



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES "ACATLÁN"

" EMERSIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS
ABANDONADAS EN LA ZONA LACUSTRE DEL
VALLE DE MÉXICO."

T E S I S

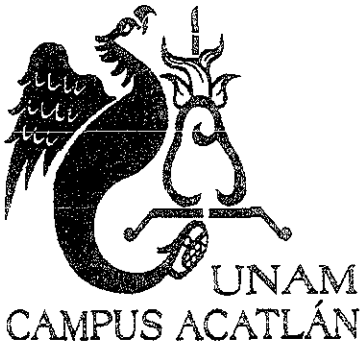
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

J. JESÚS ALVARADO MAGAÑA

DIRECTOR DE TESIS:
DR. GABRIEL AUVINET GUICHARD.



JULIO DE 2000



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.

AGRADECIMIENTOS:

A la Universidad Nacional Autónoma de México, por haberme abierto las puertas del conocimiento.

A la Escuela Nacional de Estudios Profesionales "Acatlán" por ayudarme a mi formación profesional.

A mis padres

Jesús Alvarado Quien con ahínco y dedicación ha sabido guiarme, por todo lo que me has enseñado **G R A C I A S.**

María de los Angeles Magaña Tu que supiste ayudarme a salir de mis problemas con todo mi corazón te dedico este trabajo.

A mis hermanos Dolores, María de la Luz, Joel, Raquel. Son ustedes mi luz ante cualquier problema.

A mis sobrinos Jesús y Guadalupe. Sigán el camino del estudio.

A mi esposa Rosita

A mis hijos Fernanda, Jesús Con todo mi corazón, les dedico todos mis logros.

A mi asesor el Dr. Gabriel Auvinet, quién con mucha paciencia y atinados comentarios hizo posible la terminación de este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM Geotécnia, por las facilidades otorgadas para el desarrollo este trabajo, en forma especial al Ing. Zenon Medina.

Gracias a la empresa Asesores en Cimentaciones (A.C.I), por todas las facilidades otorgadas para la conclusión de este trabajo.

**"EN NUESTRAS MANOS PONE DIOS EL TIEMPO COMO UN CAMPO QUE
EXPLOTAR...CADA UNO ES RESPONSABLE DE LAS SEMILLAS QUE ESCONDE
EN SUS TIERRAS"**

ÍNDICE.

	Página
1 INTRODUCCIÓN.	1
2 CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA ZONA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO.	3
<u>2.1 Condiciones estratigráficas.</u>	3
<u>2.1.1 Manto superficial.</u>	5
<u>2.1.2 Formación arcillosa superior.</u>	6
<u>2.1.3 Primera capa dura.</u>	6
<u>2.1.4 Formación arcillosa inferior.</u>	9
<u>2.1.5 Depósitos profundos.</u>	9
<u>2.1.6 Modelo estratigráfico de Zeevaert.</u>	10
<u>2.1.7 Modelo estratigráfico de Marsal.</u>	10
<u>2.1.8 Sistema de Información Geográfica para sondeos geotécnicos.</u>	10
<u>2.2 El hundimiento general de la zona lacustre.</u>	13
<u>2.3 Tipos de cimentaciones profundas.</u>	20
<u>2.3.1 Cimentaciones compensadas o “flotantes”.</u>	21
<u>2.3.2 Pilotes de punta.</u>	21
<u>2.3.3 Pilotes de fricción.</u>	21
<u>2.3.4 Pilotes especiales.</u>	22
a) Pilotes de punta penetrante.	22
b) Pilotes de control.	22
c) Pilotes entrelazados.	23
3 ANÁLISIS Y COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.	25
<u>3.1 Condiciones estáticas.</u>	27
<u>3.1.1 Adherencia en pilotes de fricción</u>	27
<u>3.1.2 Fricción negativa.</u>	29
a) Pilote aislado.	29
b) Grupos de pilotes.	30
<u>3.1.3 Tipos de diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción</u>	32
a) Diseño en términos de capacidad de carga o Tipo I	32
b) Diseño en términos de deformaciones o tipo II	33
<u>3.1.4 Revisión de la capacidad de carga.</u>	35
<u>3.1.5 Cálculo de desplazamientos verticales en cimentaciones con pilotes de fricción.</u>	36

3.2	Condiciones sísmicas.	37
3.2.1	Principios constructivos básicos.	37
3.2.2	Solicitaciones sísmicas para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones.	38
3.2.3	Factores de carga y resistencia.	38
3.2.4	Estados límite de servicio para condiciones sísmicas.	38
3.2.5	Estados límite de falla para condiciones sísmicas.	39
3.3	Comportamiento observado de cimentaciones sobre pilotes de fricción.	41
4	EMERSIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS ABANDONADAS.	44
4.1	Planteamiento.	44
4.2	Algunos casos de emersión.	45
4.3	Análisis de un problema particular.	45
4.3.1	Datos generales.	45
4.3.2	Estratigrafía	47
4.3.3	Nivelaciones.	47
4.3.4	Análisis.	51
a)	Antes de la demolición.	51
b)	Después de la demolición.	59
4.4	Posibles soluciones.	62
4.4.1	Lastre en el cajón de cimentación.	62
4.4.2	Extracción de pilotes.	65
a)	Método 1.	65
b)	Método 2.	68
c)	Evaluación de la eficiencia del método de extracción de pilotes.	69
5	CONCLUSIONES.	72

ANEXO.

BIBLIOGRAFÍA.

CAPITULO 1

INTRODUCCIÓN.

1. INTRODUCCIÓN

En este trabajo, se presenta una investigación sobre la emersión de cimentaciones profundas abandonadas después de la demolición de estructuras dañadas por sismos en el valle de México.

En el capítulo 2, se describen las características del subsuelo que prevalecen en la ciudad de México. Se discute la zonificación estratigráfica para la ciudad de México: zona de lago, de transición y de lomas. Se hace énfasis en la zona de lago, por tratarse del ambiente geotécnico con mayores dificultades, además de ser la zona donde se presenta el problema de la emersión. Dentro de este capítulo también se analiza el hundimiento general de la ciudad de México, desde el punto de vista de la teoría de la consolidación para un sólo estrato compresible, ilustrando la gran influencia que tiene la extracción de agua del subsuelo. Por último se describen las características de las cimentaciones comúnmente empleadas en la zona lacustre de la ciudad de México, siendo estas: las compensadas, sobre pilotes de fricción, de punta, así como algunos sistemas especiales de cimentación como: pilotes entrelazados, de punta penetrante y de control.

A continuación, en el capítulo 3, se describen los métodos de análisis existentes para las cimentaciones basadas en pilotes de fricción, en la ciudad de México y las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el D.F así como sus Normas Técnicas Complementarias.

Se revisa el criterio para el análisis de cimentaciones que propone Auvinet (1990), en cuanto a clasificar a los diseños con pilotes de fricción en dos tipos: diseño en términos de capacidad de carga ó Tipo I, y el diseño en términos de deformaciones ó Tipo II.

Se presenta un bosquejo acerca de su comportamiento, de acuerdo con investigaciones recientes, teniendo en cuenta que las cimentaciones sobre pilotes de fricción, fueron las que mayores daños sufrieron durante el sismo de 1985.

En el capítulo 4, se analiza el problema de la emersión de cimentaciones abandonadas en la zona lacustre de la ciudad de México, después de la demolición de la estructura dañada por el sismo. Se examinan dos casos: el primero denominado caso A, y el segundo. caso B, ambos localizados en la zona lacustre de la ciudad de México.

El caso B se estudia con detalle debido a que se cuenta con suficiente información para ello. En efecto, además de los datos estratigráficos, se cuenta con mediciones de los abatimientos piezométricos y con nivelaciones de precisión realizadas periódicamente que permiten evaluar la evaluación de los movimientos relativos entre la cimentación y el terreno. El estudio presentado se divide en varios sub-análisis. En el primero se examina la cimentación tal como fue diseñada inicialmente y se evalúa su comportamiento previsible a corto y largo plazo. El segundo busca interpretar el comportamiento de la cimentación después de la demolición de la superestructura. El tercero considera posibles soluciones al problema de emersión.

En cuanto a las posibles soluciones, se plantean tres posibilidades; primeramente, una muy simple, es decir, un lastre de grava y arena alojado en el cajón de cimentación. Posteriormente se estudian dos métodos enfocados hacia la extracción de pilotes; los cuales son muy similares, pero presentan algunas variantes en cuanto a los procedimientos así como la maquinaria empleada; pero además, en el uso del mecanismo para aislar el pilote del suelo y lograr la máxima extracción posible, evitando seccionamiento del mismo.

En las conclusiones se resumen los resultados de las observaciones de campo y de los análisis realizados respecto a la emersión de las cimentaciones abandonadas y se dan algunas recomendaciones para enfrentar este delicado problema.

CAPITULO 2

CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA ZONA LACUSTRE DEL VALLE DE MÉXICO.

2. CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA ZONA LACUSTRE DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

2.1 Condiciones estratigráficas.

El conocimiento alcanzado sobre la estratigrafía en el valle de México es el resultado de numerosos estudios (destacando los trabajos pioneros de Bryan, Arellano, Mooser, Zeevaert, Marsal y Mazari) y, recientemente, de los esfuerzos realizados para desarrollar un sistema de información geográfica computarizado para datos geotécnicos (Auvinet *et al*, 1996).

Gran parte de la ciudad de México se encuentra asentada sobre el fondo del ex-lago de Texcoco, particularmente hacia el oriente y el norte. La zona poniente se desarrolla sobre estribaciones de la sierra de las Cruces y al sur varias colonias ocupan terrenos cubiertos por lava emitida hace 2500 años por el volcán Xitle.

Atendiendo a la estratigrafía y a las propiedades del subsuelo, el área urbana de la ciudad de México se ha dividido tradicionalmente en tres zonas, denominadas de lomas, de transición y del lago (Figura 1).

La zona del lago se caracteriza por tener un subsuelo con grandes espesores de arcilla lacustre de origen volcánico, muy compresible y contenido de agua alto. La estratigrafía en general, es muy regular, aunque cada estrato suele ser de espesor variable.

El subsuelo de la zona de lomas (faldas de las serranías y lomeríos del oeste y sudoeste de la cuenca), está formado por materiales de origen volcánico, particularmente abanicos y corrientes lávicas, y suelos producidos por la meteorización de los primeros. Esta zona se distingue de las del lago y de transición por ser sus materiales de mayor resistencia al corte y de menor compresibilidad. En ella se presentan, además de los problemas de su propia naturaleza, otros generados por el hombre tales como minas y rellenos.

La zona de transición, localizada entre las dos antes descritas, es errática en cuanto a su estratigrafía y, por lo mismo en sus propiedades mecánicas. Está constituida por estratos de suelos arcillosos del mismo origen que los de la zona del lago, pero de menor espesor y sin orden estratigráfico bien definido, intercalados con depósitos casi siempre lenticulares de suelos aluviales. En esta zona, las propiedades mecánicas exhiben variaciones importantes tanto en dirección horizontal como con la profundidad.

Las zonas del lago y de lomas están bien definidas, aún cuando en esta última pueden encontrarse formaciones tan diversas como lavas y abanicos aluviales. En cambio, la zona de transición ha sido limitada en forma un tanto arbitraria, teniendo en cuenta la composición estratigráfica. Su característica esencial es que, intercalada con estratos arenosos y limosos de origen aluvial se encuentran capas de espesor muy variable de arcilla lacustre. En esta zona no es posible destacar los mantos compresibles superior e inferior, separados por la capa dura que es típica de la zona de lago.

A fin de ilustrar lo anterior, la Figura 2 presenta los perfiles estratigráficos que se registraron en cuatro sondeos de la ciudad. El P.c. 143 corresponde a una zona del lago poco afectada por cargas superficiales y la extracción del agua; el P.c. 28 también localizado en zona de lago, corresponde a un distrito densamente poblado y donde la acción del bombeo ha sido intensa; el P.c. 190 y P.c. 62 ejemplifican posibilidades de la zona de transición.

En la zona de lago, aparecen generalmente cinco estratos principales, denominados, a partir de la superficie del terreno; *manto superficial, formación arcillosa superior, capa dura, formación arcillosa inferior y depósitos profundos.*

A continuación se describen las características más importantes de cada estrato.

2.1.1 Manto superficial.

La costra superficial incluye, además de los suelos naturales producidos por la desecación de los materiales lacustres, rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales, coloniales y recientes. Estos existen con mayor abundancia en la zona céntrica, dentro de la denominada antigua traza de la ciudad, alcanzando en ocasiones espesores hasta de 10 m, como ocurre en la plaza de la Constitución y su alrededor. En otros sitios de la ciudad, los suelos naturales de la superficie han sido explotados para la fabricación de tabiques, y sustituidos posteriormente, al urbanizarse los predios con rellenos heterogéneos, generalmente colocados a volteo y, por tanto, en estado suelto.

Debido a la naturaleza de los depósitos que forman el manto superficial y a la influencia de los rellenos artificiales, su espesor tiende a variar erráticamente. Es de unos cuantos centímetros en el vaso de Texcoco y de varios metros en la zona céntrica de la ciudad.

A pesar de la irregularidad en espesor y propiedades de los suelos que forman el manto superficial, este es de mayor resistencia y menor compresibilidad que la formación arcillosa superior, excepto en aquellos sitios donde existen rellenos en estado muy suelto.

2.1.2 Formación arcillosa superior.

Es de espesor muy variable; entre los 27 y 33 m, integrada por capas de arcilla muy compresible con delgados horizontes arenosos. Aunque el espesor de esta formación aumenta de poniente a oriente, o sea hacia el vaso de Texcoco, puede notarse que, en el área céntrica de la ciudad, existen puntos donde su potencia se incrementa debido a la ausencia de la primera capa dura o de un reducido espesor de la misma, que prácticamente convierte a las formaciones arcillosas superior e inferior en un sólo manto compresible.

El contenido de agua medio de toda la formación arcillosa superior, es de aproximadamente 270%, incluyendo todas las áreas sujetas a diversas historias de carga.

La Figura 3 muestra la descripción esquemática, de la arcilla de la ciudad de México propuesta por Zeevaert.

2.1.3 Primera capa dura.

La configuración de la primera capa dura, obtenida por interpolación lineal de los resultados de sondeos, se muestra en la Figura 4, basada en datos de la zona céntrica de la ciudad. Se le atribuye un espesor medio de aproximadamente 3 m. Esta compuesta suelos limo-arenosos compactados o rígidos, cementados con carbonato de calcio. Esta descripción se apega a una época geológica donde predominó la sequía y en condiciones tales que el lago de Texcoco se encontraba a una elevación más o menos constante en la cuenca, excepto en la zona céntrica del lago de Texcoco que se presume permanecía sumergida.

La Figura 4 muestra que la primera capa dura es de espesor variable. Presenta una mayor profundidad hacia el lago de Texcoco, como debía esperarse dada la naturaleza geológica de esta formación.

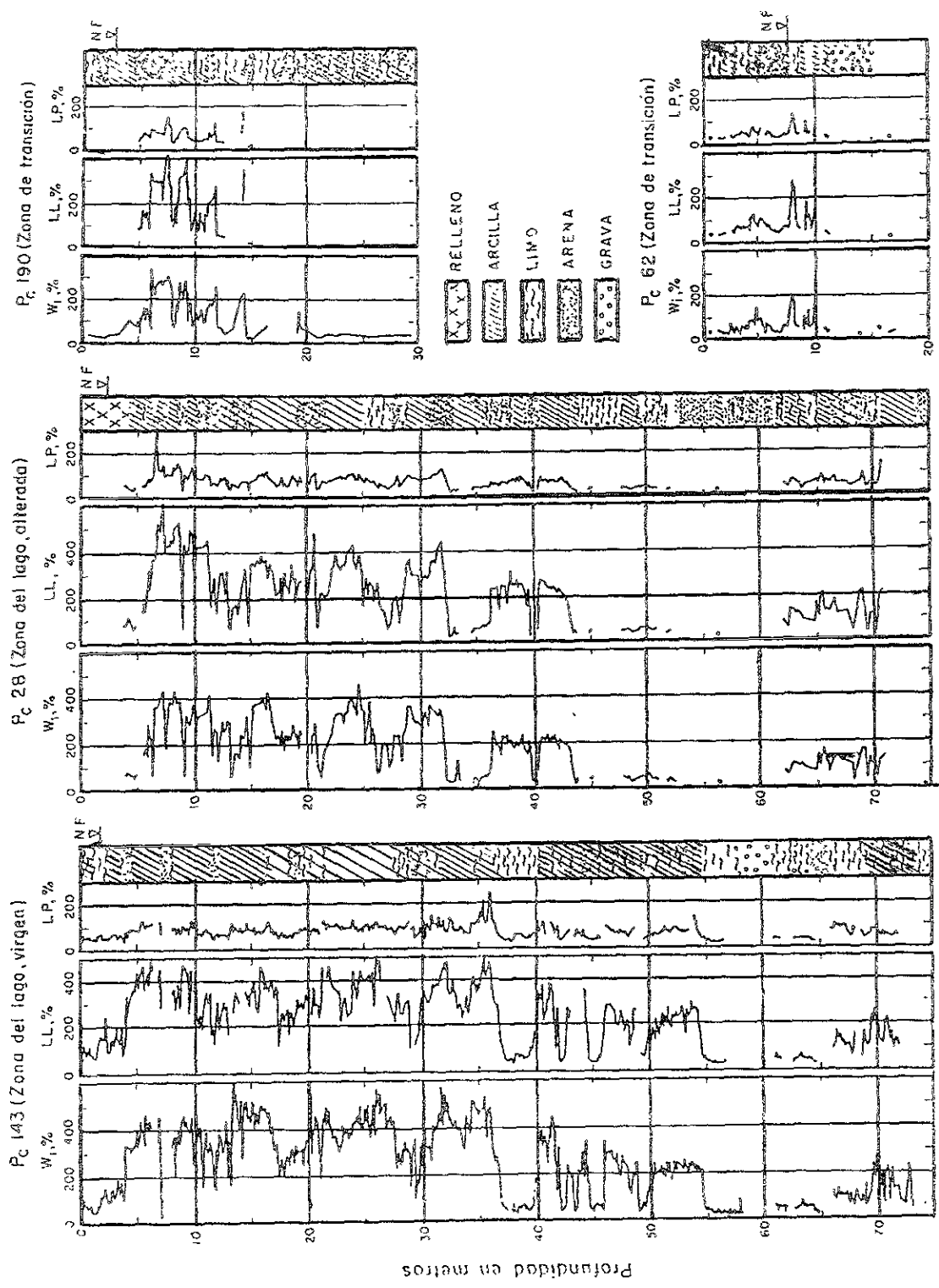


Figura 2. Perfiles estratigráficos generales del área urbana.

