es decir del orden de 10% de  $q_0$ .

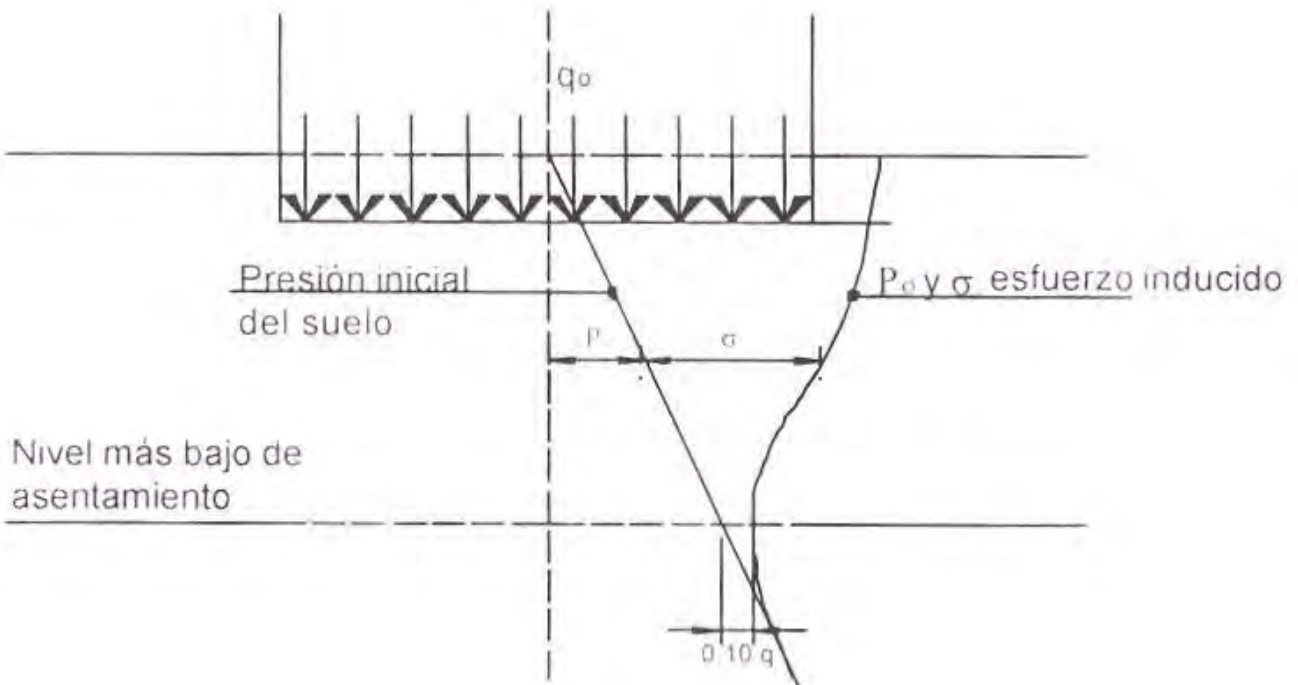


Fig. 47 Distribución de tensiones verticales en un estrato profundo de arcilla

### Cálculo de asentamiento por consolidación ( $\Delta c$ ).

Si se conoce la variación de la compresibilidad de un suelo a partir del resultado de un determinado número de ensayos empleando el consolidómetro, el asentamiento por consolidación, se calcula mediante los valores del coeficiente de compresibilidad volumétrico ( $m_v$ ), el incremento de presión o esfuerzo  $\sigma_z$ , y el espesor del suelo compresible  $H_0$ .

$$\Delta c = m_v \sigma_z H_0$$

Parte de las fallas que se presentan en las cimentaciones, se debe a las acciones ambientales o fenómenos extraordinarios de magnitudes impredecibles,

mismas que se sobrepasan los márgenes de seguridad establecidos por el conocimiento y normatividades vigentes.

Así las causas de las fallas en cimentaciones pueden ser clasificadas en cuatro grupos de fallas: debidos a estudios de mecánica de suelos limitados, diseño estructural restringido, proceso constructivo mal ejecutado y por acciones ambientales.

### **Fallas en mecánica de suelos**

Consisten básicamente en la carencia o deficiencia de la información con la cual se podría interpretar el comportamiento del subsuelo. Esto se manifiesta en el desconocimiento de las propiedades de los suelos; determinación inadecuada de los parámetros de diseño, desconocimiento en la detección de; grietas, cavernas, discontinuidades y rellenos, entre otros.

### **Fallas en diseño estructural**

El tipo de fallas lo sub-clasificamos en dos tipos: superestructura y subestructura, la primera se puede llegar a presentar por un desconocimiento de magnitud y superposición de las cargas transmitidas, en ocasiones no consideradas para el análisis. Las segundas se manifiestan por un desequilibrio entre fuerzas y momento, así como en una cimentación que sea infinitamente rígida.

### **Fallas en el proceso constructivo**

Durante la ejecución del proyecto se manifiestan fallas en función del proceso constructivo, como son:

#### **1. Excavaciones:**

- a. Bombeo excesivo, se manifiesta afectando las colindancias
- b. Fallas de fondo
- c. Estabilidad de taludes
- d. Expansión excesiva

#### **2. Métodos de bombeo impropios por:**

- a. Modificación de los suelos
- b. Fallas en el fondo de las excavaciones

#### **3. Construcciones defectuosas por:**

- a. Personal no calificado
- b. Diseño, fabricación e hincado de pilotes deficiente
- c. Equipo de perforación e hincado limitado y poco eficiente
- d. Cambio e incremento de carga en pilotes y pilas
- e. Distribución incorrecta entre pilotes y pilas
- f. Hundimientos durante la construcción de pilas, pilotes y cajones
- g. Inestabilidad en las excavaciones y fondo de perforaciones para pilas y pilotes.

#### 4. Control de la construcción:

- a. Ausencia de asesoría, control y supervisión de mecánica de suelos
- b. Asesoría y controles deficientes por:
  - b.1 Observación o mediciones incompletas, deficientes o fuera de tiempo, así como falta de asesoría
  - b.2 Suspensión provisional de obra

#### Renivelación con lastre

El sistema consiste en colocar una sobrecarga, cuya magnitud y ubicación se obtienen con el análisis de los asentamientos. Este sistema se implementa tanto en cajones como losas de cimentación, en estos últimos se hace uso de las celdas, colocando en ellas la sobrecarga antes de la cría, que puede ser arena o agua, la finalidad es forzar un desplazamiento vertical descendente de las partes más altas, el proceso se así lo requiere puede realizarse de manera conjunta con una sobre excavación, figura 48.

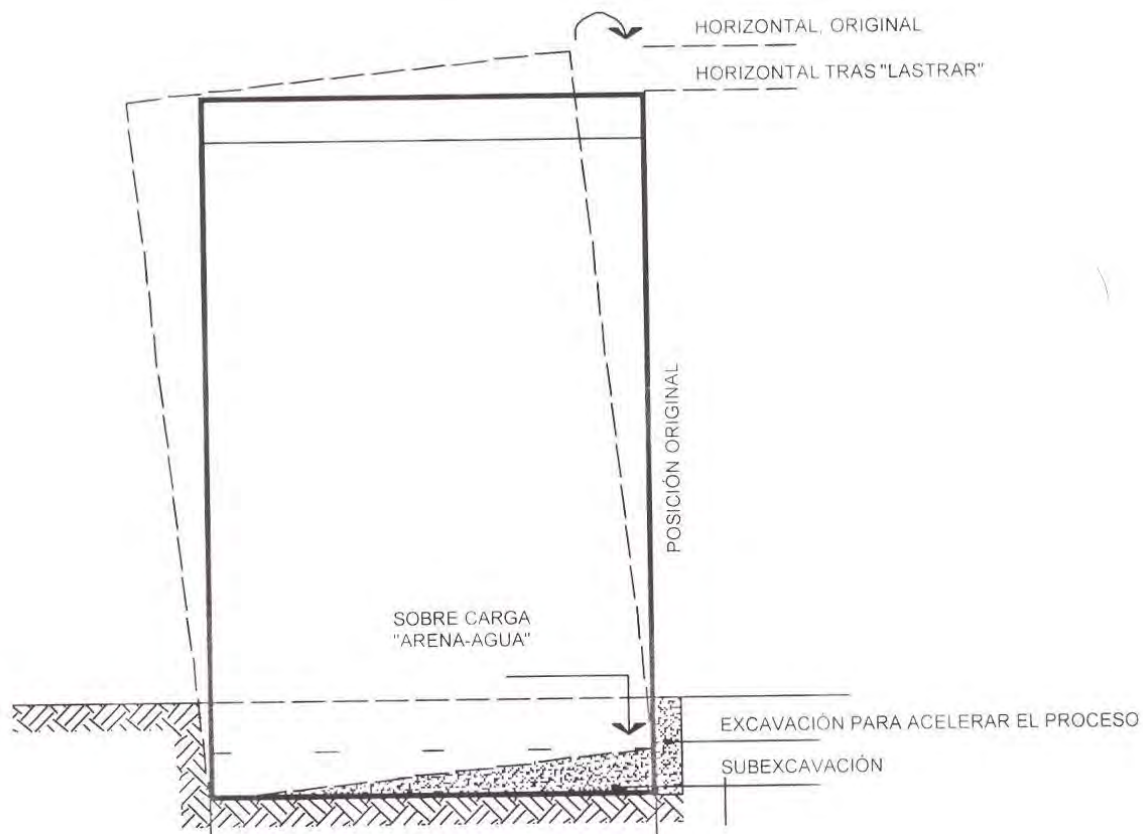


Fig. 48 Renivelación con lastre "Arena y/o Agua"