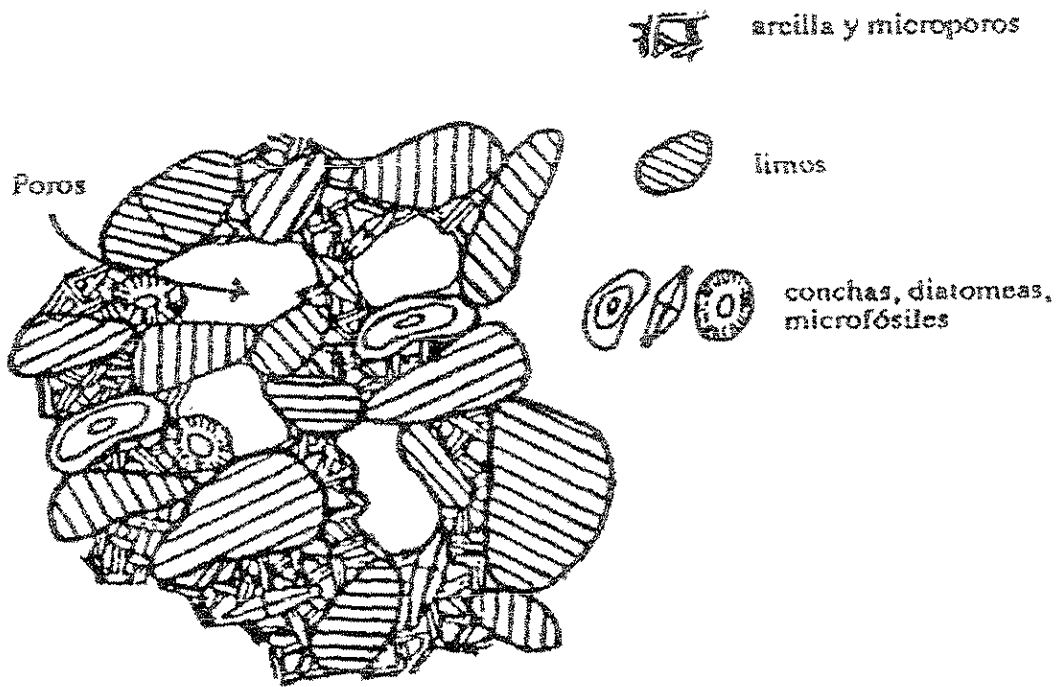


Figura 3. Descripción esquemática de la arcilla de la ciudad de México.

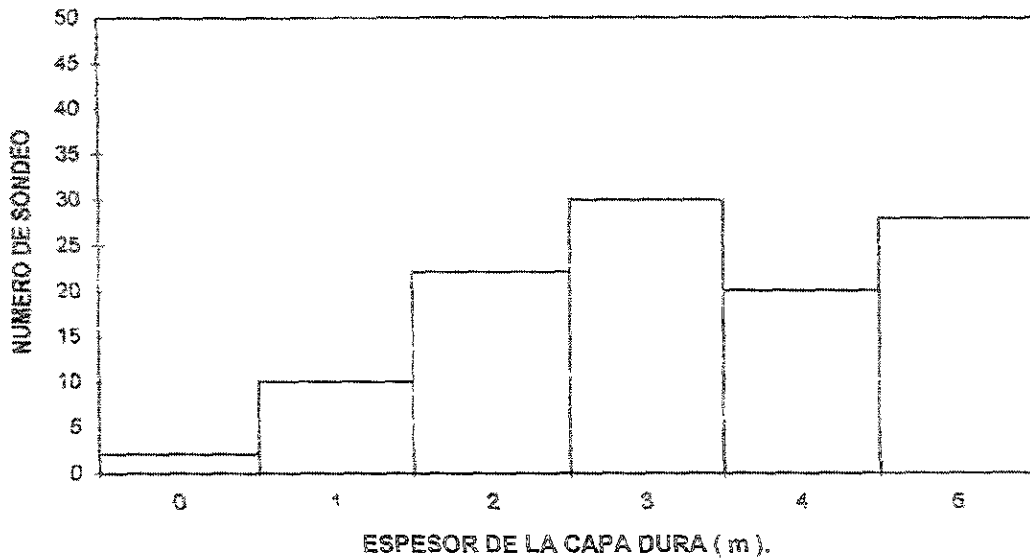


Figura 4. Espesor de la capa dura.
(Reséndiz y Springall, 1970)

2.1.4 Formación arcillosa inferior.

La formación arcillosa inferior tiene un espesor que puede variar entre 7 y 15 m y se encuentra constituida por arcillas volcánicas más recientes y menos compresibles que alcanzan profundidades mayores a los 150 m. En esta formación generalmente se observan lentes compactos de vidrio volcánico y de suelos limosos interestratificados con la arcilla.

Los análisis de laboratorio indican que el contenido de agua medio de esta formación varía entre el 100 y 200 %, siendo el promedio de 170 %.

Es de notarse que el contenido de agua en la formación arcillosa superior es mucho mayor que de la formación inferior.

2.1.5 Depósitos profundos

Son los depósitos más profundos relevantes desde el punto de vista de la ingeniería de cimentaciones. Generalmente están constituidas por suelos arenosos finos en estado muy compacto, que en ocasiones tienen lentes delgados de arcilla. Constituyen acuíferos de alta permeabilidad, que se han explotado para el abastecimiento de agua de la ciudad de México.

Con base en un gran número de determinaciones se han obtenido las propiedades medias de mayor interés de las cuatro formaciones más importantes antes descritas (Tabla 1).

Tabla 1. Valores medios de las propiedades en la zona de Lago.
(Hiriart, 1969)

Propiedades	Manto superficial.	Formación arcillosa superior.	Capa dura	Formación arcillosa inferior.
Contenido de agua (%)	91.7	270	64.0	170
Límite líquido W _l (%)	100.6	289.1	69.5	212.9
Límite plástico W _p (%)	52.5	85.3	43.5	68.8
Densidad de sólidos S _s	2.51	5.42	2.48	2.41
Relación de vacíos inicial e _i	2.59	6.90	1.76	4.74
Resistencia a la compresión q _u (kg/cm ²)	0.89	0.73	1.34	1.56
Módulo de deformación (kg/cm ²)	58.4	30.7	65.9	67.7

Entre los numerosos trabajos que se realizaron para definir la estratigrafía de la ciudad de México, destacan los realizados por los profesores Marsal (1953) y Zeevaert (1976). Actualmente se está desarrollando un sistema de información geográfica para datos geotécnicos que debería permitir precisar estos últimos modelos estratigráficos.

2.1.6 Modelo estratigráfico de Zeevaert.

El modelo de Zeevaert está integrado con la información de 10 sondeos que se encuentran resumidos en la Figura 5 y muestran los siguientes estratos: Relleno Arqueológico ó natural (Totolsingo), Formación Lacustre Tacubaya, Arena I Tarango y Depósitos lacustres aluviales Tarango. En el depósito de arcillas Tacubaya se identifica a cinco subestratos aproximadamente homogéneos, separados por cuatro lentes de arena, cada uno con huellas de raíces y encalichamiento que se desarrollaron en periodos geológicos semiáridos. En el subestratos de arcilla 1 se señala la presencia de un lente de arena negra y en la arcilla IV otro lente, pero ahora blanca. La arena I Tarango se define como la primera formación resistente. Finalmente en la arcilla I se señala la presencia de dos lentes de arena blanca (Santoyo, 1990).

2.1.7 Modelo estratigráfico de Marsal.

Marsal presentó su modelo estratigráfico, basado principalmente en 15 sondeos. La secuencia de los estratos está integrada como sigue: un relleno natural ó artificial, una Formación Arcillosa Superior, una Capa Dura, la Formación Arcillosa Inferior y los llamados Depósitos Profundos; la identificación de éstos estratos en un determinado sondeo es muy simple y confiable, con sólo conocer la variación vertical del contenido natural de agua. Por supuesto que este criterio de estratificación se estableció con el apoyo geológico que lo justificara llegando a la integración de los cortes que pueden observar en la Figura 6 (Santoyo, 1990).

2.1.8 Sistema de Información geográfica para sondeos geotécnicos.

El Instituto de ingeniería de la UNAM y la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, han iniciado el apoyo de un sistema de información geográfica para sondeos geotécnicos para el valle de México (Auvinet et al, 1996). Este sistema tiene como objetivo almacenar sistemática la información disponible sobre los rasgos generales del subsuelo a través de los datos obtenidos en sondeos geotécnicos de diferentes tipos. Esta información permitirá a los ingenieros formarse una idea de los problemas planteados por el subsuelo en cada caso particular. El procesamiento de datos consta de tres etapas que son: **1)** Una vez recibida la información de un sondeo se abre un expediente. **2)** Se obtienen los datos generales del sondeo, se determina su localización y características. **3)** Se capturan con scanner los perfiles más significativos, quedando disponibles para su consulta. La información así recabada ya ha permitido precisar las fronteras entre las diferentes zonas geotécnicas.

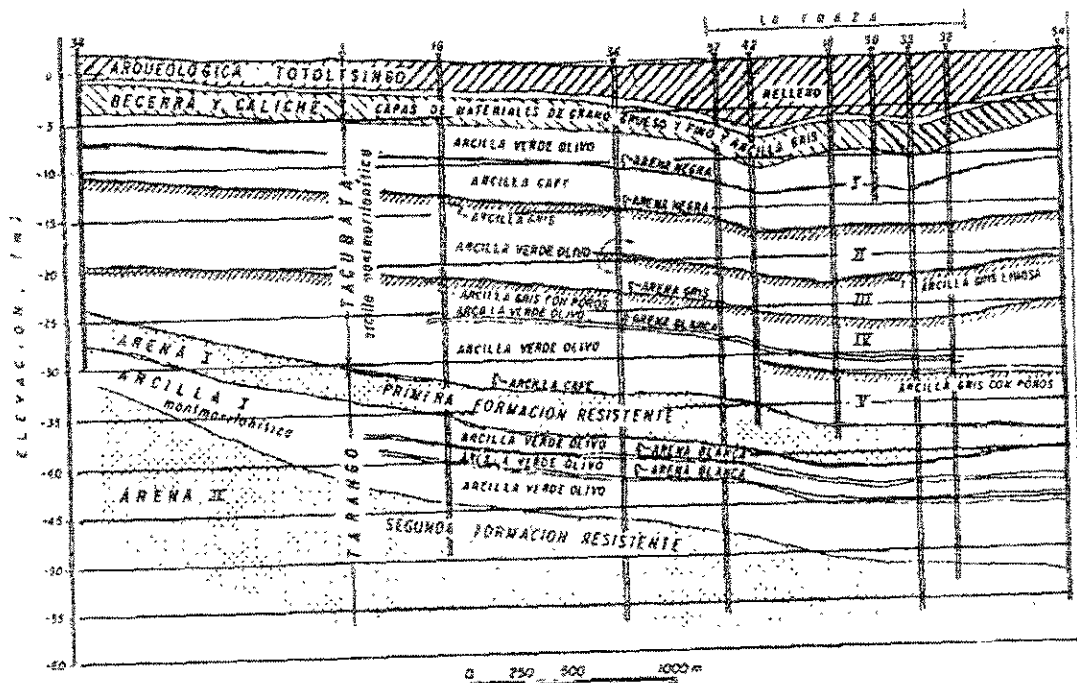
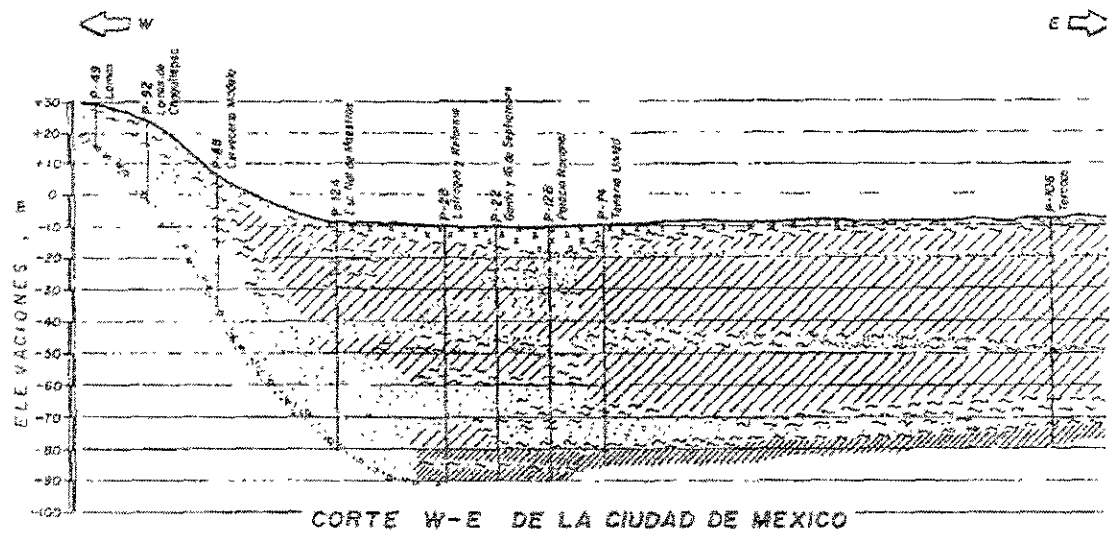
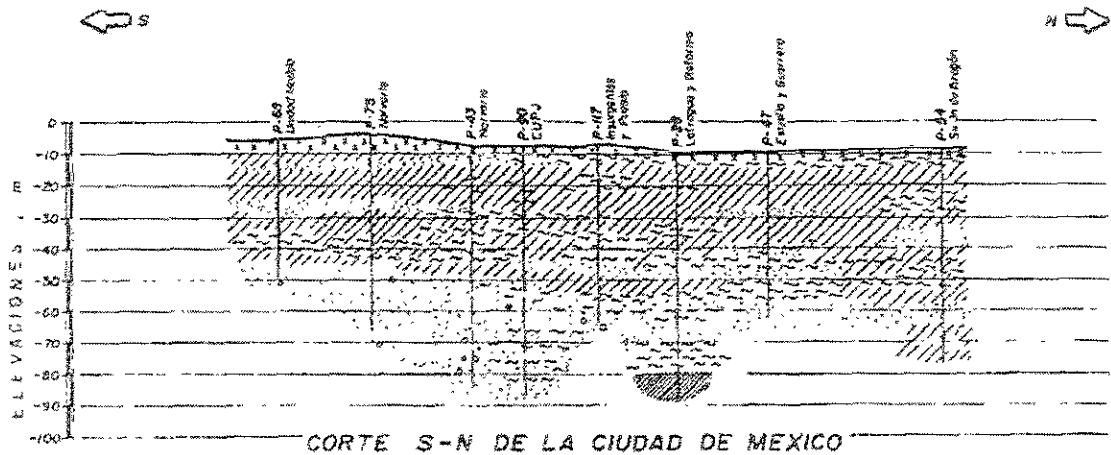


Figura 5. Perfil estratigráfico de la ciudad de México según Zeevaert.



SIMBOLOGIA

	Relleno		Arena
	Arcilla		Grava
	Limo		Arcilla compacta

0 1 2 3 4 5 km.
ESCALA HORIZONTAL GRAFICA APROX.

NOTA - La elevación 0, corresponde a la cota del Banco de Atzacuala = 2 244.48 m

Figura 6. Perfil estratigráfico de la ciudad de México, según Marsal

2.2 El hundimiento general de la zona lacustre.

Las primeras advertencias serias sobre el hundimiento general del valle de México fueron hechas por Roberto Gayol, alrededor del año de 1925, quién prestó atención al hundimiento general y especialmente al de la catedral Metropolitana durante sus trabajos sobre el sistema de drenaje de la ciudad. Ya Gayol atribuyó el fenómeno a *"perturbaciones que en el fondo del valle de México ha producido el drenaje de las aguas del subsuelo"*.

José A. Cuevas fue el continuador de las ideas de Gayol. Él y su discípulo Nabor Carrillo analizaron la influencia del bombeo en los pozos de aprovisionamiento de agua de la ciudad, a la luz de la Teoría de la Consolidación de Terzaghi y compararon los resultados obtenidos con mediciones locales en diferentes sectores de la ciudad; de esta época data la demostración definitiva, realizada por Carrillo al margen de pequeños errores de detalle por falta de información completa para respaldar todas sus conclusiones, de que el abatimiento de los niveles piezométricos profundos causado por el bombeo en los estratos acuíferos era la causa primordial del hundimiento (Hiriart y Marsal, 1969).

Es un hecho comprobado que los acuíferos existentes en el subsuelo de la ciudad de México estuvieron sujetos a presiones artesianas, inclusive los relativamente poco profundos. Hoy el bombeo producido con fines de abastecimiento de agua para la zona urbana ha producido un abatimiento de los niveles piezométricos superior a los 20 m. Este abatimiento de presión en los acuíferos provoca flujo de agua de los mantos arcillosos hacia ellos, con la correspondiente consolidación de las arcillas acompañada de pérdida de volumen.

A continuación se exponen, algunos estudios teóricos del fenómeno del hundimiento, realizados con base en la teoría de la consolidación de Terzaghi. Se presenta el caso de un sólo manto de arcilla, drenado por sus caras superior e inferior sometido a un abatimiento rápido de la presión del agua constante con el tiempo y suponiendo que el nivel freático se mantiene a la misma profundidad durante el proceso de consolidación subsecuente. Ese estrato de arcilla es homogéneo, de espesor H y la pérdida de presión Δp ocurre en el acuífero permeable inferior (Figura 7) (Juárez, 1996).

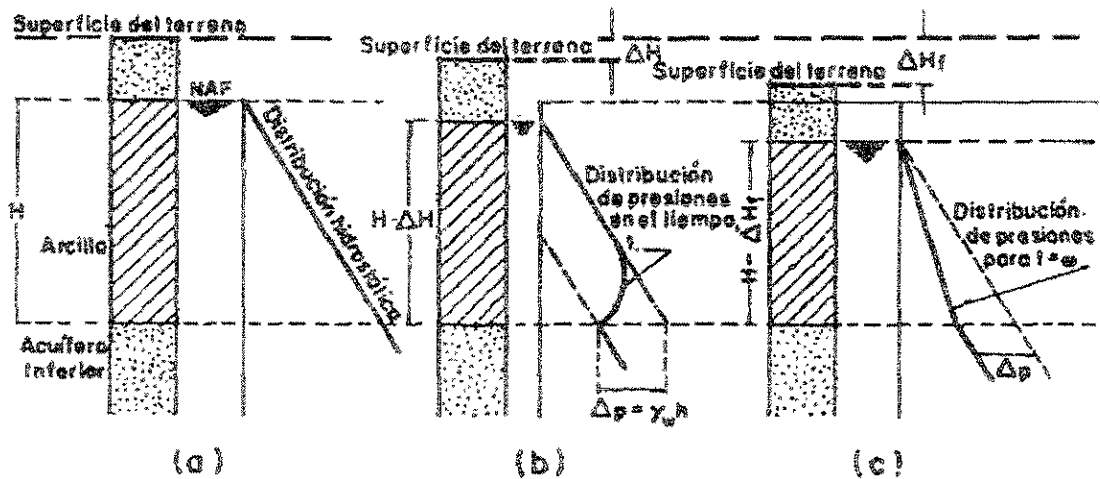


Figura 7. Análisis del fenómeno del hundimiento a partir de la teoría de la consolidación de Terzaghi.

Antes de que se produjera el abatimiento Δp en el acuífero, las presiones estaban como se indica en la parte (a) de la Figura 7, lo que corresponde a la configuración hidrostática de equilibrio. Al producirse el abatimiento, el proceso de consolidación comienza y en la parte (b) de la figura se ve la disminución de presiones en el agua en un instante intermedio " t ". Al fin del proceso, parte (c), la distribución vuelve a ser lineal con pendiente igual a:

$$1 - \frac{\Delta p}{\gamma_w * (H - \Delta H_f)} \quad (2.1)$$

siendo: ΔH_f : hundimiento final del estrato.

* : Representa multiplicación para los casos en donde aparezca, salva que en la ecuación se indique lo contrario.

Al fin del proceso, el incremento medio del esfuerzo efectivo en el estrato de arcilla es:

$$\Delta \bar{\sigma} = \frac{\Delta p}{2} = \frac{h}{2} * \gamma_w \quad (2.2)$$

De acuerdo con la teoría de Terzaghi, la presión media en el agua, en exceso de la hidrostática, vale en el manto de arcilla:

$$u = \Delta \bar{\sigma} \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{\pi^2 (2n+1)^2} \left(e^{-\frac{\pi^2 (2n+1)^2 T}{4}} \right) \quad (2.3)$$

Siendo:

- n : la serie de los números naturales.
- e : la base de los logaritmos neperianos.
- T : Factor tiempo.

$$T = C_v * \frac{t}{H^2} \quad (2.4)$$

donde:

- C_v : Coeficiente de consolidación.
- H : Espesor del estrato de arcilla.

Debe notarse que el flujo de agua no ocurre hacia la frontera superior de la arcilla. por lo que el espesor efectivo de esta es igual al total.

Sí ΔH es el hundimiento en el tiempo " t ", se tiene

$$\frac{\Delta H}{\Delta H_f} = 1 - \frac{u}{\Delta \bar{\sigma}} \quad (2.5)$$

Siendo:

$$\Delta H_f = \frac{a_v}{1+e} \Delta p * H \quad (2.6)$$

a_v : coeficiente de compresibilidad.

Por lo tanto, la expresión para el hundimiento del estrato de arcilla será:

$$\Delta H = \frac{H}{1+e} a_v \frac{\Delta p}{2} \left[1 - \sum_{n=0}^{n=\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 * \pi^2} e^{-\frac{\pi^2 (2n+1)^2}{4} T} \right] \quad (2.7)$$

La expresión anterior (2.7) sólo toma en cuenta las deformaciones del suelo causadas por consolidación primaria; en el valle de México la consolidación secundaria es de escasa significación cuando se opera en el tramo virgen de la curva de compresibilidad, así pues hay razón para pensar que en las arcillas de México la consolidación secundaria no invalidará el uso de la ecuación anterior (2.7), que la ignora.

Con base en varias citas históricas y particularmente en el levantamiento topográfico de Gayol, a fines del siglo pasado ha sido posible reconstruir la historia del hundimiento en la ciudad de México y establecer ciertos datos del lago Texcoco. La Tabla 2 presenta en orden cronológico la información más interesante al respecto (Hiriart, Marsal, 1969)

Tabla 2. Cronología de las nivelaciones hechas en la ciudad de México.

Fecha	Referencia	TICA (m)	m.s.n.m., (m)
1803	A. Humbolt. El nivel medio de las aguas en el lago de Texcoco, 1.20 m abajo de la esquina sur del palacio.		2237.60
1862	Monumento a Enrico Martínez. El fondo del lago, 2.80 m debajo del piso de la plaza.		2236.00
1876	Ing. Velázquez y Aldasoro. Plano de referencia de la ciudad, 10 m abajo Tangente Inferior del Calendario Azteca.*	+10.00	2240.40
1876	Nivel de Aguas Máximas en el Lago.	+7.10	2237.50
	Nivel del Fondo del Lago.	+5.57	2235.90
1891	Ing. Roberto Gayol. Banqueta junto a la torre oeste de la Catedral.	+8.35	2238.80
1891	Alameda.	+8.60	2239.00
1891	Atzacualco.	+12.35	2242.75
1966	CHCVM. Cruz del lago.		2235.30
1966	Torre oeste de la Catedral.		2233.00
1966	Alameda.		2233.30

* TICA: Tangente Inferior del Calendario Azteca.

La Figura 8 representa la historia de los hundimientos de algunos monumentos históricos importantes como los ocurridos en el palacio de minería, la catedral metropolitana, entre otros (Mazari y Alberro, 1990).

En el caso particular de la catedral metropolitana se infiere que el hundimiento ha pasado por tres etapas en el presente siglo, en la primera, de 1898 a 1937, la ley es aproximadamente lineal, entre 1905 y 1911; la velocidad de asentamiento varía entre 3.1 a 5.6 cm/año. La segunda fase del proceso, 1937 a 1947, resulta también lineal y ocurre a razón de 14 cm/año. A partir de 1848 se desarrolla la tercera etapa en la que después de registrarse velocidades de hundimiento de 40 cm/año ó mayores, el fenómeno tiende a disminuir en forma progresiva hasta llegar a valores menores de 10 cm/año.

Estudios recientes confirman que el hundimiento desmedido que actualmente provoca el bombeo de las zonas lacustres que circundan la ciudad de México (Figura 9), es comparable al que llegó a presentar la zona central de la ciudad a mediados de siglo (Mazari y Alberro, 1990).

Al analizar la historia reciente de los hundimientos en el área urbana de la ciudad, se concluye que, en los últimos años, el comportamiento ha sido irregular. El hecho de que, en algunos puntos con historia de nivelaciones prolongada, el hundimiento tiende a disminuir monótonamente con el tiempo hasta valores menores de 10 cm/año, sólo proporciona una idea general de la evolución del fenómeno. Generalizar esta condición a otros puntos de la ciudad resulta peligroso, pues el comportamiento local puede ser contrario (Figura 9).

El hundimiento se atribuye principalmente al fenómeno de consolidación de la arcilla compresible ocasionado por la explotación del agua del subsuelo. En los últimos años se han perforado pozos de bombeo en los lomeríos del poniente, en la zona considerada de baja compresibilidad, esto ha dado lugar a hundimientos del terreno apreciables, a pesar de la baja compresibilidad de los suelos afectados.

Otro de los factores que se puede señalar como agente del hundimiento, es el aumento de cargas en la superficie; debidas a construcciones y rellenos. En primer lugar debe tenerse en cuenta que, los edificios más pesados y la nivelación de calles en la zona céntrica de la ciudad, datan de la colonización hispana. Los efectos de estas cargas al terminar el siglo pasado debían ser pequeños, a juzgar por las nivelaciones de la catedral, palacio nacional y el fondo del lago de Texcoco (Tabla 2).

Debido a estas dificultades, los ingenieros tendían a construir edificios bajos y dado que la reglamentación de esa época establecía que las cargas no debían exceder 5 t/m². De ahí que en la ciudad se hayan usado cimentaciones piloteadas (monumento a la Independencia), y cimentaciones compensadas (Banco de México) desde principios del siglo, en edificios pesados. Por lo tanto, no es posible justificar ni la magnitud de los hundimientos ni su evolución con base en las cargas superficiales.

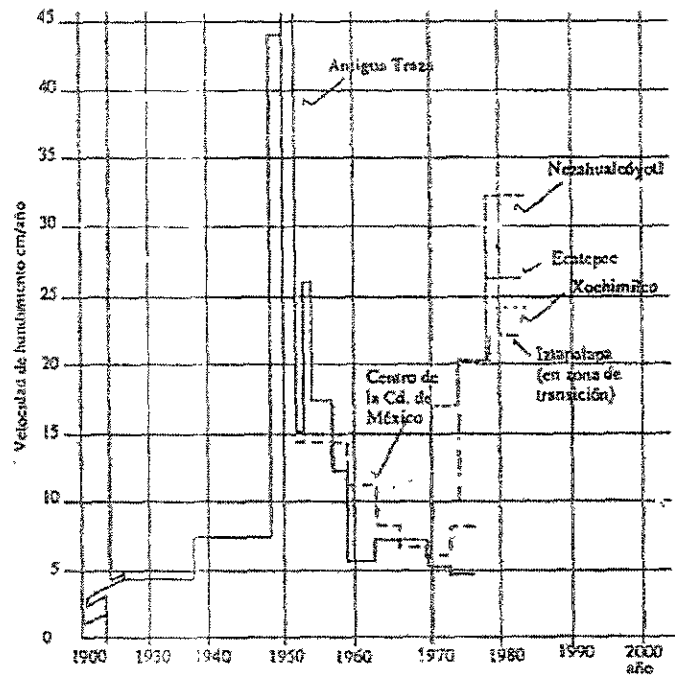


Figura 8. Historia de los hundimientos en algunos monumentos importantes de la ciudad de México

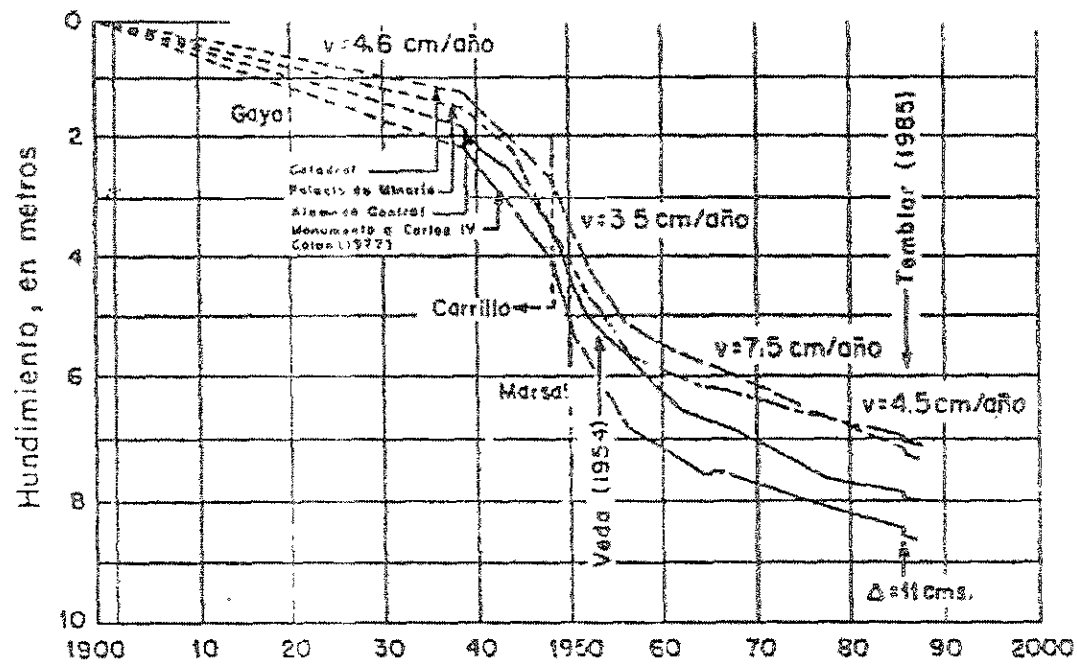


Figura 9. Comparación de velocidades de hundimiento en distintas zonas de la cuenca del valle de México.

2.3 Tipos de cimentaciones profundas.

Como lo hace notar Auvinet (1996), en pocos campos los ingenieros mexicanos han mostrado tanta imaginación, creatividad y audacia como en el diseño y construcción de cimentaciones para edificios construidos en la zona lacustre de la ciudad de México. Desde la fundación de la ciudad, entendieron que, en muchos de los casos, las técnicas usadas en otros países no resultaban directamente aplicables a las condiciones geotécnicas excepcionalmente difíciles del área. Tuvieron por tanto que recurrir a la innovación. El camino no fue fácil y la naturaleza se encargó en múltiples ocasiones de poner en evidencia los errores de raciocinio, los factores olvidados, las hipótesis demasiado optimistas o los ahorros mal entendidos. Los jueces más severos de la calidad de los diseños y de las soluciones adoptadas fueron sin duda los sismos. Las lecciones más duras, pero también las más útiles, derivaron de los eventos sísmicos y especialmente de los de Septiembre de 1985.

El suelo superficial no siempre es el apropiado para permitir el uso de una cimentación poco profunda. En tal caso, es preciso buscar terrenos de apoyo más resistentes a mayores profundidades; a veces estos no aparecen a niveles alcanzables económicamente y es necesario utilizar como apoyo terrenos blandos y poco resistentes de que se dispone, introduciendo elementos de cimentación que distribuyan mejor la carga en un espesor grande del suelo.

Las cimentaciones de edificios en la zona lacustre de la cuenca de México deben reunir una serie de condiciones asociadas principalmente a la existencia en el subsuelo de potentes estratos de arcilla altamente compresible, al proceso de consolidación regional del subsuelo inducido por bombeo, al agrietamiento que se presenta con frecuencia en las arcillas y a los efectos de sitio particularmente severos que se conducen a la amplificación de solicitaciones sísmicas que afectan a la cuenca de México.

Empleando la terminología del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (1993), puede decirse que las cimentaciones deben presentar una seguridad adecuada respecto a múltiples estados límites que pueden dividirse como sigue:

- a) *Estados límite de falla*: flotación, desplazamiento plástico local ó general del suelo bajo la cimentación y falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.
- b) *Estados límite de servicio*: movimiento vertical medio, asentamiento ó emersión con respecto al nivel del terreno circundante, inclinación media y deformación diferencial.

Es necesario revisar la seguridad respecto a estos estados bajo carga estática a corto y largo plazo pero también bajo condiciones accidentales y en particular en condiciones sísmicas.

Debe reconocerse que, con pocas excepciones, los diseños anteriores a 1985 ponían casi exclusivamente el énfasis en el control de asentamientos y de emersiones en condiciones estáticas.

La preocupación de los diseñadores por controlar éstos movimientos llevó a éstos a usar muy variados tipos de cimentación, desde los más tradicionales hasta diversos sistemas especiales, frecuentemente muy ingeniosos. En la Figura 10 se aprecian los tipos de cimentaciones más usuales para la zona lacustre de la ciudad de México (Auvinet, 1990).

2.3.1 Cimentaciones compensadas o “flotantes”.

Se entiende por cimentaciones compensadas aquéllas en las que se busca reducir el incremento neto de carga aplicado al suelo por la cimentación mediante excavación del terreno y construcción de un cajón desplantado a cierta profundidad. Según que el incremento neto de carga aplicado en la base del cajón resulte positivo, nulo o negativo, la cimentación se denomina “parcialmente compensada”, “compensada” o “sobrecompensada”, respectivamente. El uso de este tipo de cimentación está limitado por las dificultades que se encuentran al realizar excavaciones suficientemente profundas, incluyendo los problemas de estabilidad de taludes o de ademes y de expansión por descarga. Para que cumpla con su función, es necesario que el cajón de cimentación sea totalmente estanco o que se instale un sistema automático de achique permanente.

Esta solución se ha llamado “flotante”. Podría ser útil tener en cuenta esta analogía y recordar que en la construcción de barcos resulta esencial que el centro de gravedad de la nave se encuentre localizado debajo del centro de gravedad del agua desplazada para que el conjunto resulte auto-estable (que se enderezca sólo si alguna perturbación lo inclina). En el caso de edificios, es difícil lograr esta condición, las cimentaciones compensadas para edificios esbeltos deben por tanto considerarse como potencialmente inestables.

2.3.2 Pilotes de punta.

Esta solución se considera como una de las más confiables; sin embargo, en zonas con consolidación regional, los pilotes hincados hasta la capa dura soportan grandes esfuerzos por fricción negativa (Auvinet y Hanell, 1981). Además, generalmente, el edificio presenta una emersión aparente respecto al terreno circundante, que puede afectar a las edificaciones vecinas. La losa de cimentación deja de estar en contacto con el suelo y la estructura puede sufrir daños en caso de no haber sido diseñada para esta condición. Además, los pilotes pierden su confinamiento lateral en su parte superior y resultan vulnerables a las condiciones causadas por los momentos de volteo y fuerzas cortantes de origen sísmico.

2.3.3 Pilotes de fricción.

Los pilotes de fricción, es decir, aquéllos que transmiten cargas al suelo principalmente a lo largo de su superficie lateral de contacto con el terreno, suelen usarse

como complemento de un sistema de cimentación parcialmente compensada para reducir los asentamientos, transfiriendo parte del peso de la construcción a los estratos profundos.

Estos pilotes se hincan dentro de la formación arcillosa superior dejando la punta a una distancia de varios metros arriba de la capa dura. En este caso, el colchón de material compresible existente entre la punta del pilote y dicha capa actúa como un fusible. En efecto, al desarrollarse la fricción negativa, la punta del pilote tiende a penetrar en éste estrato con lo que se evita, por lo menos en cierta medida la emersión aparente. Se emplean normalmente cuando el estrato superficial blando tiene un gran espesor que hace antieconómico el uso de los pilotes de punta o cuando la consolidación en este estrato induce fricción negativa sobre los pilotes de punta y provoca emersión. Esta condición es común en la ciudad de México donde se presenta un fuerte hundimiento regional.

2.3.4 Pilotes especiales.

a) Pilote de punta penetrante.