Para efectos de revisión, tras colocar la sobrecarga, se deberá de realizar un monitoreo continuo, el cual consta de un control topográfico, y la implementación de una plomada en el vértice opuesto al que se coloca la sobrecarga, esto con la finalidad de controlar el desplazamiento.

### Renivelación, método subexcavación

La técnica de subexcavación, propuesta en Italia por el ingeniero Fernando Terracita, se emplea para renivelar estructuras con presencia de desniveles o desplomes, es decir colocando horizontalmente la estructura igualando los puntos más altos con los puntos bajos.

Consisten básicamente en extraer de manera controlada el subsuelo localizado bajo las partes más altas, esto se logra a través de la excavación de lumbreras (profundidades diversas) mediante las cuales se realizan perforaciones inclinadas u horizontales, pudiendo ser estas últimas radiales o prismáticas, (Ver figura 49)

A través de estas perforaciones como ya se ha mencionado se extrae material, en ocasiones este deberá ser sustituido por una mezcla de agua, lodo bentonítico, arena pumítica y cemento, cuya resistencia final sea igual a la del suelo removido.

La presencia de asentamientos diferenciales puede originarse por la consolidación de estratos de arcilla, extracción del agua del subsuelo o por la diversidad de estratos que pudieran presentarse subyaciendo una cimentación, el método de subexcavación se ha empleado de manera satisfactoria en nuestro país siendo el precursor el ingeniero González Flores.

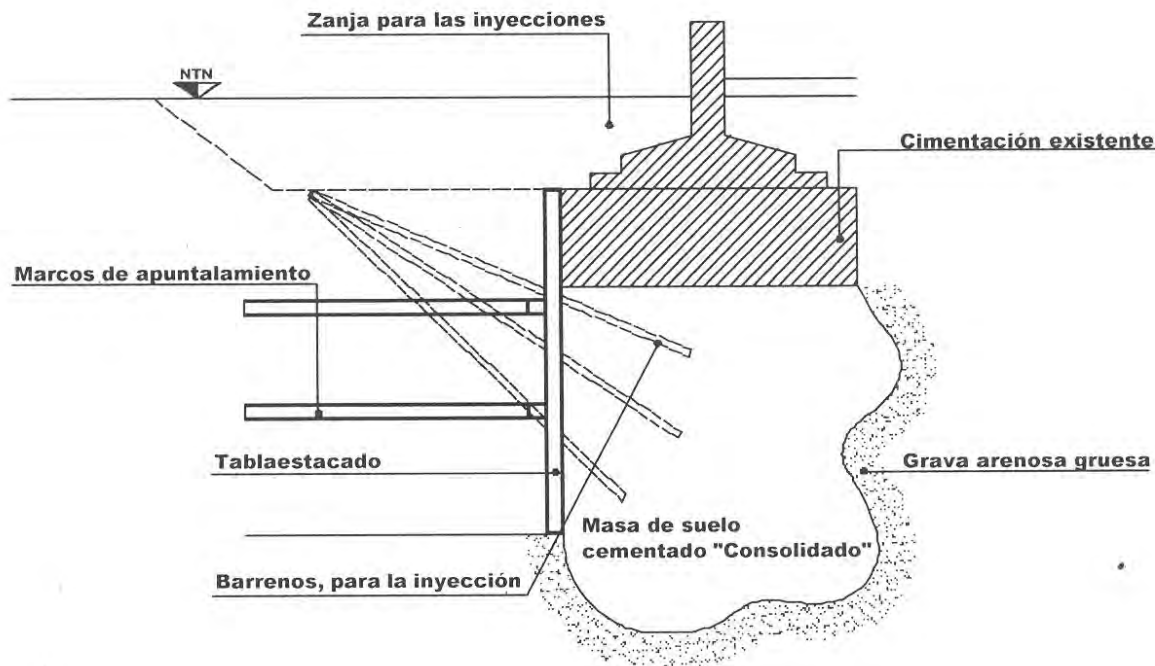


Fig. 49 Mejoramiento por medio de inyección química.



## Recomendaciones

Previo a comenzar cualquier tipo de recimentación, sea preventiva o correctiva, se deberá de realizar una investigación detallada del subsuelo que conforma el sitio del estudio; esto se lleva a cabo tras la obtención e interpretación de muestras de tipo alterado e inalterado. A través de ello se determinan las capacidades de carga admisibles del subsuelo para desplantar las nuevas cimentaciones.

En un suelo arcilloso los asentamientos ocurren por la consolidación de las arcillas, en este caso es inútil el incrementar las dimensiones de las cimentaciones, de ser así únicamente se transmitirían las presiones a mayor profundidad.

La recimentación, deberá de llevarse a cabo en un estrato de menor compresibilidad, en función de la profundidad del estrato resistente en ocasiones es necesario emplear pilas o pilotes.

La elección del tipo de recimentación, se da en función del exterioro de la estructura, así como las condiciones del suelo sobre las que yace esta. Se pueden clasificar al igual que las cimentaciones como someras o superficiales o profundas. (Ver figura 50)

### Criterios de selección:

Someras; Contracción del suelo; presencia de materia orgánica, raíces de árboles, rellenos sueltos, grietas superficiales, entre otros.

Profundas; presencia de cavernas, estratos compresibles, grietas de tensión, etc.

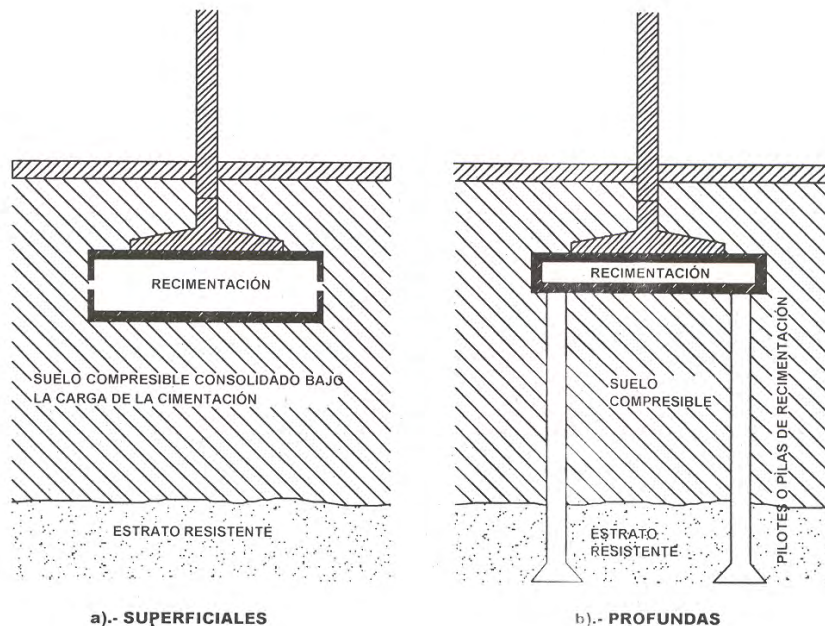


Fig. 50 Clasificación de recimentaciones.