Este tipo de pilote (Reséndiz, 1964) fue concebido para aumentar la capacidad de carga de pilotes de fricción con una contribución en la punta pero acotando ésta última para evitar la emersión. La punta presenta un diámetro inferior al resto del pilote con objeto de favorecer la penetración en el estrato de apoyo bajo el efecto combinado de la carga y de la fricción negativa. La punta puede ser de concreto reforzado o de acero. En este último caso, es posible imponer un límite más preciso a la capacidad de punta escogiendo una sección con una carga de fluencia determinada; sin embargo la flexibilidad de la punta dificulta la colocación correcta del pilote.

b) Pilote de control.

El primer pilote de control surgió al observar la emersión relativa de los edificios apoyados sobre pilotes de punta, con respecto al terreno circundante en la ciudad de México, dos ideas básicas fueron propuestas para resolver el problema:

- Dejar que los pilotes atravesaran libremente las cimentaciones de losa corrida.
- Transmitir la carga a la cabeza de los pilotes, mediante una celda de deformación.

Mediante este sistema se puede teóricamente modificar a voluntad las cargas aplicadas en las cabezas de cada uno de los pilotes así como la velocidad de hundimiento del edificio para igualarlo con el terreno circundante.

Existen dos tipos de pilotes de control de acuerdo con la localización del dispositivo deformable:

- 1.- Con el dispositivo deformable en la cabeza.
- 2.- Con el dispositivo deformable en el cuerpo del pilote.

Con frecuencia, estos pilotes se han instalado a posteriori, durante la vida útil de la estructura, para fines de recimentación.

c) Pilotes entrelazados.

Las cimentaciones basadas en pilotes entrelazados (Girault, 1980) constan de los siguientes componentes básicos:

Un conjunto de pilotes de fricción convencionales ligados a la subestructura (pilotes Tipo A), más otro conjunto apoyado en la capa dura (pilotes tipo B) estos últimos desligados de la cimentación.

El comportamiento esperado de estas cimentaciones es el siguiente:

La carga neta de la estructura se transmite por medio de la losa de cimentación a los pilotes tipo A, los cuales transmiten su carga al subsuelo por fricción positiva y al mismo tiempo transmiten su carga, a través del suelo, a los pilotes tipo B.

Los pilotes tipo B, reciben carga del subsuelo por medio de la fricción negativa y transmiten esta carga a la capa dura. Con este arreglo se disminuyen los esfuerzos verticales inducidos por el peso del edificio en el subsuelo que queda entre los pilotes del tipo A.

Se pueden incorporar tantos pilotes del tipo B a la cimentación, como menor esfuerzo se quiera transmitir a las capas del subsuelo que queden bajo la punta de los pilotes del tipo A y en esta forma se puede controlar el hundimiento máximo del edificio.

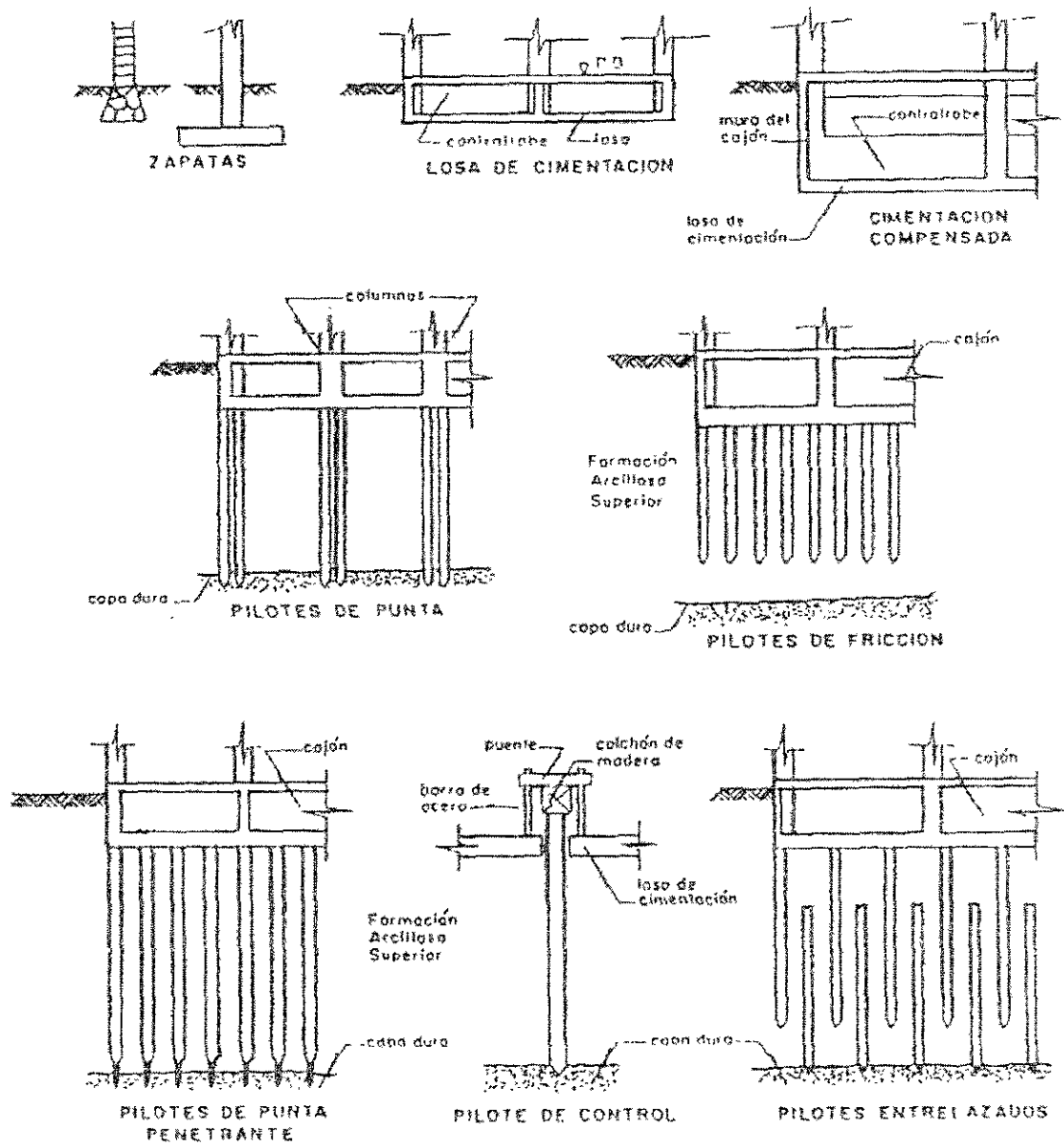


Figura 10. Cimentaciones comúnmente empleadas en la ciudad de México.

CAPITULO 3

ANÁLISIS Y COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.

3. ANÁLISIS Y COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES SOBRE PILOTES DE FRICCIÓN.

El diseño de las cimentaciones en la zona lacustre de la ciudad de México presenta dificultades muy superiores a las usuales en otras ciudades. Es necesario tomar en cuenta:

- 1) la baja resistencia al esfuerzo cortante de las arcillas,
- 2) su alta compresibilidad, que obliga a limitar las presiones aplicadas al terreno a valores aún más pequeños que los aceptables desde el punto de vista de la resistencia, para evitar asentamientos totales y diferenciales excesivos,
- 3) la existencia del hundimiento regional que provoca la emersión de las cimentaciones apoyadas en estratos resistentes profundos y además la sobrecarga de los pilotes o pilas por la fricción negativa,
- 4) la frecuencia e intensidad de los sismos que se presentan en el valle.

El diseño de una cimentación para condiciones sísmicas es inseparable del diseño estático. Ambos aspectos deben ser evaluados cuidadosamente siguiendo el proceso de análisis, diseño y verificación que se presenta en forma esquemática en la Figura 11 (Auvinet,1990). El proceso se inicia con la definición cuidadosa de las características geométricas del proyecto, de las cargas previsible y del contorno en que se construirá. Sigue la etapa de investigación del subsuelo tomando en cuenta la zonificación geotécnica (Figura 1) del área. A partir de los resultados obtenidos, es posible entonces elegir el tipo de cimentación y llegar a un dimensionamiento preliminar. Un análisis del comportamiento de la solución considerada permite evaluar la validez de la solución considerada. Eventualmente, se llega a un diseño satisfactorio, el cual debe entonces someterse a la verificación prevista por el reglamento (R.C.D.F., 1993). La verificación del comportamiento mediante instrumentación es recomendable para todas las construcciones de alguna importancia.

La selección del tipo de cimentación (Figura 10), debe considerar un gran número de factores entre los que destacan los imperativos tradicionales de estabilidad, la interferencia con el hundimiento regional y la interacción con las construcciones vecinas y los servicios públicos. A continuación se revisa las consideraciones a tomar en cuenta en el caso específico de los pilotes de fricción.

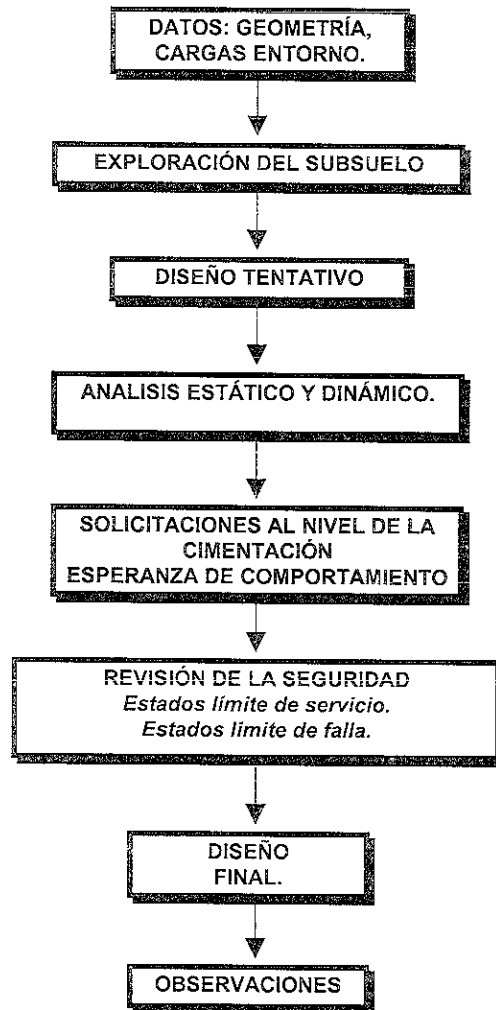


Figura 11. Proceso de diseño de una cimentación

3.1 Condiciones estáticas.

3.1.1 Adherencia en pilotes de fricción

Como se sabe, los pilotes de fricción transfieren su carga al suelo a través de su fuste (superficie lateral). Se pueden hincar: por impactos o a presión, o se cuelan en perforaciones previas en estratos con características mecánicas pobres, sin que su punta se apoye en las capas resistentes subyacentes.

La capacidad de carga última de los pilotes de fricción se calcula a partir de la adherencia máxima que puede desarrollarse en el contacto pilote-suelo. Para suelos arcillosos blandos, esta adherencia se estima comúnmente como:

$$\tau = \alpha * c_u \quad (3.1)$$

donde:

c_u = Resistencia al corte del suelo en condiciones no drenadas.

α = Factor de adherencia en función de las características del suelo y pilote. (Figura 12, Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes).

Sin embargo, varios autores consideran que la adherencia debe estimarse en términos de esfuerzos efectivos:

$$\tau = K * \tan \delta * \overline{\sigma}_v \quad (3.2)$$

donde:

$\overline{\sigma}_v$ = Presión vertical efectiva a la elevación considerada.

K = Coeficiente de empuje horizontal.

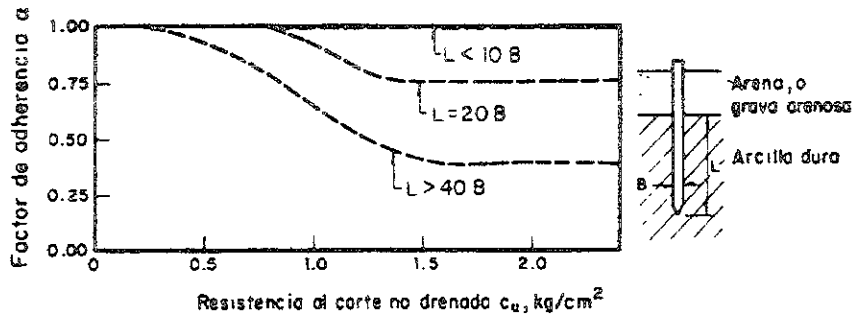
δ = Ángulo de fricción pilote-suelo.

Las ecuaciones (3.1) y (3.2), corresponden a mecanismos de resistencia diferentes. Sin embargo, esta contradicción es solamente aparente, puesto que, para suelos normalmente consolidados, c_u es proporcional a $\overline{\sigma}_v$.

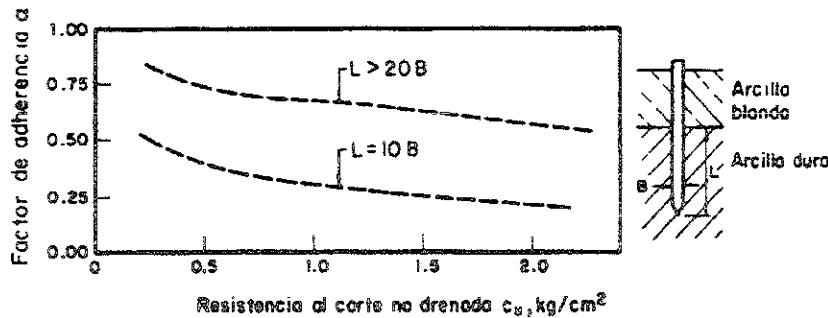
La adherencia depende de los siguientes factores:

- Forma del pilote: los pilotes cónicos tienen una capacidad de carga mayor que los de sección constante.
- Rugosidad y textura del material constitutivo del pilote: los materiales rugosos y drenantes movilizan mayor adherencia que los lisos e impermeables.
- Longitud del pilote: la adherencia media disponible tiende a decrecer con esta longitud.
- Procedimiento constructivo: los pilotes hincados movilizan una adherencia mayor que los colocados en perforaciones previas.

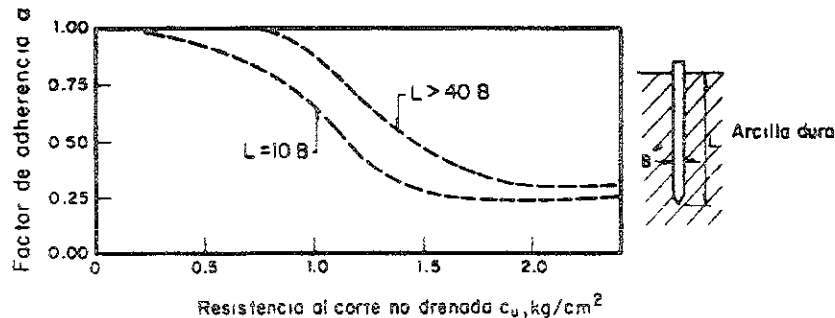
- Tiempo transcurrido desde el hincado: la adherencia crece con el tiempo debido a la consolidación del suelo alrededor del pilote.
- Velocidad de carga: la adherencia máxima desarrollada bajo carga sostenida es del orden de 2/3 de la correspondiente a carga estática transitoria.
- Historia de cargas y deformaciones: al rebasarse el desplazamiento relativo pilote-suelo necesario para movilizar su valor máximo, la adherencia puede sufrir una disminución significativa.



a) Pilotes hincados a través de arenas o gravas arenosas hasta la arcilla dura



b) Pilotes hincados a través de arcilla blanda hasta la arcilla dura



c) Pilotes sin estratos arriba de la arcilla dura

NOTAS:

1. Las gráficas no son aplicables a secciones H o en cruz ni a pilotes colados in situ hincados o excavados
2. El factor de seguridad no deberá ser menor de 2.5 excepto para diseños basados en resultados confiables de pruebas de carga

Figura 12. Factor de adherencia en función de las características del suelo y pilote.

3.1.2 Fricción negativa.

Existe un problema muy común en las cimentaciones con pilotes de punta y de fricción, cuando se presenta una estratigrafía básicamente formada por un cierto espesor compresible, subyacente por el estrato resistente de apoyo y cuando dicho manto compresible tiende a disminuir de espesor por algún proceso de consolidación inducido. Los pilotes de punta, apoyados en un estrato no compresible y resistente permanecen comparativamente fijos, respecto a los suelos blandos que se enjutan, tendiendo a bajar a lo largo de su fuste. Esta tendencia induce esfuerzos de fricción en el fuste de los pilotes que, por ser en sentido descendente, sobrecargan a estos al colgarse materialmente del suelo circunvecino de los pilotes. Si estas cargas no han sido tomadas en cuenta en el diseño, pueden llegar a producir el colapso del pilote por penetración en el estrato resistente. Este es el fenómeno de fricción negativa y se presenta en pilotes de punta y de fricción.

La fricción negativa en pilotes o pilas se desarrolla a consecuencia de la consolidación del suelo circundante y se puede deber entre otras causas a:

- Una sobrecarga superficial reciente.
- El peso propio del mismo suelo circundante, si se trata de un relleno reciente.
- Una reducción en los niveles piezométricos debida al bombeo del agua en los acuíferos del subsuelo.
- El abatimiento del nivel freático ocasionado por evaporación o por fugas hacia el sistema de drenaje, una recarga insuficiente, etc.
- El simple remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos.

Además de lo anterior, la consolidación afecta en forma diferente a pilotes aislados y a grupos de ellos.

a) Pilote aislado.

Considérese un pilote alojado en un estrato compresible sometido a algún proceso de consolidación. En cualquier instante, los movimientos del suelo respecto al nivel inicial de desplante del pilote, pueden representarse mediante una curva de asentamiento-profundidad, cuya forma depende de las condiciones de consolidación del estrato; en la Figura 13 (Auvinet y Hanell, 1978) se ilustran esquemáticamente tres posibles formas de la curva mencionada.

La penetración del pilote será la misma a cualquier profundidad si este se considera rígido. Restando la penetración del pilote de los movimientos del suelo, se obtiene la curva desplazamientos relativos pilote-suelo.

Si la penetración del pilote (D) es menor que el asentamiento de la superficie (δ_0) existe en el fuste del pilote una elevación en la que el movimiento relativo pilote-suelo es nulo (Figura 13a). Esta elevación ha sido llamada por Terzaghi "nivel neutro". Debajo de este nivel, el suelo se asienta menos que el pilote y le transmite *fricción positiva* (*ascendente*), \uparrow , arriba ocurre lo contrario, y se genera *fricción negativa* (*descendente*) \downarrow .

La velocidad del asentamiento del pilote coincide con la del nivel neutro, ya que no existe movimiento relativo entre pilote y suelo a esta elevación.

La posición del nivel neutro depende del valor relativo de la penetración del pilote y del asentamiento del estrato compresible. Para pilotes apoyados en estratos muy resistentes (penetración pequeña), el nivel neutro se localiza cerca de la punta del pilote y se desarrolla fricción negativa a lo largo de todo el fuste; por el contrario, si la penetración es mayor que el asentamiento del estrato, se genera fricción positiva en todo el fuste.

Cuando existe un estrato no afectado por la consolidación de la superficie, el nivel neutro no puede localizarse arriba del límite inferior de ese estrato (Figura 13b). Por otra parte en la Figura 13c, se observa que para condiciones especiales pueden aparecer dos niveles neutros; esto ocurre en particular cuando los estratos superficiales presentan variaciones volumétricas estacionales apreciables. En este caso se pasa de las condiciones de la Figura 13a, a las 13c, en forma alternativa con variaciones grandes en la magnitud de las cargas inducidas por la fricción negativa.

b) Grupos de pilotes.

La carga transmitida por fricción negativa a un pilote interior no puede exceder la carga correspondiente al área tributaria del pilote; en cambio, en los pilotes de borde o de esquina no existe esta restricción. Para cimentaciones rígidas, el efecto de la fricción negativa en las esquinas y bordes puede hacer que los pilotes de esas zonas trabajen a tensión y lleguen incluso a desprenderse de la subestructura.

En un estrato en proceso de consolidación, las condiciones de trabajo de los pilotes de fricción son por tanto complejas. Diversos experimentos de campo (Auvinet y Hanell, 1981), han permitido verificar que, en ausencia de cargas externas, los pilotes se encuentran sometidos a *fricción positiva*, es decir, ascendente en su parte inferior, y a *fricción negativa* en su parte superior.

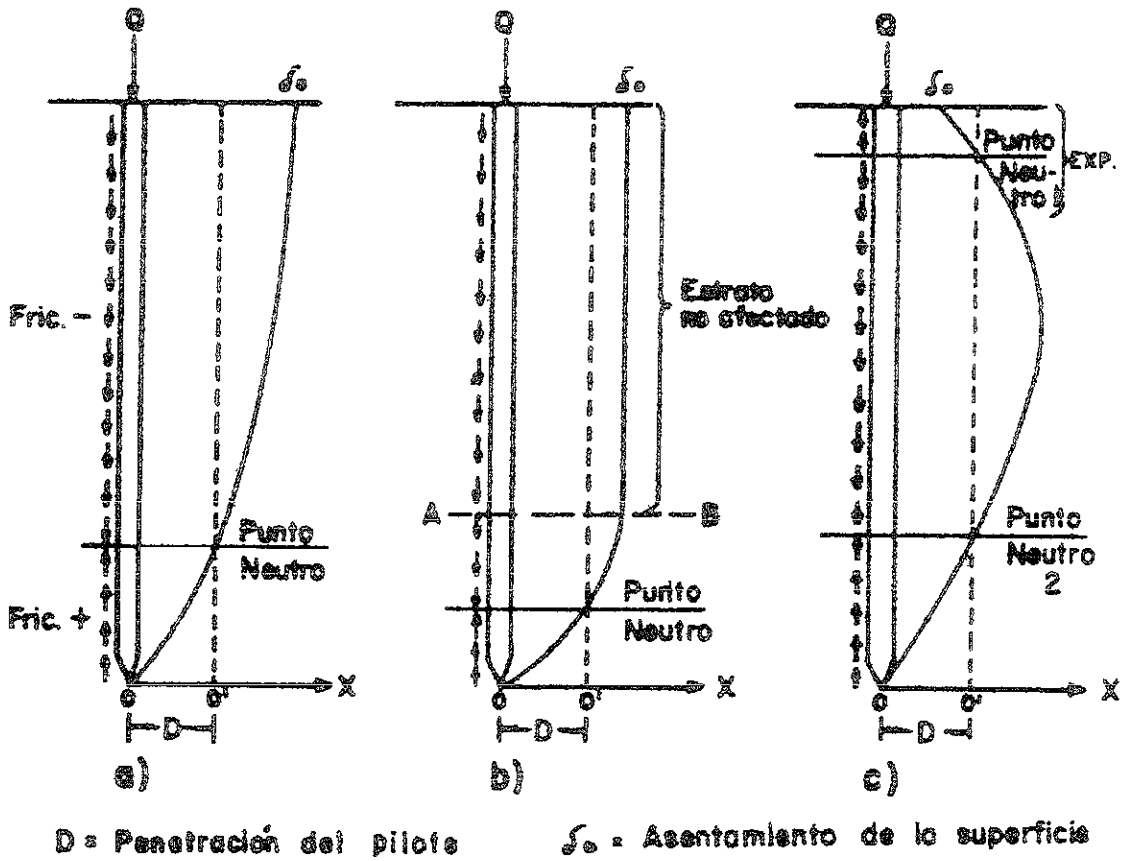


Figura 13. Movimientos relativos pilote – suelo.

3.1.3 Tipos de diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción.

Después de los sismos que sufrió la ciudad de México en Septiembre de 1985 el diseño de las cimentaciones sobre pilotes de fricción ha cambiado. Debe establecerse una distinción (Figura 14, Auvinet y Mendoza, 1987) entre los sistemas de cimentación basados principalmente en la capacidad de carga de los pilotes de fricción (uso tradicional de los pilotes de fricción) y los que combinan un cajón (que permite lograr una compensación parcial) con un número limitado de pilotes cuya función principal es reforzar los estratos más compresibles y reducir los asentamientos (cimentaciones compensadas con pilotes de fricción; Zeevaert, 1973).

a) Diseño en términos de capacidad de carga o Tipo I.

El número y las dimensiones de los pilotes se escogen de tal forma que sean por sí solos capaces de soportar la carga de la construcción en condiciones estáticas con un factor de seguridad amplio (generalmente mayor que 1.5). Los pilotes trabajan en las condiciones indicadas en la Figura 14a. La posición del nivel neutro puede determinarse a partir de la siguiente ecuación de equilibrio:

$$W + FN = FP + C_p + U \quad (3.3)$$

donde:

W = Peso de la construcción, t.

U = Subpresión actuante sobre la subestructura, t.

C_p = Capacidad de carga por punta de los pilotes, t.

FN = Fricción negativa sobre la subestructura y la parte superior de los pilotes, t.

FP = Fricción positiva sobre la parte inferior de los pilotes, t.

Las fricciones negativas y positivas pueden estimarse a partir de la adherencia máxima de acuerdo con las ecuaciones (3.1) y (3.2). Contrariamente a una creencia común, este diseño no permite aprovechar el efecto de compensación (con excepción de la subpresión). En efecto, no existe presión de contacto efectiva entre losa-suelo y la descarga que sufre el terreno por excavación no contribuye a aumentar la capacidad de carga de los pilotes ni a reducir significativamente sus asentamientos. Cuando el nivel neutro se encuentra en posición baja (número grande de pilotes o alta resistencia de la parte inferior del estrato) la fricción negativa induce, como ya se mencionó con anterioridad, compresiones internas parásitas. Además, con el tiempo, la cabeza de los pilotes puede emerger por consolidación del suelo localizado entre la superficie y el nivel neutro. Cuando este nivel se encuentra en posición baja, la emersión de los pilotes favorece la aparición de zonas de poco confinamiento, haciéndolos vulnerables estructuralmente a las fuerzas de cortante debidas a movimientos en la cimentación.

En este primer caso (Tipo I, Figura 14a), los pilotes deben diseñarse con un factor de seguridad que permita garantizar la estabilidad para las diversas condiciones a las que pueden encontrarse sometidos.

Sí este factor de seguridad es amplio, el comportamiento de los pilotes tiende a asemejarse a los de punta, con desarrollo de fricción negativa en la parte superior arriba del nivel neutro (Auvinet y Hanell,1978). En este caso es posible que la cimentación presente una emersión aparente.

b) Diseño en términos de deformaciones o Tipo II.

En este segundo caso (Tipo II, Figura 14b), los pilotes se encuentran permanentemente en condición de fluencia, es decir, de falla. En Suecia, donde los pilotes de fricción penetrantes fueron aparentemente redescubiertos tardíamente, se les ha llamado *de fluencia* o "*creep piles*".

Los pilotes se utilizan como complemento de un sistema de cimentación sobre losa corrida o cajón, con objeto de reducir los asentamientos de la construcción con respecto a la superficie del terreno circundante. Su capacidad de carga es inferior al peso de la construcción por lo que parte de este peso se transmite al suelo a través de la losa. Este uso de los pilotes de fricción corresponde al tipo de cimentación denominada mixta (compensación-pilotes de fricción), que fue introducido por Zeevaert en 1962. Los pilotes están sometidos exclusivamente a fricción positiva (Figura 14b), por lo que el nivel neutro se encuentra a la profundidad de la losa de cimentación. La ecuación de equilibrio es:

$$W = QL + FP + C_p + U \quad (3.4)$$

donde:

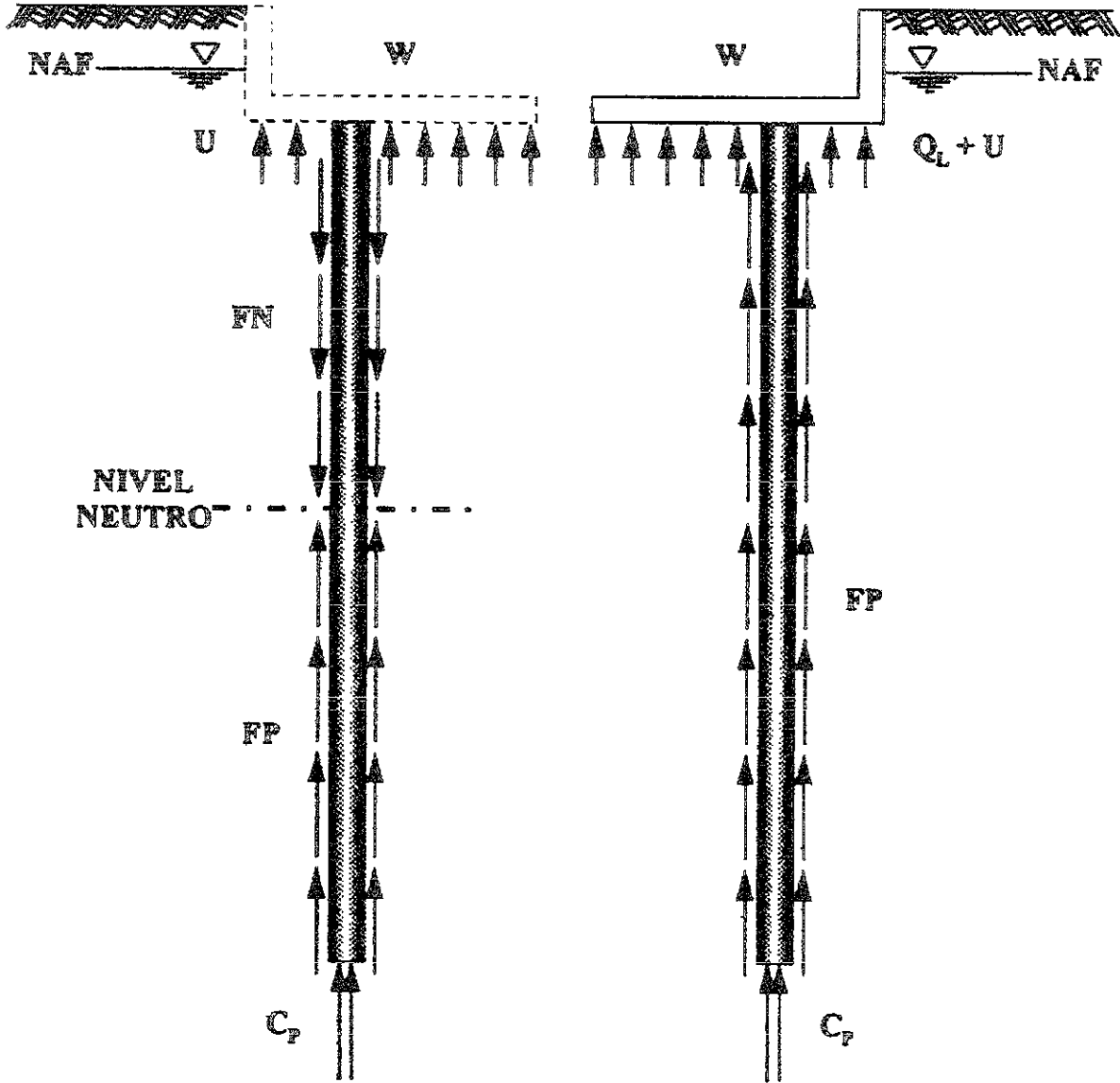
QL = Fuerza debida a la presión de contacto efectiva entre losa y suelo (la fricción negativa actuando sobre la subestructura puede en este caso despreciarse, tomando en cuenta que la parte superior del estrato se encuentra poco afectada por la consolidación).

Esta solución parece ser económica, y puede llegar a evitar los problemas de fricción negativa así como de emersión, permitiendo aprovechar el efecto de compensación. Sin embargo, al igual que las cimentaciones superficiales o compensadas sin pilotes, este tipo de cimentación es sensible a errores en la estimación de cargas; a excentricidades de las mismas y a variaciones que pueden presentarse durante la vida útil de la construcción como pueden ser; pérdida de subpresión por inundación o abatimiento piezométrico, cambio de uso del edificio, etc.

Al usar pilotes de fricción, es conveniente que se defina claramente su función y el tipo de diseño al que corresponde la solución adoptada. No resulta racional, como se ha hecho en el pasado, "*tomar una parte de la carga por compensación y el resto con pilotes de fricción*". Seguir ciegamente este criterio puede llevar a diseños con factores de seguridad muy variables (Auvinet, 1990).

a) TIPO I

b) TIPO II



$$W + FN = FP + C_p + U$$

$$W = Q_L + FP + C_p + U$$

Figura 14. Tipos de diseño con pilotes de fricción

3.1.4 Revisión de la capacidad de carga.

Los factores de carga que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el Artículo 194 del R.C.D.F. Para estados límite de servicio el factor de carga es unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplican factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de este.

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

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

Los factores de resistencia se aplican a la capacidad de carga neta de las cimentaciones. Para comprobar la estabilidad de las cimentaciones con pilotes de fricción, se verifica para la cimentación, para cada uno de los diversos grupos de pilotes y para cada pilote individual, el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones de acciones verticales consideradas:

$$\sum Q^* F_c < R \quad (3.5)$$

donde:

$\sum Q^* F_c$ Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas por su correspondiente factor de carga. Las acciones se incluirán el peso propio de la subestructura y de los pilotes o pilas y el efecto de fricción negativa que pudiera desarrollarse sobre el fuste de los mismos o sobre su envolvente.

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

- a) Capacidad de carga del sistema suelo-zapatas o suelo-losa de cimentación despreciando el efecto de los pilotes. Si éste valor que rige, la losa o las zapatas y las contratrabes deberán diseñarse estructuralmente para soportar las presiones de contacto suelo-zapatas o suelo-losa, máximas calculadas más la concentración de carga correspondiente a la capacidad de carga total de cada pilote con $F_R=1$. En este caso la capacidad de carga suelo-losa o suelo-zapatas se calculará como se indica en el inciso 3.3 (N.T.C.D.C.C).
- b) Capacidad de carga del sistema suelo-pilotes de fricción que se considerará igual a la combinación de las capacidades de carga por punta de los pilotes individuales más el menor de los siguientes valores:

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

Cuando la capacidad de carga de la cimentación se considere igual al del sistema de los pilotes de fricción sin contribución de la losa, estos deberán tener la capacidad de absorber la fuerza cortante por sismo al nivel de la cabeza de los pilotes sin tomar en cuenta la adherencia suelo-losa o suelo-zapatas.

3.1.5 Cálculo de desplazamientos verticales en cimentaciones con pilotes de fricción.

Los desplazamientos verticales de cimentaciones profundas pueden calcularse recurriendo a un algoritmo que fue elaborado originalmente por Auvinet (1981) y cuya finalidad principal incluía el cálculo de desplazamientos verticales de cimentaciones rectangulares basado en pilotes de fricción considerando el efecto de la fricción positiva y negativa (sin acotar), el cálculo se efectuaba para un sólo rectángulo.

Este programa ha sido complementado en el Instituto de Ingeniería de la UNAM, por Medina. La actualización de este programa incluye ahora, el cálculo del nivel neutro (con la integración de las propiedades de los estratos) y la acotación de la fricción negativa (cuando hay un número alto de pilotes). También se considera el efecto de la capacidad por punta, el peso del suelo excavado, la subpresión y la carga neta al nivel de despiante de la losa. El programa modificado permite considerar "n" cimentaciones rectangulares.

El programa calcula los asentamientos por consolidación en varios puntos de interés, inducidos por cargas repartidas en áreas rectangulares; se consideran las excentricidades de carga. El subsuelo puede encontrarse constituido por uno o varios estratos, cada uno caracterizado por una curva de compresibilidad. Se emplean las ecuaciones de Mindlin para calcular los esfuerzos en el terreno; asimismo, se considera la posibilidad de que exista o no, inundación del cajón de cimentación.

De acuerdo a lo anterior, el algoritmo para la evaluación de una cimentación basado en pilotes de fricción incluye las etapas siguientes:

1. Captura de la estratigrafía (espesores de estratos, curvas de compresibilidad, pesos volumétricos, NAF).
2. Captura de la geometría general de la subestructura (dimensiones en planta del área construida).
3. Captura de las cargas.
4. Captura de las características de los pilotes (cantidad, perímetro y área transversal).
5. Determinación del nivel neutro.
6. Aplicación de las cargas repartidas equivalente a: la capacidad por punta y peso de suelo excavado.
7. Cálculo de las áreas cargadas debidas a la fricción negativa y positiva.
8. Determinación de los esfuerzos en el medio.
9. Cálculo de asentamientos utilizando las curvas de compresibilidad.

3.2 Condiciones sísmicas.

La solución de cimentación más controvertida entre las disponibles para estas condiciones es probablemente la de pilotes de fricción. Esta solución fue clarificada en el subcapítulo 3.1.3, donde se planteó la existencia de dos tipos de diseño (Tipo I y Tipo II. Figuras 14a y b respectivamente).

En el diseño tipo I (Figura 14a), las cargas debidas a sismo suelen ser absorbidas por los propios pilotes. Los momentos de volteo inducen cargas verticales sobre los pilotes que suelen calcularse por la regla de la escuadría.