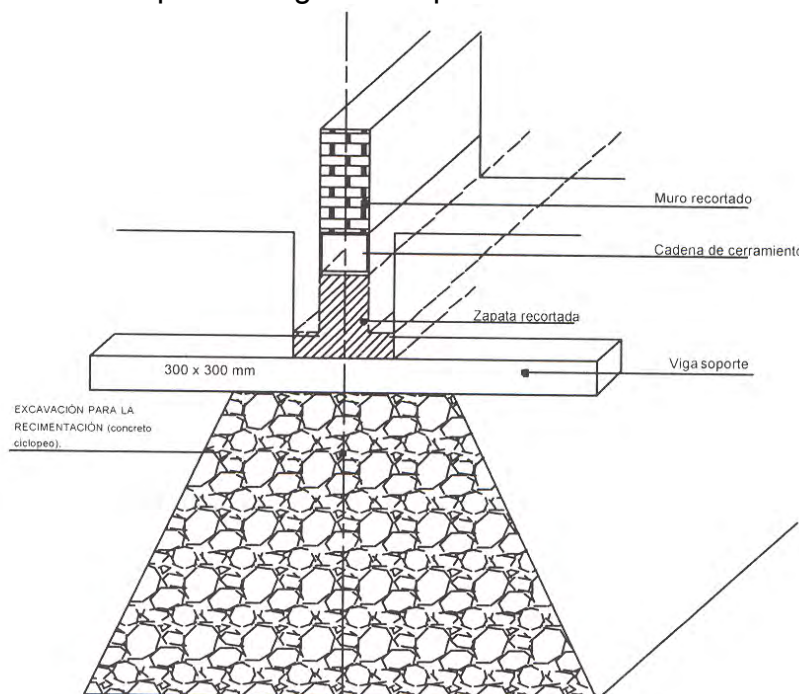
## **Recimentación con zapatas corrida**

Básicamente consiste en excavar zanjas rectangulares, distribuidas bajo la cimentación de la zapata existente, dichas zanjas se rellenan con concreto, preferentemente ciclópeo o mampostería de piedra hasta la superficie inferior de la cimentación existente, formando así una franja continua de recimentación, a la profundidad que se requiera.

El nivel del concreto de la recimentación, deberá de rebasar tanto horizontal como verticalmente, entre 5 y 10 cm de la superficie inferior de la cimentación existente; eso para al fraguar, el concreto seco, logre un contacto total entre ambas capas.

Para finalizar, en ocasiones, si es que lo requiriera se vierte una lechada a presión, o gROUT autonivelante, de esta forma se elimina cualquier oquedad que pudiera quedar entre, ambas cimentaciones, la nueva y la vieja, la presión de lechada, se recomienda en el caso de cimentaciones anchas o de forma irregular, en las cuales es difícil asegurar una distribución uniforme del concreto de la recimentación bajo la estructura.

Si se requiere excavar por debajo del nivel del muro, o si la distribución de las cargas no es uniforme a lo largo del mismo, se hace necesario el apuntalar los muros, mediante el empleo de vigas de soporte.



**Fig. 51 Recimentación de zapata corrida.**

## Recimentación con pilotes

El recimentar con pilotes, obedece al mismo principio que el recimentar con pilas, el sistema resulta conveniente si el estrato resistente se encuentra a gran profundidad, o si las condiciones del suelo son muy difíciles para realizar una excavación por medios mensuales, por lo que se emplearan pilotes de fricción.

El número y la distribución de los pilotes, se da en función de las cargas a soportar, preferentemente los subgrupos de pilotes deberán de mantener una forma geométrica, as mismo es recomendable una separación entre pilotes a ejes de tres diámetros, cabe señalar que un subgrupo de pilotes mientras mayor sea la distancia entre ellos, se incrementa la carga de trabajo de cada pilote que lo conforma.

Casos más comunes, para recimentar con pilotes:

- Recimentación de muros: deberán de ser colocados en pares, uno en cara del muro
- Al recimentar columnas, los pilotes se colocaran en preferente de manera simétrica
- En función de las condiciones de maniobra, puede darse el caso de no ser posible instalar los pilotes directamente en la base del elemento, siendo necesario el habilitar una “viga en cubierta”, en cuyo caso esta trabajara en cantiliver. originando así una carga axial a compresión y un momento flexionante en el pilote inferior, y de tensión en el pilote exterior.

## Vigas en cantiliver

El sistema se emplea cuando dadas las condiciones de espacio y maniobrabilidad no se puede realizar la recimentación bajo la cimentación existente, por lo cual se emplea una viga en cantiliver. Se podrán hincar los pilotes de forma alternada a lo largo de la viga para cuidar la presencia de excentricidad debida a la carga.

Las vigas de cubierta, podrán absorber momentos flexionantes más pequeños que los producidos por un diseño convencional.

El diseño considera que la totalidad de carga en un triángulo del muro sobre la viga, esta soportada por la viga, sea el momento flexionante en el centro de una viga simplemente apoyada WL/100. Se establece que los “momentos flexionantes equivalentes”, son de mayor efectividad que los convencionales de diseño, debiendo cuidar la proporción entre la profundidad de la viga y su claro.

## Análisis preliminar de estabilidad de los cajones existentes de las otras estructuras

### Estado de falla general con cajón de cimentación

La capacidad de carga admisible del subsuelo de apoyo con cajón de cimentación se determinó aplicando la siguiente expresión (Ref. 6):

$$q_{\text{adm}} = \frac{C_{uu} N_c}{F_d} + \gamma D_f$$

Dónde:

$q_{\text{adm}}$  = capacidad de carga admisible, ton/m<sup>2</sup>

$C_{uu}$  = cohesión promedio en la superficie de falla, 4.0 ton/m<sup>2</sup>

$N_c$  = factor de capacidad de carga propuesto por Vésic, 6.02

$$N_c = 5.14 \left( 1 + 0.2 \frac{D_f}{B} \right) \left( 1 + 0.2 \frac{B}{L} \right)$$

$D_f$  = profundidad de desplante, m

B = ancho promedio del cajón de cimentación, m

L = longitud promedio del cajón de cimentación, m

$\gamma$  = peso volumétrico del suelo sobre el nivel de desplante, ton/m<sup>3</sup>

$F_d$  = factor de diseño estático (3) y dinámico (2.5)

Reemplazando los valores anteriores, la capacidad de carga estática y dinámica admisible es 12.7 ton/m<sup>2</sup> y 14.3 ton/m<sup>2</sup>, respectivamente.

### Acciones

Las acciones que deben considerarse en los análisis de la cimentación son las siguientes:

a) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad máxima, que deben incluir el peso de la cimentación para la estructura de interés. Estas cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.4 y se consideraran en el análisis límite de falla en condiciones estática.

b) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad instantánea que debe incluir el peso de la cimentación para el edificio de interés. La acción accidental más crítica por efecto sísmico corresponderá a un momento sísmico para la estructura analizada. Las cargas estarán afectadas por un factor de carga de 1.1 y se utilizaran en el análisis límite de falla en condiciones dinámicas.

c) Combinación de cargas permanentes y cargas vivas con intensidad media que deben incluir el peso de la cimentación estarán afectadas por un factor de carga de 1 y se emplearán en el análisis del estado límite de servicio.

### Estado límite de falla en condiciones estáticas

La revisión de la estabilidad de las cimentaciones ante el estado límite de falla en condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación afectada por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\Sigma Q F_c}{A} < R F_R$$

Dónde:

$\Sigma Q$ : suma de las acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación en ton.

$F_c$ : factor de carga, adimensional e igual a 1.4

$R$ : capacidad de carga de los materiales de apoyo de la cimentación, que es función del tipo de cimentación empleada.

$F_R$ : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.70

Considerando la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima estimadas, la desigualdad se satisface.