En el diseño llamado Tipo II (Figura 14b), la estabilidad del conjunto en condiciones sísmicas debe quedar asegurada principalmente por el suelo localizado bajo el nivel de desplante del cajón de cimentación.

3.2.1 Principios constructivos básicos.

La experiencia derivada de diversos sismos ha permitido llegar a ciertos principios empíricos que deben tomarse muy en cuenta en la concepción de cimentaciones sometidas a sollicitaciones sísmicas (Auvinet, 1990). Pueden en particular mencionarse los siguientes:

- En el diseño de la cimentación es necesario buscar simetría, regularidad y distribución uniforme de cargas.
- Es recomendable evitar sistemas mixtos de cimentación, es decir, combinaciones de varios tipos de cimentación.
- La unión entre cimentación y estructura debe hacerse mediante elementos capaces de soportar la fuerza cortante horizontal y eventualmente los de tracción vertical transmitidos por la estructura. Salvo que se disponga de un mejor criterio, estos elementos deben poder resistir un esfuerzo de tracción vertical igual por lo menos a 10% de la mayor carga vertical de compresión recibida.
- La parte superior de los pilotes (en una altura por lo menos igual a 2.5 veces el diámetro) debe considerarse como crítica y debe reforzarse con un porcentaje mayor de acero transversal. La separación de estribos no debe ser mayor de 10 cm.
- También deben considerarse como críticos y en consecuencia las zonas en las que los pilotes pasan de una capa de suelo a otra capa de diferente rigidez.

3.2.2 Solicitaciones sísmicas para el análisis y diseño sísmico de cimentaciones.

Los resultados de análisis de amplificación a través de la capa blanda con modelos unidimensionales, proporcionan los elementos para definir en cada sitio de la zona lacustre de la ciudad de México un espectro de diseño que tome en cuenta las características específicas de cada sitio.

El reglamento prevé que las acciones accidentales (sismo o viento, pero no los dos simultáneamente), deben sumarse a las acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea. Con esta combinación se revisan los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental. Entre las acciones debidas a sismo, debe incluirse la fuerza de inercia horizontal que obra en el volumen de suelo que se halla bajo los cimientos y que potencialmente se desplazaría al fallar el suelo en cortante, estando dicho volumen sujeto a una aceleración horizontal $c/4$ veces la aceleración de la gravedad, donde "c" es el coeficiente sísmico (Artículo 206, R.C.D.F).

3.2.3 Factores de carga y resistencia.

Los factores de carga que deben aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones son los indicados en el Artículo 194 del R.C.D.F. Para estados límite de servicio, el factor de carga es unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplican factores de carga de 1.1 a la fricción negativa, al peso propio del suelo, a los empujes laterales de este y a la aceleración de las masas de suelo deslizantes bajo acción sísmica. Los factores de resistencia relativos a la capacidad de carga de cimentaciones son los siguientes para todos los estados límite de falla:

- * $0.7(1-s/5)$, en que "s" es la relación entre los máximos de la sollicitación sísmica y la sollicitación total que actúan sobre el pilote.
- * 0.70 para los otros casos.

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

3.2.4 Estados límite de servicio para condiciones sísmicas.

Bases:

Los modelos de interacción suelo-estructura permiten estimar las deformaciones transitorias del suelo bajo sollicitaciones sísmicas. La evaluación de deformaciones permanentes presenta mayores dificultades.

Como se indica en el Artículo 203 (R.C.D.F), debe revisarse que el desplazamiento horizontal y el giro transitorio máximo de la cimentación bajo la fuerza cortante y el momento de volteo sísmicos no resulten excesivos.

Las deformaciones permanentes bajo la combinación de carga que incluya el efecto del sismo se podrán estimar a partir de pruebas de laboratorio representativas del fenómeno. Para el cálculo de éstas deformaciones se considerará que la carga máxima soportada en condiciones sísmicas está definida por C_f .

3.2.5 Estados limite de falla para condiciones sísmicas.

La capacidad de carga en condiciones dinámicas es un problema, que a la fecha no se ha estudiado en forma satisfactoria, ni para las cimentaciones superficiales ni para las profundas. Lo anterior obliga a recurrir a un método mixto que consiste en comparar las sollicitaciones máximas, frecuentemente calculadas suponiendo un comportamiento elástico del suelo, con la resistencia del mismo mediante fórmulas establecidas para condiciones estáticas. Tomando en cuenta que usualmente el efecto del sismo sobre la cimentación se considera equivalente a un momento de volteo y a una fuerza cortante horizontal, se toma en cuenta en la estimación de la capacidad de carga la excentricidad y la inclinación de la resultante de estas acciones.

Al proceder de esta manera se están despreciando dos factores fundamentales:

1. No se toma en cuenta el aumento de resistencia del suelo bajo carga dinámica ó su disminución bajo carga cíclica de larga duración (Jaime, 1990).
2. Se ignora que el estado de esfuerzos creado en el suelo por el paso de las ondas sísmicas moviliza ya una parte importante de la resistencia del mismo.

De acuerdo a lo anterior es preciso que se tome conciencia de que existen dos situaciones extremas en las que es necesaria la revisión de la estabilidad:

- 1) Las condiciones de cargas dinámicas máximas, en las que se cuenta con un aumento de capacidad de carga por efecto dinámico.
- 2) Las condiciones estáticas prevalecientes inmediatamente después del sismo o en las últimas etapas del mismo, cuando la reducción por capacidad de carga por acumulación de presiones de poro en el suelo es máxima. Estas condiciones pueden ser más críticas que las anteriores ya que se deja de contar con el efecto dinámico.

La capacidad de carga por punta de una cimentación o de un grupo de pilotes de fricción siempre se considerará igual a la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes calculadas con la ecuación (3.7).

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

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

$$C_f = A_L * f * F_R \quad (3.6)$$

donde:

$$F_R = 0.70 (1 - s/5)$$

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

C_f = Capacidad por adherencia, t.

A_L = Área lateral del pilote, m².

f = Adherencia lateral media pilote-suelo, t/m².

Para suelos cohesivos blandos de las zonas II y III la adherencia pilote-suelo, se considerará igual a la cohesión media del suelo. La cohesión se determinará con pruebas triaxiales no consolidadas - no drenadas.

La capacidad de carga por punta de un pilote se calculará como sigue:

$$C_p = (c_u * N_c * F_R + p_v) * A_p \quad (3.7)$$

donde:

C_p = Capacidad por punta, t.

A_p = Área transversal de la pila o pilote, m².

p_v = Presión vertical total al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes, t/m².

c_u = Cohesión aparente, determinada en ensaye triaxial no consolidado no drenado (UU), t/m².

N_c = Coeficiente de capacidad de carga definido para suelos cohesivos como igual al valor $N_c = 7$

3.3 Comportamiento observado de cimentaciones sobre pilotes de fricción.

Por lo que se refiere a pilotes de fricción, fue posible distinguir claramente dos tipos de comportamiento inadecuado durante los sismos de 1985:

1. - *Hundimiento brusco* durante el sismo, construcciones pesadas, generalmente de grandes dimensiones en planta (inciso c), para las cuales fue posible verificar que la presión de contacto losa-suelo era importante (inciso a), aún suponiendo que los pilotes trabajaban a su capacidad máxima de diseño.
2. - *Desplomes permanentes* y, en su caso colapso total por volcamiento de estructuras esbeltas (inciso d), con insuficiente número de pilotes (inciso h).

Se pudieron identificar las siguientes características distintivas que contribuyeron a un pobre comportamiento (Auvinet y Mendoza, 1987).

- a) *La presión media transmitida por la construcción a la cimentación.* La existencia de una presión estática alta, en particular al nivel de contacto losa-suelo genera un estado de esfuerzos previo en el suelo que facilita la aparición de deformaciones permanentes bajo esfuerzos transitorios.
- b) *Repartición de cargas.* Las excentricidades y la no-uniformidad de las cargas provocan asentamientos diferenciales; asimismo generan un momento de volteo estático que debilita la construcción ante sollicitaciones dinámicas. Además, crean condiciones favorables a las deformaciones permanentes y fallas locales.
- c) *Área en planta.* Los asentamientos instantáneos o diferidos inducidos por la presión losa-suelo, son aproximadamente proporcionales a la raíz cuadrada del área afectada. En edificios de grandes dimensiones en planta, pequeños incrementos de presiones estáticas o dinámicas son suficientes para producir grandes asentamientos.
- d) *Esbellez del edificio.* Para edificios de altura determinada, el sobre-esfuerzo máximo sobre la cimentación en condiciones sísmicas es aproximadamente proporcional a la esbeltez.
- e) *Forma en planta.* Las formas irregulares pueden dar lugar a direcciones de mínima resistencia a los momentos de volteo.
- f) *Empotramiento de la estructura.* El empotramiento de la estructura contribuye a la resistencia de la cimentación ante fuerzas cortantes o de momentos de volteo dinámicos en forma muy significativa.
- g) *Rigidez de la cimentación respecto a la del suelo subyacente.* Esta rigidez conduce a concentraciones de cargas que favorecen fallas locales. Los cajones usuales en la ciudad de México generan concentraciones de cargas en las orillas.

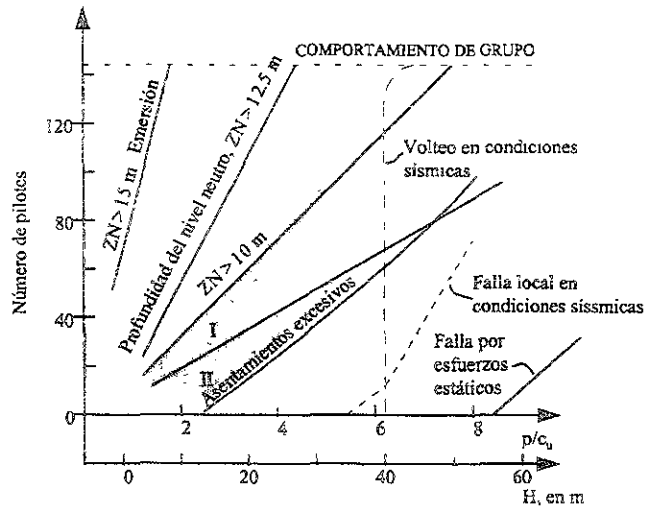
h) *Repartición en planta de los pilotes.* Los incrementos de esfuerzos debidos a sismo deben tomarse en cuenta en la repartición de los pilotes.

Bajo la acción del sismo, la capacidad de carga de este tipo de estructuras se reduce sensiblemente al concentrarse los esfuerzos en las orillas del área de cimentación por la excentricidad asociada al momento de volteo. El conocimiento actual sobre el comportamiento del conjunto cajón de cimentación-pilotes bajo este tipo de solicitaciones se encuentra lejos de ser satisfactorio. Existen dudas con respecto a las contribuciones respectivas de losa de cimentación y de los pilotes, en un mecanismo general de falla bajo estas condiciones. Por otra parte, es probable que la adherencia lateral entre pilotes y suelo se haya reducido en forma apreciable durante el sismo por pérdida de resistencia del suelo. Sin embargo, esta hipótesis no fue necesaria para explicar el mal comportamiento de las estructuras dañadas.

Para ilustrar la compleja problemática que se presenta al diseñar una cimentación sobre pilotes de fricción, se ha indicado en forma aproximada en la Figura 15 las diversas situaciones y estados críticos que pueden presentarse al variar el número de pilotes (NP) para construcciones que transmiten al suelo diferentes presiones unitarias "p". Los parámetros indicados son comunes en la ciudad de México y para los cuales se concluye lo siguiente:

- El diseño tipo I (Figura 14a), es aplicable sin que el problema de emersión resulte crítico. En efecto, el nivel neutro permanece en posición relativamente alta aún si se incrementa el número de pilotes.
- El diseño tipo II (Figura 14b), más económico, es también aplicable siempre que se tomen en cuenta las incertidumbres respecto a la magnitud de las cargas y a su repartición, así como a las propiedades del suelo, con el fin de quedar fuera de la zona de asentamientos excesivos. Lo anterior puede implicar aprovechar solamente una pequeña parte de la compensación. Es recomendable que un diseño de este tipo sea acompañado de un estudio de confiabilidad.
- Existe una situación de transición entre el diseño tipo I y tipo II. Esta situación se presenta cuando el número de pilotes es suficiente para que soporten por sí solos a la construcción en condiciones estáticas pero necesitan la colaboración de la losa para soportar cargas sísmicas.
- La condición de estabilidad general limita la aplicación del sistema de pilotes de fricción a edificios de altura moderada (en este caso 40 m).

La zona sombreada comprende diseños aceptables en condiciones estáticas y dinámicas. Las consideraciones anteriores podrían resultar obviamente diferentes para condiciones distintas a las indicadas en la figura 15, por lo que es recomendable reevaluarlas en cada caso.



Edificio.
 $B = C = 20$ m
 $D_F = 5$ m

Pilotes:
 $W = 1.6$ m
 $L = 22$ m

Suelo:
 $\gamma_m = 1.3$ t/m³
 $c = 2.5$ t/m²

Coefficiente sísmico:
 $C_S = 0.1$

I: Tipo I
 II: Tipo II

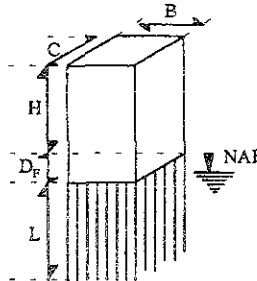


Figura 15. Estados límite de falla y de servicio para una cimentación con pilotes de fricción

CAPITULO 4

EMERSIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS ABANDONADAS.

4. EMERSIÓN DE CIMENTACIONES PROFUNDAS ABANDONADAS.

4.1 Planteamiento.

A consecuencia de los sismos de Septiembre de 1985, en la ciudad de México un número importante de edificaciones sufrieron daños en sus estructuras. Se derrumbaron algunas y otras tuvieron que demolerse. En la mayoría de estas construcciones, el escombros producto de su demolición permaneció dentro del predio. Al término de los trabajos para el retiro de escombros; observaciones hechas en el sitio indicaron cambios en el nivel del terreno que se atribuyeron a la descarga elástica del terreno. Sin embargo, estos movimientos se han seguido presentando posteriormente a la construcción y se ha observado la emersión de cimentaciones abandonadas respecto al terreno circundante.

El problema de la emersión resulta crítico, por el efecto que puede tener sobre las construcciones vecinas y sobre las instalaciones superficiales y subterráneas, susceptibles a los cambios de nivel del terreno. De esta manera, la emersión, que se va acentuando con el tiempo, merece ser estudiada con objeto de definir las medidas correctivas más adecuadas.

Para el análisis de este problema, en una construcción dada, es conveniente considerar:

1. Condiciones para las que la estructura fue diseñada, a corto y a largo plazo.
2. Condiciones que prevalecieron después de la demolición.
3. Condiciones previsibles al aplicar alguna técnica orientada al control de la emersión.

En el presente capítulo, se analiza una estructura con problema de emersión así como los daños que ocasiona, en este caso, a una construcción vecina y se analizan posibles soluciones.

4.2 Algunos casos de emersión.

Tiempo después de que ocurriera el sismo de Septiembre de 1985, gran número de investigadores se dieron a la tarea de realizar una estadística de los predios que habían sido dañados, con la visión de que se tratan de predios que a largo plazo podrían ocasionar daños a construcciones e instalaciones vecinas.

Existe información respecto a una serie de predios dañados y estudiados (Rodríguez, y Ruelas, 1986). En esta referencia, se pone énfasis en las expansiones inmediatas en diferentes predios, es decir, las ocurridas en periodos de tiempo relativamente cortos. Sin embargo, en muchos de ellos, el problema de los movimientos aparentes respecto al área circundante se ha seguido presentando y ha tomado la forma

de una emersión progresiva de la cimentación abandonada respecto al terreno circundante.

Dentro de esta situación, se encuentra un predio ubicado en la Avenida de los Insurgentes y al cual se le ha denominado como Caso A, (fotografías N° 1 a 3 del Anexo). Este edificio, construido sobre pilotes de punta, fue demolido después del sismo ocurrido en 1985. Se observa la magnitud de la emersión y el peligro que constituye para las construcciones contiguas y las áreas públicas y las instalaciones subterráneas del área.

Una situación similar existe en otro predio llamado Caso B (fotografías N° 4 a 7 del Anexo), donde también se demolió un edificio después del sismo de 1985. Se observa la gravedad del problema que se manifiesta en la elevación que presenta la cimentación enterrada (plataforma de entrada a un estacionamiento) respecto a la calle. El problema ha evolucionado con el transcurso del tiempo; por otra parte, el edificio existente al oriente del mismo ha presentado un desplome inducido por la emersión aparente de la cimentación del edificio demolido.

4.3 Análisis de un problema particular.

Se analiza a continuación el caso B descrito en el inciso anterior.

4.3.1 Datos generales

Para el predio del caso B, se cuenta con los datos presentados en la Tabla 3, y en la Figura 16.

El predio es intermedio, por lo que presenta un sólo frente hacia la calle 1 y colindancias en los tres restantes. Las dimensiones del predio son de 7.70 m x 41.90 m, y su área es de 322.6 m². El edificio demolido ocupaba un área de 135 m², con diez niveles de entepiso.

De acuerdo con la información recabada, tenía un uso habitacional con un restaurante en la planta baja.

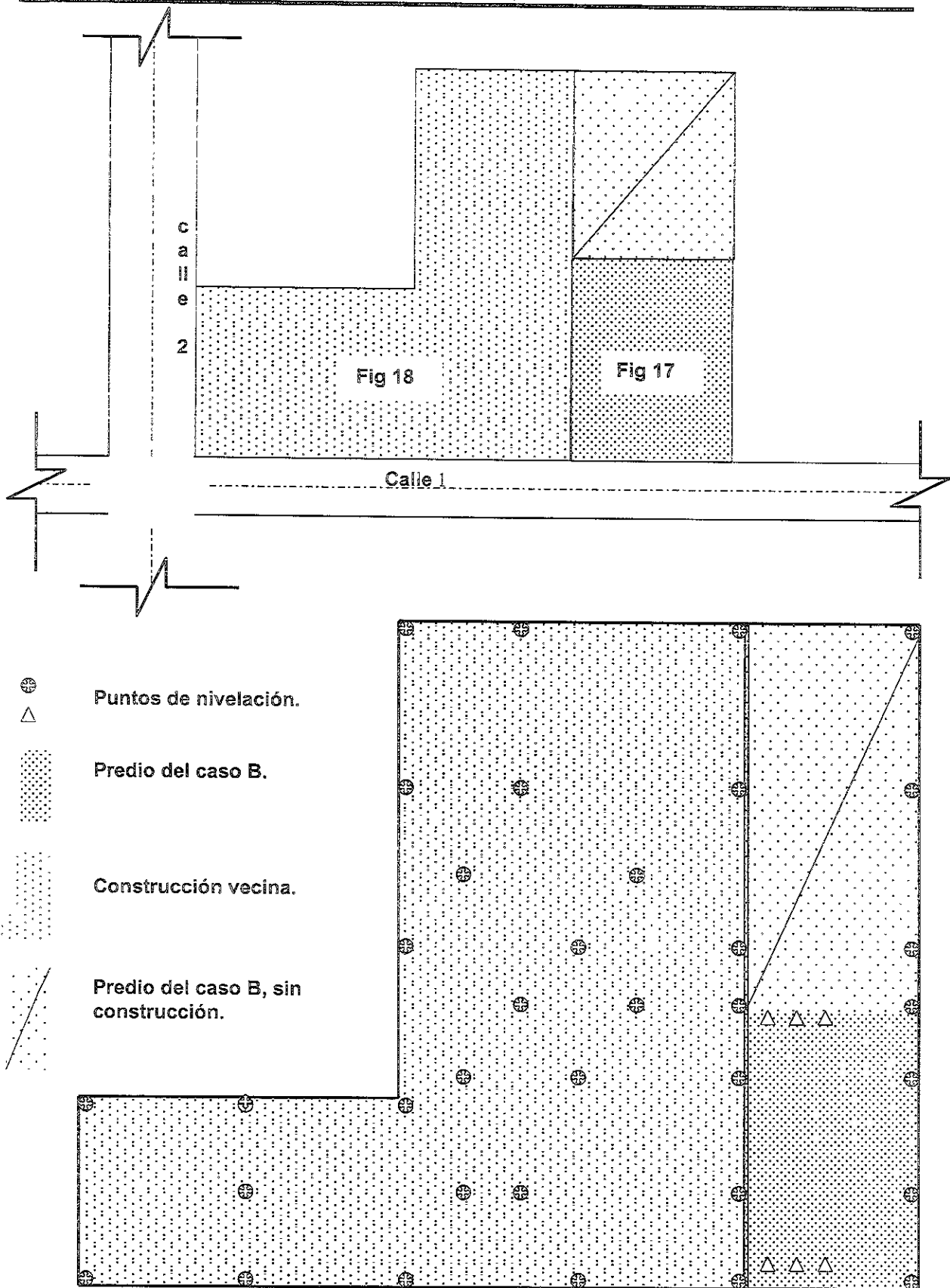


Figura 16. Localización del predio (caso B), así como, los puntos de nivelación.

Tabla 3. Datos más relevantes para el predio del caso B.

1	Número de niveles del edificio demolido	10
2	Dimensiones del predio construido	7.70 m x 17.50 m
3	Profundidad del NAF	2.50 m a partir de la superficie del terreno.
4	Profundidad de la capa dura	32 m a partir de la superficie del terreno.
5	Tipo de cimentación	Mixta con cajón de cimentación y pilotes de fricción.
6	Pilotes	16 pilotes de concreto de 0.40 m x 0.40 m y 25.5 m de longitud (estimada)
7	Profundidad de desplante del cajón de cimentación	3.0 m a partir de la superficie del terreno

4.3.2 Estratigrafía

En el anexo, se presentan los resultados de un sondeo mixto realizado en el predio del caso B; este sondeo tuvo una profundidad de 43 m, aproximadamente, y en el se distinguen tres formaciones estratigráficas, que a continuación se detallan:

- 1) Costra superficial. Esta formación tiene una cohesión de 4.1 t/m² y presenta baja resistencia a la penetración estándar; la humedad varía entre 10 y 100 %.
- 2) Formación arcillosa superior. Presenta diferentes valores de cohesión que varían entre 2.50 y 8.0 t/m², asimismo, valores altos de humedad (entre 150 y 390 %) que se consideran normales de acuerdo a las condiciones clásicas del subsuelo de la ciudad de México.
- 3) Capa dura. La característica principal de este estrato, con respecto a los dos anteriores, consiste en el notable incremento de la resistencia a la penetración estándar y, por otra parte, en la notable disminución del contenido de agua.

Posteriormente, se realizó un estudio, con el fin de medir los abatimientos piezométricos del sitio (Figura 21). Fue posible medir presiones reales a diferentes profundidades (12, 25 y 39 m), obteniendo con esto un perfil (línea discontinua) el cual se comparó con el perfil hidrostático (línea continua), obteniendo con esto los abatimientos piezométricos causantes de los hundimientos regionales de acuerdo con la teoría de la consolidación.

4.3.3 Nivelaciones.

A raíz del desplome creciente observado en el edificio contiguo, se decidió reaizar nivelaciones en el terreno así como en el predio afectado, para dejar constancia de los movimientos en ambos predios.

Dentro de los predios fue instalada instrumentación que consistió principalmente de puntos fijos en la construcción vecina y en el predio del problema referidos a un banco de nivel superficial (Figura 16).

Estas nivelaciones, en primera instancia fueron realizadas únicamente en el terreno vecino, donde se percibió el desplome.

Se realizaron las nivelaciones diferenciales entre el banco de nivel y los puntos previamente fijados, para este predio con la siguiente frecuencia:

- Una nivelación cada quince días, hasta a un total de 8; la primera el 30 de mayo de 1991 y la última el día 10 de septiembre de 1991.
- Una cada mes, hasta completar un total de 8, iniciando el día 17 de octubre de 1991 y concluyendo el día 21 de mayo de 1992.
- Una cada dos meses, hasta completar un total de 2, realizándose la primera de esta serie el día 21 de mayo de 1992 y terminando el día 15 de septiembre de 1992.
- Posteriormente se continuó con la segunda serie bimestral hasta completar un total de 5, que dieron inicio el 14 de octubre de 1993 y terminaron el día 15 de junio de 1994.
- Después de las anteriores, se hicieron seis nivelaciones más, las cuales se realizaban cada semana hasta completar estas, el nuevo periodo dio inicio el 5 de octubre de 1995 y concluyó el 16 de noviembre de 1995.

Todas las nivelaciones se encuentran referidas a la primera nivelación base del 30 de Mayo de 1991.

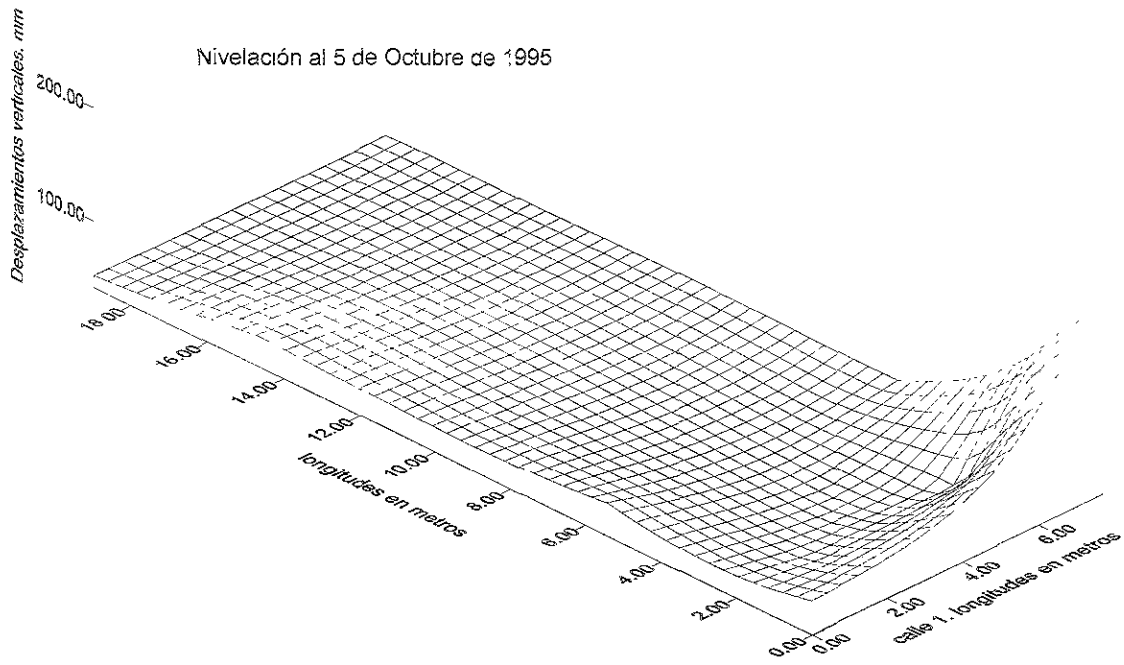


Figura 17. Resultados de la nivelación en el predio del caso B

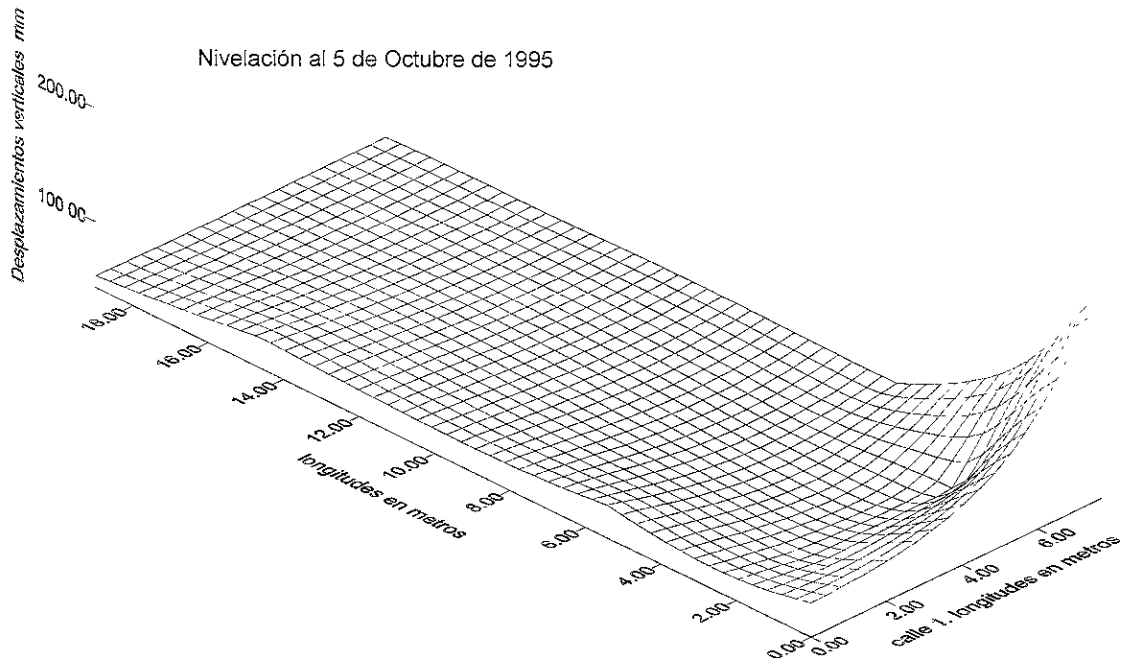


Figura 17. Resultados de la nivelación en el predio del caso B

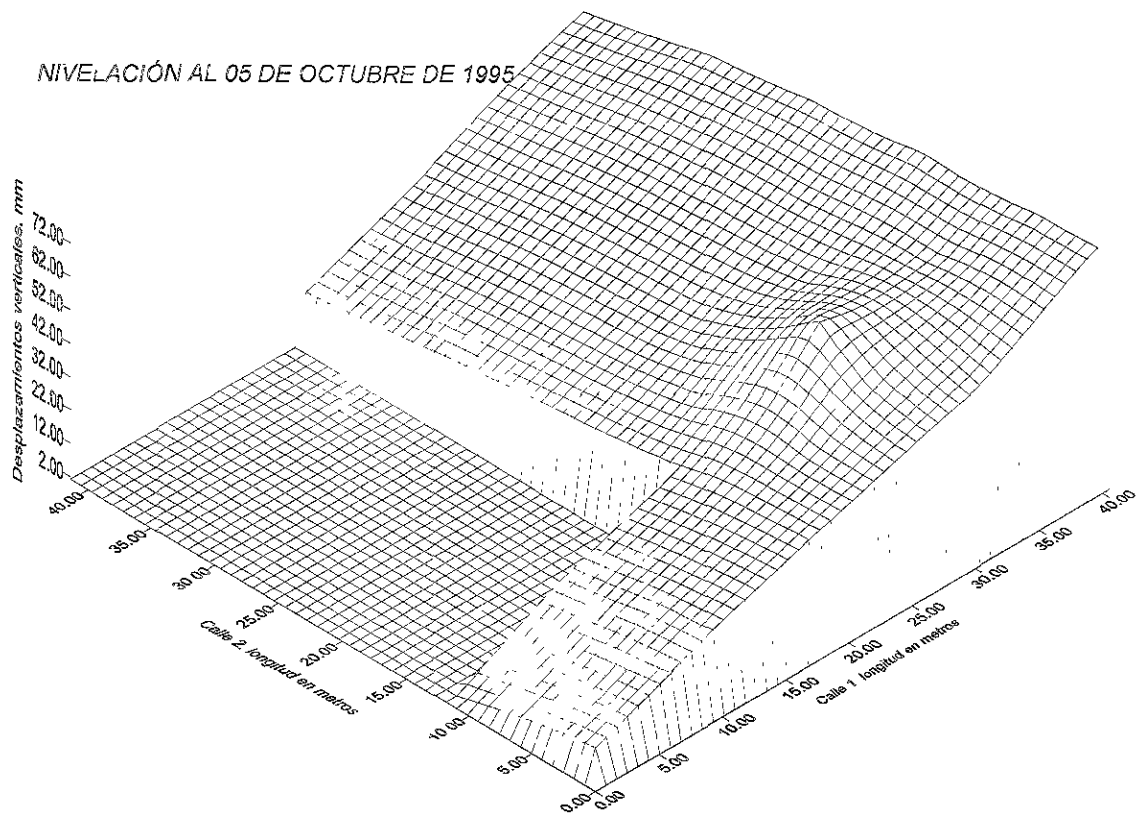


Figura 18. Resultados de nivelación en la construcción vecina al predio del caso B.

Las figuras 17 y 18 muestran en forma gráfica los movimientos que se presentaron en ambos predios. Se observa la fuerte emersión que se ha presentado en el predio del edificio demolido y el movimiento de cuerpo rígido que esta emersión ha inducido en la construcción vecina.

En el anexo, incluyen los resultados de algunas nivelaciones adicionales que se realizaron en estos predios, donde se puede apreciar la evolución del fenómeno de emersión durante aproximadamente 3 años.

4.3.4 Análisis.

Para interpretar las emersiones observadas se consideró necesario analizar la cimentación para las siguientes condiciones:

- a) Antes de la demolición.
- b) Después de la demolición.

Un tercer análisis, presentado en el subcapítulo 4.4, se realizó para evaluar posibles soluciones.

- a) Antes de la demolición.

Este análisis se realizó para definir las condiciones generales en las que se encontraba la estructura en el predio problema, es decir, las condiciones de diseño y el comportamiento previsible, primeramente recién construido (análisis a corto plazo) y tiempo después de haberse terminado su construcción (análisis a largo plazo).

En los análisis se usa la siguiente nomenclatura:

- ◊ W : Peso de la estructura, t.
- ◊ U : Fuerza actuante en el fondo del cajón de cimentación, por efecto del agua, t.
- ◊ $F(+)$: La fricción positiva, t.
- ◊ C_p : La capacidad de carga por punta de los pilotes, t.
- ◊ $PVSE$: El peso de suelo producto de la excavación para el cajón de cimentación, t.

La estratigrafía del sitio, con la que se realizaron todos los cálculos, fue simplificada con fines de análisis y se presenta en la figura 19. En la Tabla 4 se indican las características más importantes de la estratigrafía. La figura 20 presenta las curvas de compresibilidad para cada estrato de la estratigrafía del sitio.

Los abatimientos piezométricos del lugar se presentan en la figura 21.

Tabla 4. Características de la estratigrafía simplificada, para el caso B.

Estrato n°	espesor. m	ω . %	γ . t/m ³
1	3.0	25	1.43
2	5.0	100	1.43
3	5.0	300	1.18
4	2.0	100	1.53
5	5.0	350	1.30
6	12.0	250	1.50

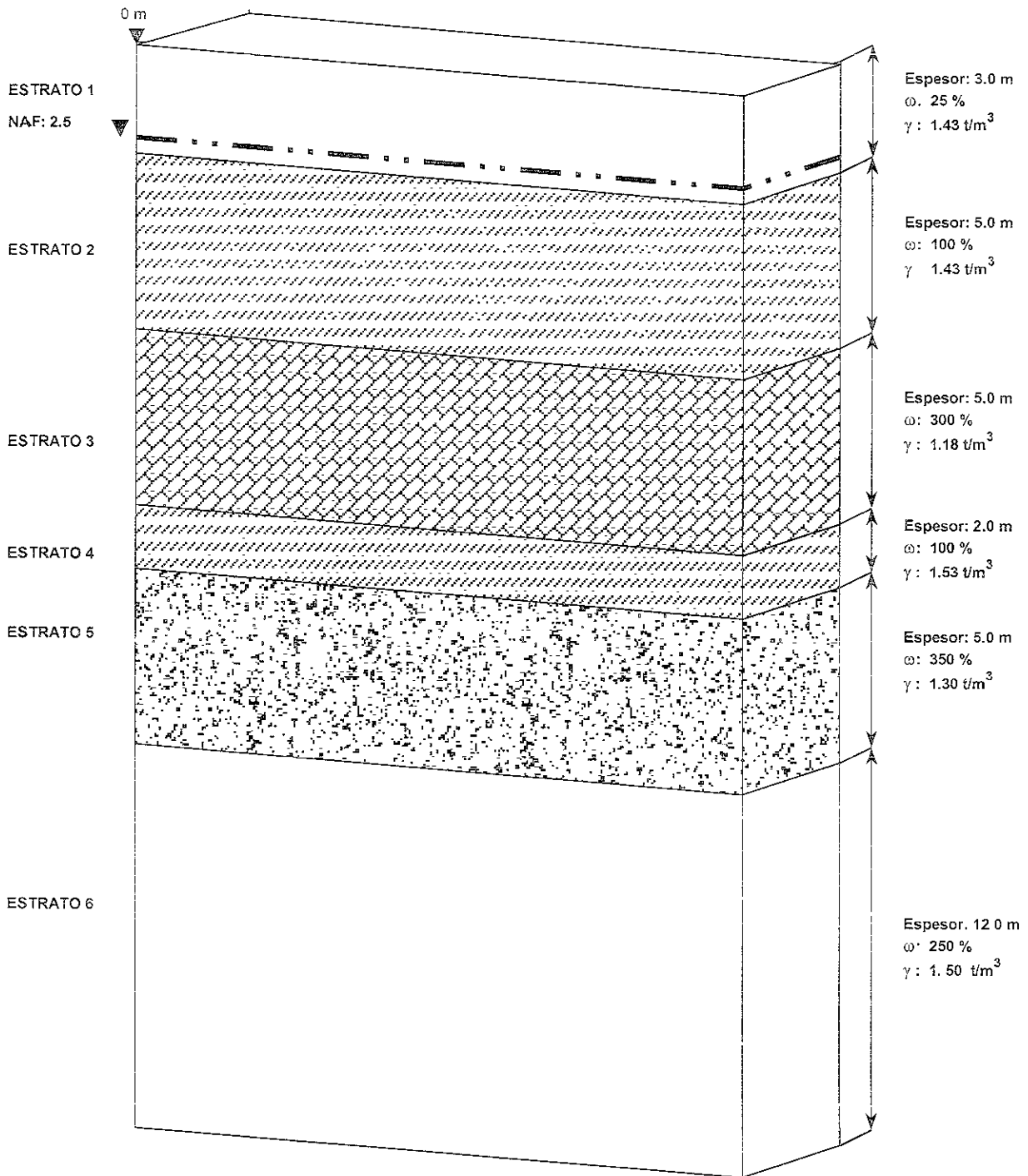


Figura 19. Estratigrafía simplificada utilizada en el Caso B.