### Estado límite de falla en condiciones dinámicas

La revisión de la cimentación ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas se realizó de acuerdo al criterio establecido en los Comentarios de las Normas de Emergencia del Reglamento de Construcciones del Subcomité de Normas y Procedimientos de Construcción del Comité de Reconstrucción del Área Metropolitana, que establece que la cimentación de una estructura será segura ante el estado límite de falla en condiciones dinámicas, si la capacidad de carga neta del suelo afectada por el factor de carga y la fuerza de inercia que obra en la zona de falla potencial del suelo que subyace al cimiento, es mayor a la acción de las cargas gravitacionales y las debidas al sismo, lo cual puede verificarse a través de la siguiente desigualdad:

$$W_t F_c - W_c < F_R A_R q_1 \left( 1 - \frac{0.12 F_c a_o b \gamma}{F_R c g} \right)$$

Dónde:

$W_t$ : carga total de la estructura en la condición analizada

$F_c$ : factor de carga, adimensional e igual a 1.1

$W_c$ : peso del suelo desplazado para la construcción de la cimentación, en ton, igual a  $W_c = (A \gamma D_f)$



$F_R$ : factor de resistencia adimensional e igual a 0.7  
 $A_R$ : área reducida del cajón de cimentación, para tomar en cuenta el momento de volteo debido a sismo, igual a

$$A_R = (B - 2e) \times L$$

Siendo:

B: ancho del cajón de cimentación. (m)  
 L: largo del cajón de cimentación (m)  
 e: excentricidad dada por:

$$e = \frac{M_s}{W_t}$$

Dónde:

$W_t$ : peso de la estructura en la condición analizada, en ton.  
 $M_s$ : momento de volteo debido a sismo, obtenido en forma aproximada con el siguiente procedimiento:

$$M_s = 0.8 \left(\frac{2}{3}\right) H_T W_t (C_s/Q)$$

Siendo:

$H_T$ : altura total de la estructura, medida a partir del desplante (m).  
 $C_s$ : coeficiente de diseño sísmico,  
 Q: factor de comportamiento sísmico (ductibilidad)  
 $q_1$ : capacidad de carga neta del suelo de apoyo de la cimentación, obtenida con la siguiente fórmula:

$$q_1 = c N_c$$

Dónde:

c: cohesión media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla.  
 $N_c$ : coeficiente de capacidad de carga  
 $a_o$ : aceleración horizontal máxima del terreno, según el Reglamento de Construcciones, igual a  $C_{sis} g$ , para estructuras tipo B, afectada por un factor de ductilidad,  $a_o = C_{sis} \times 9.81/Q = m/seg^2$ , siendo "g" la aceleración debida a la gravedad.

b: mínimo de (d, 1.2 h, 20m)

En la cual:

d: ancho del área reducido del cajón de cimentación.  
 h: profundidad desde el nivel de desplante del cajón de cimentación hasta la capa dura más próxima.  
 $\gamma$ : Peso volumétrico medio del suelo al nivel de desplante, hasta una profundidad B, abajo de él.  
 c: cohesión media del suelo desde el nivel de desplante hasta una profundidad B, abajo de él.

Por lo tanto la cimentación es estable en condiciones dinámicas.

### Estado de falla local con cajón de cimentación

El esfuerzo máximo que resiste el suelo en la esquina de la cimentación sometida a compresión máxima se calcula con la siguiente expresión (Ref.6):

$$q_{\text{amd}} = \frac{2C_{cu} \sqrt{N_{\phi}}}{FS} + \sigma_{eo} K_o N_{\phi}$$

Dónde:

$q_{\text{amd}}$  = esfuerzo admisible en la orilla, ton/m<sup>2</sup>

$C_{cu}$ ,  $\phi_{cu}$  = parámetros de resistencia del subsuelo al nivel de desplante en condición consolidada - no drenada, en ton/m<sup>2</sup> y ángulo en grados

$$N_{\phi} = \tan(45^{\circ} + \phi_{cu}/2)$$

Fs = factor de seguridad, 1.3

$K_o$  = coeficiente de empuje de tierras en reposo,

$\sigma_{eo}$  = esfuerzos efectivos in situ al nivel de desplante, en ton/m<sup>2</sup>

Reemplazando los valores anteriores, el esfuerzo límite en la orilla es 8.36 ton/m<sup>2</sup>.

Esfuerzos inducidos por sismo con cajón de cimentación

Los esfuerzos inducidos en condición sísmica en un punto de la interface suelo-losa se calculan con la siguiente expresión (Ref. 6):

$$\Delta\sigma_{\text{sismo}} = \pm Mv_{\text{sismo}} \left[ 1.0 \frac{d_y}{I_{\min}} + 0.3 \frac{d_x}{I_{\max}} \right]$$

$\Delta\sigma_{\text{sismo}}$  = incremento de esfuerzo en la esquina crítica, ton/m<sup>2</sup>

$Mv_{\text{sismo}}$  = momento de volteo sísmico, en ton-m

$$Mv_{\text{sismo}} = 0.8 \left( \frac{2}{3} H_t \right) \left( W_t \frac{C_s}{Q_s} \right)$$

$H_t$  = altura total del proyecto medida desde el desplante, en m

$W_t$  = cargas de la estructura considerando la cimentación, en ton

$C_s$  = coeficiente sísmico de diseño,

$Q_s$  = factor de comportamiento sísmico

$I_{\min}$ ,  $I_{\max}$  = momentos de inercia principales menor (en m<sup>4</sup>) y mayor (en m<sup>4</sup>) respecto al centroide de la losa de cimentación.

$d_y$ ,  $d_x$  = distancias perpendiculares a la esquina crítica, en m, medidas respecto a los ejes principales de inercia menor y mayor.

Reemplazando los valores en la expresión, el incremento de esfuerzo por sismo en la esquina crítica de la losa de cimentación es  $\Delta\sigma_{\text{sismo}} \approx$  en ton/m<sup>2</sup>

#### 4.6. Subexcavación y renivelación del edificio

Para devolver el edificio inclinado a la vertical se empleará la técnica de subexcavación, la cual consiste en extraer ordenadamente pequeños volúmenes de suelo para inducir asentamientos que reduzcan la deformación acumulada en la estructura; es decir se produce un hundimiento de las partes altas para darle mayor uniformidad a la cimentación y por ende a la estructura.

La subexcavación es por ahora la mejor alternativa para corregir muchas de las estructuras de la ciudad de México apoyadas sobre suelos muy blandos que están inclinadas a causa de: el hundimiento regional, de la magnitud y excentricidad de cargas e incluso de las ondas sísmicas. En la mayoría de los casos la inclinación es consecuencia de una combinación de influencias nocivas que ha llevado a muchos edificios y viviendas a sufrir un proceso de inclinación gradual que reduce paulatinamente su seguridad.

A continuación, se describe el procedimiento para llevar a cabo la renivelación del edificio mediante el método de subexcavación.

##### Método de subexcavación

Primeramente se procederá a realizar la excavación de galerías de 3 m de longitud alternadas a cada 6 m, las cuales se ubicarán paralelas al edificio en el sentido largo, en la zona donde se encuentra la parte alta del edificio.

Una vez efectuadas las galerías, se realizarán las perforaciones horizontales de forma circular sobre el estrato de suelo blando que subyace a la cimentación del edificio.

Las perforaciones se ubicarán a la misma altura (1.50 m por debajo de la cimentación) y se encontrarán espaciadas en el sentido horizontal a cada 0.50 m hasta cubrir la longitud de la trinchera habilitada para la subexcavación. (Ver figura 52)

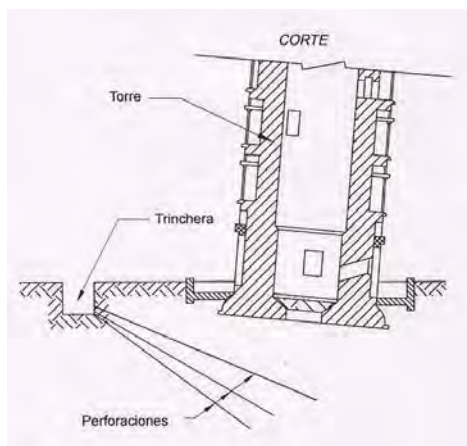
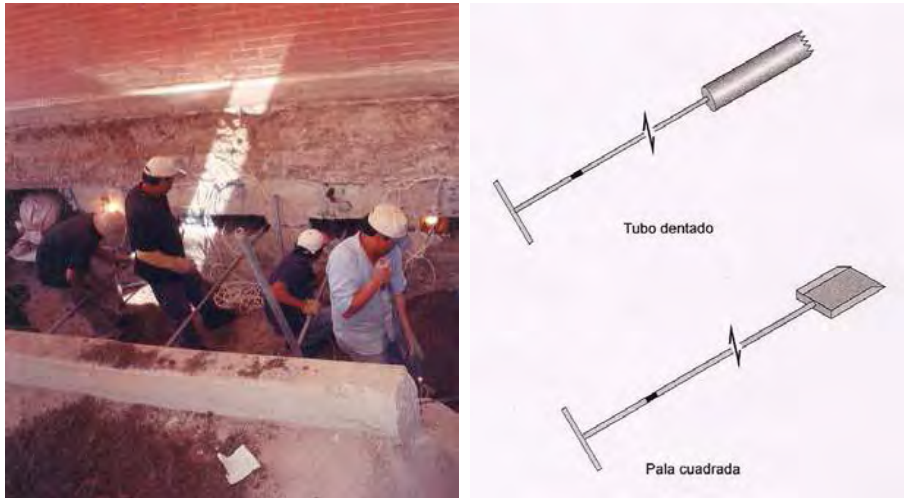
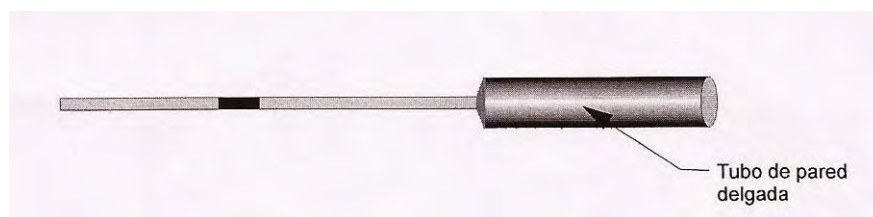


Fig. 52 Método de subexcavación propuesto

Para realizar las perforaciones horizontales se emplearan tubos de pared delgada o Shellby que operan a manera de sacabocados, los cuales tienen 15 cm de diámetro con pared de 2 mm y una longitud de 100 cm, con filo agudo o cortado con dientes en forma de sierra. La subexcavación podrá realizarse de manera manual o por medios mecánicos, como se indica en las figuras 53 y 54.



**Fig. 53 Subexcavación manual y equipo empleado**

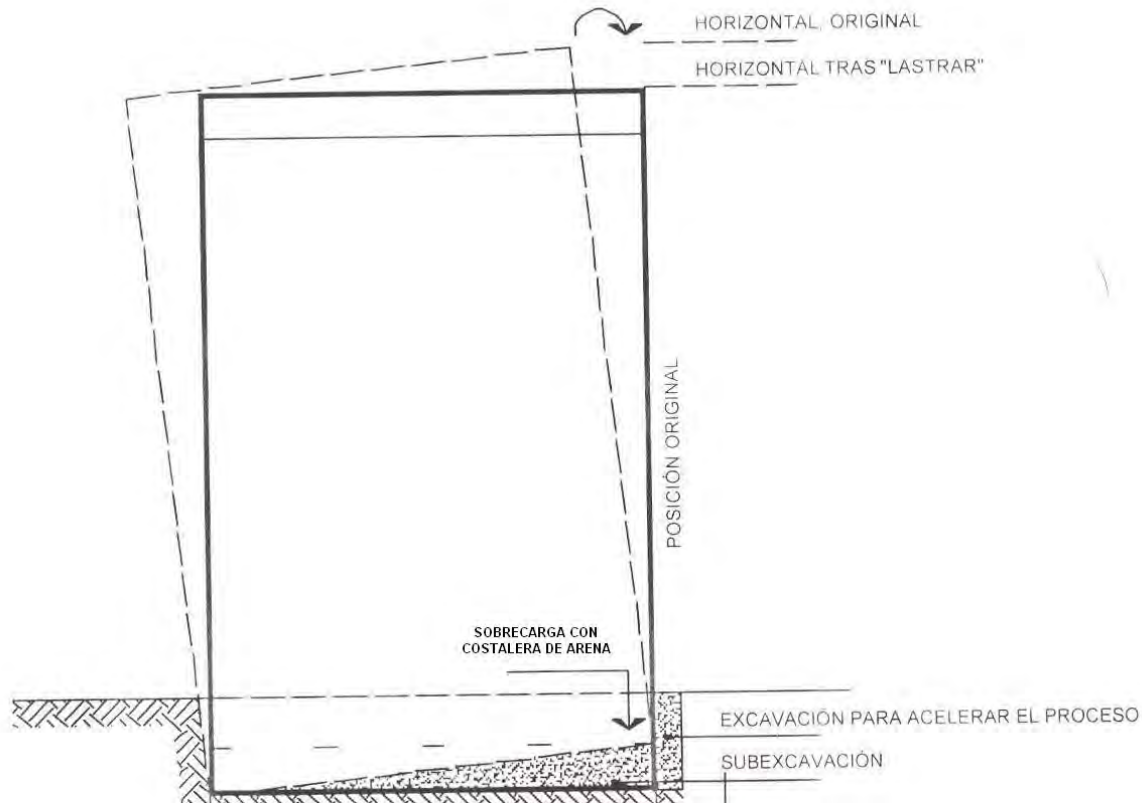


**Fig. 54 Subexcavación con equipo neumático y tubo de pared delgada**

Las perforaciones o ventanas se hacen paralelas con separación variable, en planos horizontales o inclinados, para inducir los asentamientos correctivos conforme a la geometría del edificio.

El pequeño hueco se colapsa por los esfuerzos que soporta la masa de suelo, lo cual induce un pequeño hundimiento correctivo en la superficie. Cuando se ha cerrado el hueco, se reabre la horadación y se hacen otras nuevas; repitiendo sucesivamente el procedimiento se acumulan los hundimientos correctivos necesarios.

Adicionalmente al método de subexcavación, se empleará un lastre con costaleras de arena, para forzar el desplazamiento vertical descendente. Esta sobrecarga se situará en la planta baja del edificio, sobre la zona donde se presenta la parte más alta y en el sentido largo del edificio. (Figura 54)



**Fig. 54 Colocación de lastre**

La costalera se colocará en dos etapas hasta conseguir una altura de un metro con respecto al piso terminado de la planta baja; primeramente, se iniciará la colocación del lastre hasta alcanzar una altura de 50 cm para regular el desplazamiento vertical descendente al momento de realizar el método de subexcavación. Una vez que se haya completado la subexcavación por debajo de la cimentación del edificio, se procederá a elevar la costalera hasta obtener la altura recomendada.



## **Monitoreo durante la subexcavación**

Debido a que el programa de rehabilitación recomendado, para corregir el desplome que la estructura ha sufrido, es necesario realizar las solicitaciones significativas en su estructura, se recomienda llevar un control topográfico mediante la realización de nivelaciones y desplazamientos sobre testigos superficiales.

Se instalarán referencias superficiales constituidas por bancos de nivel superficiales. La información recopilada por un ingeniero especialista en Mecánica de Suelos para asegurarse que se obtiene con ella la utilidad que se le consideró.

El monitoreo del inmueble se deberá realizar cada 12 horas para verificar el comportamiento del edificio durante la subexcavación, y también para determinar en qué momento habrá de retirarse el lastre colocado en la planta baja del inmueble.

## **Recimentación del edificio renivelado**

Las acciones realizadas durante la rehabilitación del edificio, deberán disminuir sustancialmente la magnitud de los futuros hundimientos diferenciales y los consiguientes problemas en la estructura; sin embargo, es indudable que se seguirán presentando hundimientos de cierta consideración.

Tanto la cimentación, como la estructura del edificio tienen poca capacidad para absorber los hundimientos diferenciales, debido a la presencia de estratos arcillosos muy blandos bajo la cimentación del edificio, resulta necesario llevar a cabo la recimentación de la estructura.

La recimentación tiene como propósito principal mejorar la capacidad de la cimentación para absorber este tipo de hundimientos diferenciales.

Con base en lo anterior y una vez efectuada la nivelación del edificio, se considera que será necesario efectuar la recimentación del inmueble mediante micropilotes anclados a las zapatas del edificio.

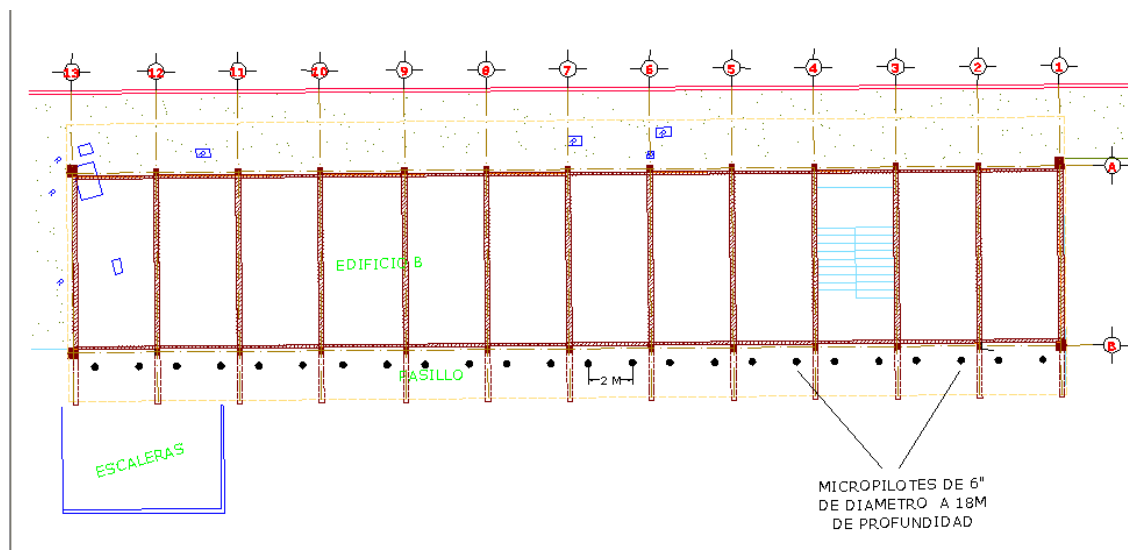
Este sistema resulta conveniente debido a que el estrato resistente se encuentra a gran profundidad y a las condiciones en que se encuentra la actual cimentación por el tipo de suelo que se tiene en el sitio de estudio.

Para el diseño de la recimentación recomendada, se realizaron análisis bajo distintas condiciones de hundimientos, con los que se determinaron las fuerzas inducidas en la cimentación y la estructura.

## Recimentación mediante micropilotes

Una vez terminada la subexcavación, se deberá llevar a cabo una recimentación para evitar que el edificio reanude la tendencia de hundimiento que presentaba antes del inicio del proceso de nivelación. Para ello se procuró modificar las propiedades del subsuelo, para lograr una mayor uniformidad de sus hundimientos y no perder rápidamente los avances logrados con la subexcavación. Para este propósito se recomienda la construcción de una línea de micropilotes a lo largo del edificio en los estratos más compresibles del subsuelo.

Los micropilotes que se proponen emplear serán cilíndricos con un diámetro de 6" como mínimo y tendrán una longitud de 18 m cada uno, diseñados para una capacidad de carga a la tensión de 3 Ton/m<sup>2</sup>, distribuidos a cada 2 m de separación entre cada elemento (figura 55)



**Fig. 55 Colocación de los micropilotes**

A continuación se establece el siguiente proceso constructivo para la construcción de los micropilotes:

1. Se realizara una perforación previa de 8" (20.32 cm) de diámetro.
2. Posteriormente se colocará un tubo cedula 40 de 6" (15.24 cm) de diámetro en la cual se le inyectara un alchada agua-cemento en una proporción 2: 1 respectivamente; dicho material se colocara a presión dentro de la perforación, esto servirá para ademar la perforación realizada.

3. 12 horas posteriores a la perforación, se efectuara una re-perforación con un diámetro menor, lo anterior para profundizar y corregir la perforación previa.

4. Se introducirá el armado de pilote y se efectuara su colado inmediatamente después de la colocación del acero. Por ningún motivo es conveniente dejar el acero colocado en la perforación entre jornada y jornada, de lo contrario se azolvara la perforación y no se colara adecuadamente el elemento; de igual forma será casi imposible la recuperación del armado.

5. El colado del elemento se realizara a gravedad con ayuda de un tubo de PVC Hidráulico, el cual cumplirá la función de tubo tremí.

## **Recomendaciones a tomar en cuenta para los micropilotes**

### **Perforación y limpieza**

- Ya efectuado el replanteo de los micropilotes, se realiza la perforación situando la máquina justo en el centro del micropilote; deberá aplomarse la torre o pluma y se inicia la tarea de taladrar mediante rotación.

- Se establece el diámetro de la barrena de acuerdo al diámetro especificado en proyecto para el micropilote.

- La barrena perfora con movimiento compuesto de giro y descenso. Desde el interior de la máquina se opera controlando la presión ejercida al perforar, con lo cual se pueden detectar los estratos más duros.

- El maquinista debe prestar atención, pues si llega a una capa muy dura, el exceso de presión puede hacer reventar un manguito, con lo cual, repara la máquina, atrasaría por lo menos un día de trabajo.

- Cuidar que los manguitos, ya que son muy largos, no traben la hélice; por ej.: si hay viento fuerte, con lo cual se rompen fácilmente.

- Con la longitud de la barrena se controla la profundidad de la excavación, y cuando se llega a la cota exigida, se detiene la perforación.

- Con la disposición de micropilotes perforados, se calcula que la desviación en planta no supere al 10% del diámetro del micropilote; en relación a su verticalidad, la desviación no debe superar el 4% de la longitud del micropilote.

Vaciado: se realiza por medio de aire a presión.

## **Colocación de la armadura**

- Previo a la colocación de la armadura tubular, se realiza la limpieza del fondo inyectando agua a presión.
- La armadura se coloca centrada respecto al eje del micropilote, verificando que se mantenga la verticalidad y el centrado; debe guiarse la introducción de la camisa de chapa de acero y la barra tipo Gewi.
- La armadura se prepara fuera de la zona a pilotar, previendo los tramos de tubo necesarios para efectuar los empalmes mediante rosca o soldadura, y se corta el tramo del tubo con la longitud necesaria.
- Esta armadura debe sobresalir del terreno una longitud determinada (entre 60 y 90 cm.) a fin de soldarle luego unos redondos que garanticen la adherencia entre encepados y micropilotes.



**Fig. 56 Colocación de la armadura para micropilote**

## **Inyección**

Colocada la armadura, deberá evitarse que se produzcan contaminaciones en el interior de la perforación; por ello se realiza la inyección de la lechada de cemento antes que transcurran 24 horas desde la introducción de la armadura.

El tiempo máximo en tres fases sucesivas tampoco debe superar las 24 hs. en relación al cemento empleado y los tiempos de fraguado en obra.

Por lo general, la inyección se realiza en tres etapas:

1.- En la primera etapa se inyecta el cemento por gravedad, hasta que rebosa por el espacio anular entre la armadura tubular y el terreno. Se espera hasta que fragüe antes de inyectar en segunda etapa.



**Fig. 57 Inyección de cemento por gravedad**

2.- En la segunda etapa se realiza la formación del bulbo de anclaje del micropilote al terreno, inyectando a presión.



**Fig. 58 Formación de bulbo de anclaje del micropilote**

3.- Por último, se rellena el interior de la tubería con la mezcla de cemento. Si se observan admisiones anormales, se fuerza la penetración del relleno con presión de aire obturando en cabeza. Cada tipo de micropilote requiere de diferentes proporciones de cemento y agua para su relleno.

## **Descabezado**

Conviene descabezar los micropilotes pues el hormigón de la capa superior suele siempre ser de mala calidad. Tener en cuenta que, cada cierto tiempo, ha de retirarse el material extraído para permitir a la máquina maniobrar.

## **Soldadura de las armaduras**

Luego de finalizar la inyección, se realizan las soldaduras continuas en la armadura tubular del micropilote que sobresale del terreno, unos redondos de acero corrugado o capuchones para producir buena adherencia entre el micropilote y el encepado.

Seguidamente se realiza el vertido de un hormigón de limpieza y la colocación posterior de la armadura de la zapata de acuerdo a los planos del proyecto.

### **4.7. Análisis de cimentación Nuevo Edificio**

#### **Alternativa de cimentación**

Considerando las características arquitectónicas de la estructura proyectada, y tomando en cuenta las propiedades estratigráficas y físicas de los depósitos del subsuelo, particular la existencia de depósitos arcillosos de alta compresibilidad y baja resistencia, se juzga que el tipo de cimentación más adecuado para la estructura proyectada será a base de zapatas corridas reticulares desplantadas a 0.80 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado sobre una plataforma de mejoramiento de 20 cm de grava controlada con tamaño variable de  $\frac{1}{2}$ " a  $\frac{3}{4}$ ".

Bajo el piso de la estructura deberá llevar un mejoramiento de 60 cm compactado al 95% de su P.V.S.M. en capas de 20 cm, el peralte de las trabes de cimentación serán lo suficientemente rígidas, para reducir posibles movimientos diferenciales que pueda ocasionar un ligero desplomo en la verticalidad de la estructura, es necesario que la dimensión de la zapata vaya de acuerdo a la descarga en esta, para evitar al guna posible excentricidad que traiga como consecuencia una posible asentamiento diferencial.

#### ***Dimensionamiento de la cimentación***

Para el dimensionamiento de la cimentación se deberá considerar que el Reglamento de Construcciones vigente, indica tomar la carga que resulte mayor de las siguientes condiciones:



- Condiciones estáticas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.4
- Condiciones dinámicas, que considera la combinación de cargas permanentes más cargas vivas con intensidad instantánea y acción accidental más crítica (incremento de carga provocada por el momento de volteo debido a sismo) más el peso de la cimentación, afectada por un factor de carga de 1.1

Considerando que en el área de estudio se tiene un arcilla con arena fina, pedacera de tabique y poca materia orgánica (material de relleno), se requerirá retirar los materiales superficiales existentes como mínimo 0.60 m, ya que son de mala calidad constituidos por arena limosa gris oscuro con gravas y pedacera de tabique rojo y rastros de pedacera de plásticos, y sustituirlos por materiales controlados con el proceso constructivo que más adelante se indica.

Para construir la cimentación propuesta como ya se menciono se requerirá de una plataforma de materiales mejorados de 60 cm de espesor mínimo en capas de de 20 cm cada una, compactadas al 95% de su peso volumétrico seco máximo de acuerdo a la prueba próctor estándar, para sustituir los materiales de mala calidad y de baja resistencia existentes por debajo del nivel actual del terreno y sobre los que se apoyará el piso de la estructura.

Para construir la plataforma se requerirá retirar todos los elementos de mala calidad por debajo del nivel actual de terreno hasta una profundidad media de 0.60m, en el caso de no realizarse se tendrán asentamientos diferenciales en el piso de la estructura que se manifestarán como agrietamientos en los elementos estructurales.

### Capacidad de carga de cimentación

La capacidad de carga de los materiales sobre los que se desplantarán las zapatas corridas reticulares, se determinó considerando que los materiales afectados por la superficie potencial de la falla son suelos cohesivo-friccionantes aplicando la siguiente expresión<sup>1</sup>:

$$Q_a = \{ c N_c + P'v ( N_q - 1 ) + 0.5 \gamma B N_\gamma \} F_R + P_v$$

en donde :

- Q<sub>a</sub> : capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>
- c : cohesión del material de apoyo de la cimentación, en ton/m<sup>2</sup>
- N<sub>c</sub> : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

<sup>1</sup>Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta Oficial del Departamento del D.F., México D.F. Octubre de 2004

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

En la cual:

- D<sub>f</sub>: profundidad de desplante de la cimentación, en m.  
 B: ancho de la cimentación, en m.  
 L: largo de la cimentación, en m.

- P'<sub>v</sub> : presión vertical efectiva a la profundidad de desplante, en ton/m<sup>2</sup>.  
 N<sub>q</sub> : coeficiente de capacidad de carga, adimensional y dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Siendo:

- φ : ángulo de fricción interna del suelo de apoyo, en grados.  
 N<sub>q</sub> : se multiplica por ( 1 + tan φ ) en el caso de cimientos cuadrados, por ( 1 + ( B / L ) tan φ ), para el caso de cimientos rectangulares.  
 γ : peso volumétrico del suelo, abajo del nivel desplante, en ton/m<sup>3</sup>.  
 N<sub>γ</sub> : coeficiente de capacidad de carga adimensional y dado por:

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

- N<sub>γ</sub> : se multiplica por 0.6 en el caso de cimientos cuadrados y por ( 1 - 0.4 ( B / L ) ) para cimientos rectangulares.  
 F<sub>R</sub> : factor de resistencia, adimensional e igual a 0.35  
 P<sub>v</sub> : presión vertical total a la profundidad de desplante de la cimentación.

Considerando conservadoramente una cohesión de 4 ton/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción interna de 5° y un peso volumétrico de 1.5 ton/m<sup>3</sup> para los materiales de apoyo, se obtuvo una capacidad de carga admisible para las zapatas corridas reticulares en **condiciones estáticas para fines de diseño de 10 ton/m<sup>2</sup> y en condiciones dinámicas de 12 ton/m<sup>2</sup>.**

### Estado límite de servicio

Los asentamientos elásticos que sufrirán los materiales de apoyo de la cimentación se calcularon para distintos anchos aplicando el criterio de la Teoría de la Elasticidad dado por la siguiente expresión:

$$\delta = \{(1 - u^2) / E\} P B I_\delta$$

Dónde :

- δ : Deformación elástica vertical, bajo el centro del área cargada, en m.  
 u : relación de Poisson, adimensional  
 E : módulo de elasticidad del suelo de apoyo, en ton/m<sup>2</sup>.  
 P : presión de contacto aplicada por la cimentación, de 10 ton/m<sup>2</sup> para las zapatas corridas considerando un F<sub>c</sub> = 1  
 B : ancho de la cimentación, en m.

$I_{\delta}$  : factor de forma adimensional que depende del punto en que se deseé estimar el asentamiento, y la forma de la cimentación.

Se obtuvieron los asentamientos máximos esperados para la cimentación seleccionada, considerando una relación de Poisson de 0.40 y un módulo de elasticidad de los materiales de apoyo de  $1\ 000\ \text{ton/m}^2$  obteniéndose asentamientos con valores de máximos de 1.5 y 2.3 cm en una esquina y al centro de la cimentación que son admisibles.

## 5. ESPECIFICACIONES Y PROCESO CONSTRUCTIVO PARA REHABILITACIÓN DE ESTRUCTURA CON ASENTAMIENTOS

El procedimiento constructivo para el despalme y para la construcción de la plataforma de los materiales de mejoramiento controlados sobre los que se desplantará el piso de la tienda, a continuación se describe:

### 5.1 Excavaciones

1) Las excavaciones necesarias para retirar la capa de materiales de mala calidad con un espesor de 60 cm con respecto al nivel actual de terreno y alojar a los materiales de mejoramiento sobre los que se desplantará el piso de la estructura deberá de realizarse del fondo del predio hacia su acceso.

2) Es importante señalar que cuando al excavar se encuentren materiales de mala calidad en el despalme de la plataforma de materiales controlados, es necesario profundizar hasta encontrar el material natural y restituirlo con material controlado. Las excavaciones podrán realizarse en una sola etapa.

3) La excavación se efectuará con una retroexcavadora operando desde afuera del área excavada, debiendo llevarse como máximo a 0.10 m arriba del nivel máximo de excavación, este último tramo se excavará con herramienta manual a base de pico y pala para evitar el remoldeo del material de apoyo de la plataforma de materiales mejorados.

4) Todo el material producto de la excavación será retirado a donde lo indique la dirección de obra, por ningún motivo podrá utilizarse como material de relleno controlado.

5) La excavación en el fondo se hará lo que ocupa el área del sembrado del prototipo en todo su perímetro.

6) Cuando se alcance la máxima profundidad de excavación, se deberá afinar el fondo, lo cual implica retirar todo el material suelto producto de la excavación

7) Durante el proceso de excavación, se deberá cuidar los siguientes aspectos:

a) Cuando el material de las paredes de la excavación se encuentren en estado muy suelto, las paredes de la excavación deberán mantener el talud de reposo natural de dicho material.

b) En caso de detectar alguna cimentación antigua dentro del área de excavación, estas se deberán de extraerse en su totalidad, y si la profundidad de dichas

cimentaciones es mayor que la recomendada, las capas o zanjas se rellenarán con tepetate, compactándose al 90% de la prueba próctor estándar.

c) Deberán evitarse las sobre-excavaciones, lo cual se corrige llevando un control de niveles con respecto a un banco de nivel, localizado fuera del área de influencia de la obra en cuestión, estos niveles se deberán referenciar a señales (palomas) en elementos colindantes.

d) Las filtraciones de agua de las colindancias hacia la excavación son muy frecuente, provocando saturamiento en los materiales excavados y sobre todo en el fondo (material aguachinado), en tal caso, se deberá orlear la colindancia afectada y posteriormente colocar un revellado con un impermeabilizante integrado o su equivalente (en caso necesario). El fondo de la excavación en el área afectada deberá de sobre-excavarse un máximo de 20 cm, y un mínimo de 10 cm con respecto a la máxima profundidad recomendada, y la sobre-excavación se tratará agregando una capa combinada de tepetate con cal, con un proporcionamiento del 94 y 6% en peso respectivamente, compactándose hasta alcanzar el nivel de excavación recomendado.

e) Terminada la excavación se revisará el fondo de la misma, cuidando que no presente material suelto producto de la excavación, que no se tengan rellenos de mala calidad a nivel de desplante y que las características de resistencia de los materiales sea la señalada, si se llegara a presentar algunos de los casos, se deberá profundizar la excavación en capas de 5 cm y solicitar la asesoría de Mecánica de Suelos.

## 5.2 Colocación del mejoramiento

a) Una vez retirados los materiales de relleno de mala calidad hasta una profundidad de 0.60 m mínimo con respecto al nivel actual del terreno, se procederá recompactar al 90% el fondo de la excavación.

b) Al término de la excavación se procederá a la colocación del mejoramiento, en caso de exceder dicho tiempo y en el momento de programar la colocación del mejoramiento, se deberá verificar la resistencia y grado de intemperismo del material del fondo, determinándose de esta manera el espesor del material que deberá retirarse.

c) Posteriormente se procederá a colocar un mejoramiento a base de tepetate en tres capas de 20 cm cada una, compactándolas al 95% de su P.V.S.M. de acuerdo a la prueba próctor estándar.

d) La incorporación del agua al tepetate se realizará en forma uniforme mediante aspersion, utilizando botes perforados, bajo la siguiente secuela:

- Extender el material en un área suficiente de trabajo, con una altura máxima de 20 cm en estado suelto.
  - Agregar el porcentaje óptimo de agua con los botes regando en todo el material extendido, sin llegar al saturamiento, o sea que absorba el material toda el agua y no se formen espejos.
  - Traspalear hasta lograr homogeneidad del material, no deberá permitirse que el material presente contaminaciones y terrones del mismo material en tal caso se eliminarán.
  - Finalmente se podrá colocar el material en su correspondiente tramo, en capas de 20 cm de espesor y efectuar su compactación.
- e) Se recomienda llevar un control del número de pasadas del rodillo a una capa, así como del volumen de agua incorporado, de tal manera que comparado con el porcentaje obtenido, se pueda deducir aproximadamente cuando una capa tiene cierto grado de compactación.
- f) Las capas a compactar no deberán de ser mayores de 20 cm, ni menores de 10cm en estado suelto.
- g) Es frecuente que en los sitios cercanos a las colindancias el rodillo no pueda abarcar esas áreas, por lo que se deberá completar su compactación con bailarinas.
- h) No deberá emplearse material producto de la excavación como relleno bajo áreas de construcción.
- i) El mejoramiento a base de tepetate (limo arenoso) se colocará en capas de 20 cm como máximo, compactándose cada capa hasta lograr una compactación del 95% de su peso volumétrico seco máximo, con rodillo estático.
- k) Cuando se alcance el nivel de proyecto del mejoramiento, se colocará sobre éste un riego de impregnación sobre el material expuesto.
- m) Previo a la colocación de la última capa de mejoramiento, deberán preverse las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como la construcción de registros.

No debe permitirse por ningún motivo excavaciones posteriores a la colocación del mejoramiento y sobre todo cuando y a setengan colados los pisos, la realización indebida de estas excavaciones provocan serios problemas de estabilidad del mejoramiento, que se reflejan en movimientos de la estructura y la presencia de grietas y fisuras en muros.



Cuando por condiciones extraordinarias se requiera la ejecución de una excavación, ya colocado el mejoramiento, se solicitará la asesoría de Mecánica de Suelos.

### 5.3 Proceso constructivo de zapatas

Es recomendable excavar las ceras que alojarán a las zapatas antes de la colocación de las instalaciones hidráulicas y sanitarias. El diseño de la cimentación propuesta será a 0.80 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado, la cual se apoyará sobre un mejoramiento de 20 cm de espesor a base de grava controlada con tamaño variable de  $\frac{1}{2}$  a  $\frac{3}{4}$ " de diámetro.

La excavación de las zanjas que alojarán a las zapatas se efectuarán dejando taludes verticales cuando la profundidad sea inferior a 1.20 m, en caso contrario se dejarán taludes con una inclinación 0.25:1.0 (horizontal:vertical).

Una vez que se ha alcanzado el fondo de la excavación requerida (1.0 m), se retirará todo el material suelto y se colocará el mejoramiento con grava controlada de  $\frac{1}{2}$ " a  $\frac{3}{4}$ ".

A continuación se habilitará el acero de refuerzo, procediendo en forma continua a su colado.

Una vez hecho lo anterior, se rellenarán las excavaciones realizadas para alojar a las zapatas corridas reticulares con material de banco, colocado en capas de 20 cm. de espesor, las que se compactarán al 95% de su peso volumétrico seco máximo según la prueba Próctor estándar empleando equipo menor (bailarinas).

### 5.4 Especificación de materiales

Los materiales de préstamo deberán de ser analizados por el laboratorio antes de ser colocados, para evitar tener que levantar rellenos ya colados.

#### Tepetates

a) El tepetate que se vaya a utilizar para construir los rellenos a base de tepetate deberá satisfacer las siguientes especificaciones:

- Límite líquido	40% máximo
- Índice plástico	15% máximo
- Contracción lineal	5% máximo
- Valor relativo de soporte	15% mínimo

b) Durante la construcción de los rellenos a base de tepetate, se deberá verificar que en cada capa se alcance el grado de compactación especificada del 95% con una tolerancia de  $\pm 2\%$ . La verificación se hará mediante la ejecución de calas de 10 X 10 X 10 cm, para determinar el peso volumétrico seco en el sitio, las cuales se harán por cada capa de área compactada.

Se sugiere que la capa de material de relleno controlado que se encuentra conformada hasta el nivel de proyecto, se mantenga con la humedad óptima, esto con la finalidad de evitar agrietamientos, y por lo consiguiente pérdida de estabilidad en las estructuras futuras.

## 6. CONCLUSIONES

La extracción de agua del subsuelo, que comenzó en 1850, ha venido modificando el estado de esfuerzos dentro de la masa de suelo, redujo la presión del agua intersticial y simultáneamente incrementó la que soportan las partículas de sólidos lo cual desencadenó el mismo fenómeno del hundimiento regional. El centro histórico ha descendido casi nueve metros y anualmente se acumulan entre 5 y 7 cm al hundimiento observado desde hace más de 150 años. Como los hundimientos no son uniformes, aparecen asentamientos diferenciales que dañan a muchas construcciones y ponen en peligro a una gran parte del patrimonio arquitectónico de la ciudad. En las orillas del lago, en las zonas de transición abrupta, se han manifestado amenazadores asentamientos diferenciales en los últimos años que están destruyendo, en unos 60 km de longitud, muchísimas construcciones e instalaciones urbanas.

La Relación de Hundimiento (volumen del hundimiento/volumen de agua extraída) señala que los valores más altos del RH se dan cuando la extracción de agua somera se hace a una profundidad menor a 60 m, implica que por cada 100 m<sup>3</sup> de agua extraída la superficie se hunde 15 a 30 m<sup>3</sup>. Por su parte para el bombeo profundo o del acuitado a más de 80 m de profundidad, por cada 100 m<sup>3</sup> de agua extraída, la superficie se estima que se hunde 1.3 m<sup>3</sup>. Esto obliga a reconocer la urgencia de eliminar las fugas en sótanos, líneas del metro y que se debe obligar a inyectar al subsuelo el agua extraída de las excavaciones temporales.

Los hundimientos diferenciales reducen gradualmente la seguridad de muchas estructuras y de instalaciones municipales. La acumulación de daños estructurales y de desplomos aumenta su vulnerabilidad y los prepara a ser presa de los sismos. Las inclinaciones de muchos edificios los identifican como fuertes candidatos a la destrucción durante un futuro temblor de gran intensidad. Se requiere optimizar y reducir el costo de las técnicas para corregir la inclinación de edificios, como la subexcavación. Las técnicas de recimentación también deben ponerse al día y mejorarse en todos los sentidos. Por otro lado, los edificios así

intervenidos, en especial los de interés artístico o histórico, deben observarse instrumentalmente para revisar su seguridad al paso de los años.

Es urgente precisar detalladamente como opera actualmente el mecanismo del hundimiento regional con el fin de evaluar las contribuciones que tienen la explotación del acuífero en los materiales granulares y la extracción de agua en las arcillas o acuitardo. La relación de hundimiento RH podrá ser el indicador que aclare la importancia de las extracciones que se hacen en muchos cientos de sótanos y en líneas del metro, e imponer la impermeabilidad que deberían tener para reducir el bombeo continuo que requieren. También se debe cuantificar la capacidad de los túneles del drenaje profundo para drenar a través de sus fisuras y en caso de justificarse, sellar esas fugas.

La acción del hombre ha incrementado los riesgos que afectan a la Cuenca de México, principalmente por dos razones: la modificación del régimen hidrológico, en el empeño ancestral de ganarle terreno a la antigua zona lacustre y la incontrolada expansión urbana. En estas acciones se han visto reflejadas las habilidades y el ingenio de los ingenieros mexicanos desde la época del virreinato. Los problemas se han agudizado y extendido conforme ha avanzado la urbanización y la concentración de la población. Por ello se requiere investigar en todos estos problemas con el fin de prevenir o mitigar sus efectos.

## BIBLIOGRAFÍA

1.- Enrique, S.V.; Efrain, O.S.; Federico, M.; Elvira L.P. ( 2005) “Síntesis Geotécnica de la Cuenca del Valle de México, TCG geotecnia S.A. de C.V., TCG ingeniería S.A. de C.V.

2.- Manuel J. Mendoza L., José A. Segovia P. (1992) Undecima Conferencia Nabor Carrillo “Hundimientos diferenciales de edificios Coloniales en el Centro Histórico de la Ciudad de México”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.