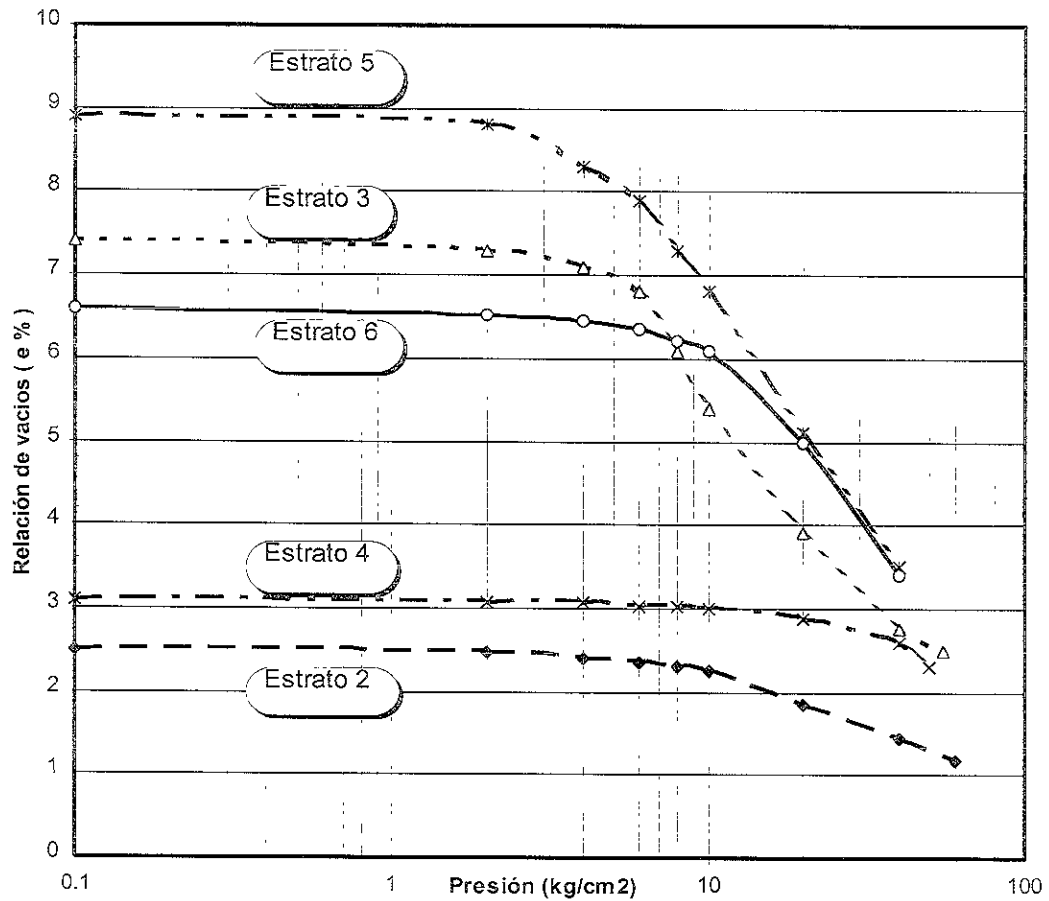


Figura 20. Curvas de compresibilidad para la estratigrafía del Caso B.

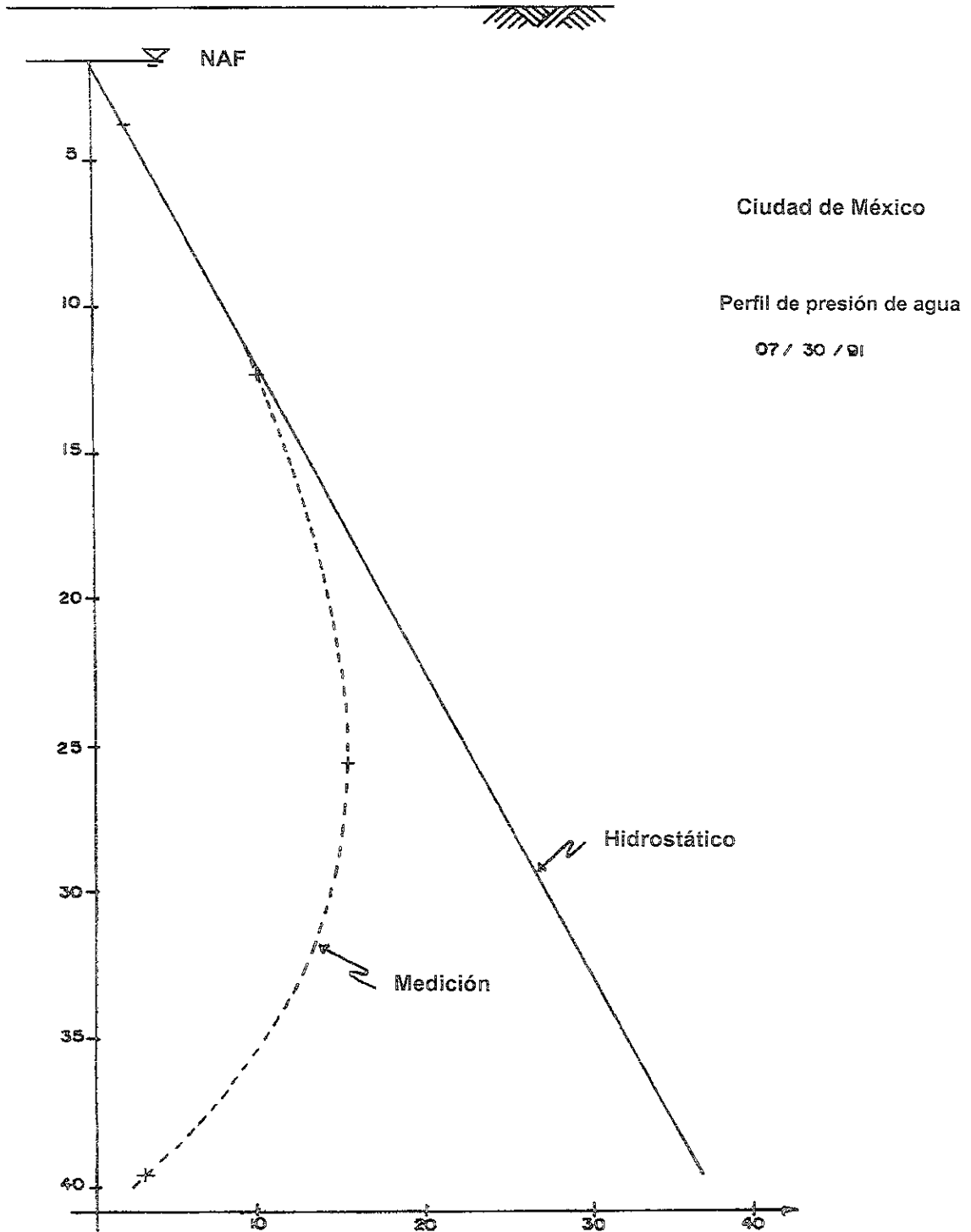


Figura 21. Abatimientos piezométricos, correspondientes al CASO B.

Se estimaron además, las magnitudes de carga que la estructura en conjunto transmitía a su cimentación.

Como ya quedó descrito con anterioridad, la estructura, era de 10 niveles más un sótano, que formaba el cajón cimentación parcialmente compensado, además, de un número estimado de 16 pilotes de fricción. Se estima que hasta antes de la demolición, el edificio transmitía una carga total (W_{TT}) a su cimentación de:

$$W_{TT} = 1879 \text{ t}$$

Las dimensiones generales del cajón de cimentación se presentan en la Tabla 5.

Tabla 5. Características del cajón de cimentación.

muro	Longitud. m	altura m	Espesor. m	Área. m ²	peso t
1	17.40	2.50	0.50	43.50	52.20
2	17.40	2.50	0.50	43.50	52.20
3	6.60	2.50	0.50	16.50	19.80
4	6.60	2.50	0.50	16.50	19.80
losa sup.			0.30	132.24	96.0
losa inf.			0.50	132.24	158.70
					$W_{\text{cajón}} = \Sigma 399.0$

Un dato adicional utilizado para los análisis correspondientes a la emersión, es el peso de los pilotes; obtenido a partir de los datos considerados en la Tabla 6:

Tabla 6. Estimación del peso de los pilotes.

1	Longitud estimada del pilote.	25.50 m
2	Sección y dimensiones.	Cuadrada. 0.40m x 0.40m
3	Volumen por pilote.	4.08 m ³
4	Peso volumétrico del concreto.	2400 kg/m ³ .
5	Número estimado de pilotes	16

Al sustituir las variables correspondientes y considerar 16 pilotes (de acuerdo con la geometría de la cimentación), el peso resulta:

$$W_{16 \text{ pilotes}} = 157.0 \text{ t}$$

Se calcularon los esfuerzos inducidos en el suelo en el centro de la cimentación y los asentamientos correspondientes recurriendo al programa descrito en 3.1.4. El análisis arroja los siguientes resultados, para las dos primeras condiciones de análisis: *a corto* y a *largo plazo*; ya definidas con anterioridad.

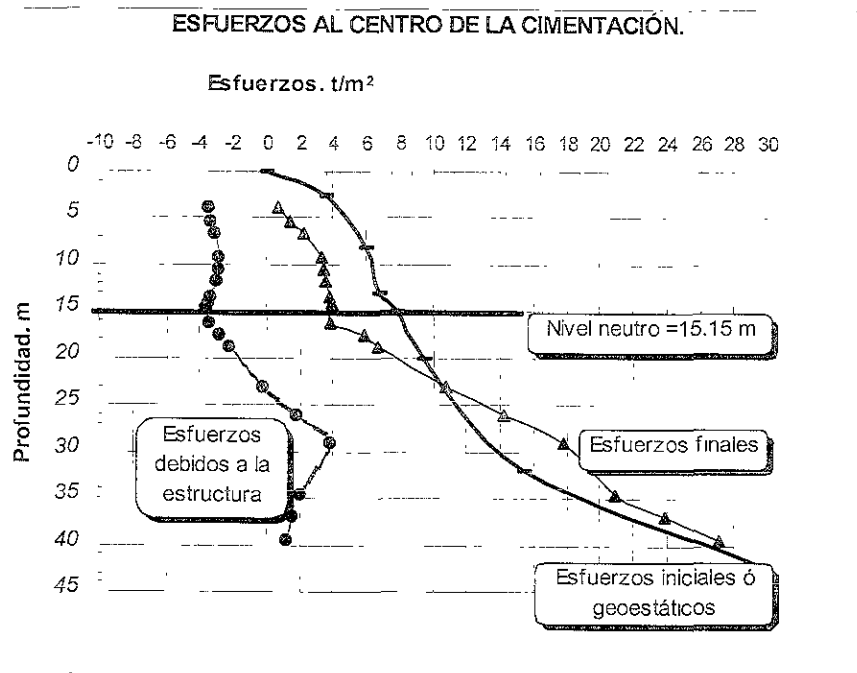


Figura 22. Distribución de esfuerzos antes de la demolición (a corto plazo).
Nivel neutro=15.15 m; $W=1879$ t

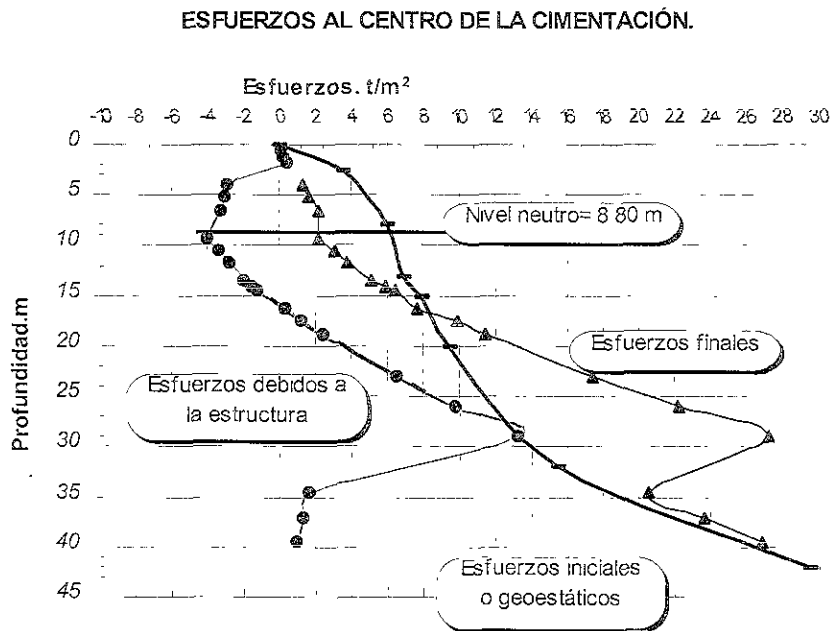


Figura 23. Distribución de esfuerzos antes de la demolición (a largo plazo)
Nivel neutro=8.80 m; $W=1879$ t

Las figuras 22 y 23, presentan la distribución de esfuerzos en el suelo, para los análisis correspondientes a las condiciones iniciales de la estructura estudiada. Caben algunas observaciones importantes:

- I) En la figura 22 se modelan tres tipos de esfuerzos que afectan de forma importante la cimentación:
 - a) Los esfuerzos iniciales o los propios al peso del suelo, estos se toman como referencia puesto que son los que indican si el suelo sobrepasa a los que ha tenido a lo largo de toda su historia geológica, es decir, indicarán si el suelo, con esfuerzos adicionales podrá encontrarse en cualquiera de las dos siguientes condiciones:
 - El suelo se encuentra normalmente consolidado
 - El suelo se encuentra preconsolidado.
 - b) Los esfuerzos que la estructura induce en el terreno:
 - Esfuerzos que se producen al realizar la excavación (provocando con ello una descarga).
 - Esfuerzos originados por la fricción positiva.
 - Esfuerzos debidos a la capacidad por punta de los pilotes.

Las variables anteriores conforman el segundo perfil de esfuerzos, cuyos valores fueron obtenidos del programa de cómputo descrito en 3.1.5.

- c) La adición de los esfuerzos debidos a la estructura con los iniciales del suelo, da como resultado un perfil final de esfuerzos. Se observa que aproximadamente a los 22 m de profundidad, los esfuerzos rebasan la presión de preconsolidación inicial.
- d) El nivel neutro se ubicó aproximadamente a 15.15 m de profundidad, marcando la frontera para los esfuerzos de compresión y de tensión. Dado que la posición del nivel neutro siempre se presenta muy por debajo del desplante de la losa de cimentación (2.50 m), y tomando en cuenta el criterio para el diseño de este tipo de cimentación (Auvinet, 1987), se concluye que la cimentación del *Caso B* muy probablemente fue diseñada en términos de capacidad de carga o Tipo I.

II) La figura 23 también presenta los esfuerzos estimados mediante un análisis a largo plazo (condición vigente antes de la demolición). Se observan las siguientes diferencias respecto a los perfiles anteriores:

- a) Además de los esfuerzos anteriores variables se involucra ahora la fricción negativa que se desarrolla progresivamente a lo largo del fuste, los abatimientos piezométricos así como el llenado parcial del cajón con agua. Con estas nuevas variables, los esfuerzos que la estructura induce al suelo crecen de manera importante, es decir, al incrementar la magnitud de la fricción negativa, también se incrementa la positiva, tomando en cuenta el siguiente equilibrio estático (ec. 3.3):

$$W + F(-) = F(+) + C_p + U$$

- b) Los esfuerzos finales se obtienen de la misma forma que para el caso anterior. Nuevamente, los esfuerzos finales superan a los iniciales a una profundidad de 16 m.
- c) La posición del nivel neutro cambia a 8.80 m; observando la influencia que tiene la fricción negativa en una cimentación.

Tabla 7. Comparativa entre los análisis anteriores.

Variabie	Análisis a corto plazo	Análisis a largo plazo
W, t.	-1879	-1879
Fricción negativa; (F-), t.	0	-439.30
Fricción positiva; (F+), t.	1585.66	2089.98
Capacidad por punta; (Cp), t.	224.24	224.24
Subpresión; (U), t.	66.01	66.01
Llenado parcial de agua del cajón, t	0	-67.375

b) Después de la demolición

Con la demolición de la estructura, las condiciones de esfuerzos cambian y pueden ser analizados.

El peso actuante en esta nueva condición será denominado W^*_{TT} , y se encuentra representado por el peso total de la estructura W_{TT} (edificio+cajón+pilotes) menos el peso del edificio, resultando lo siguiente:

$$W^*_{TT} = W_{TT} - W_T$$

$$W^*_{TT} = 1879 t - 1419 t$$

$$W^*_{TT} = 460 t$$

La figura 24, representa los esfuerzos obtenidos a raíz de la demolición del edificio. El análisis corresponde al punto central de la cimentación.

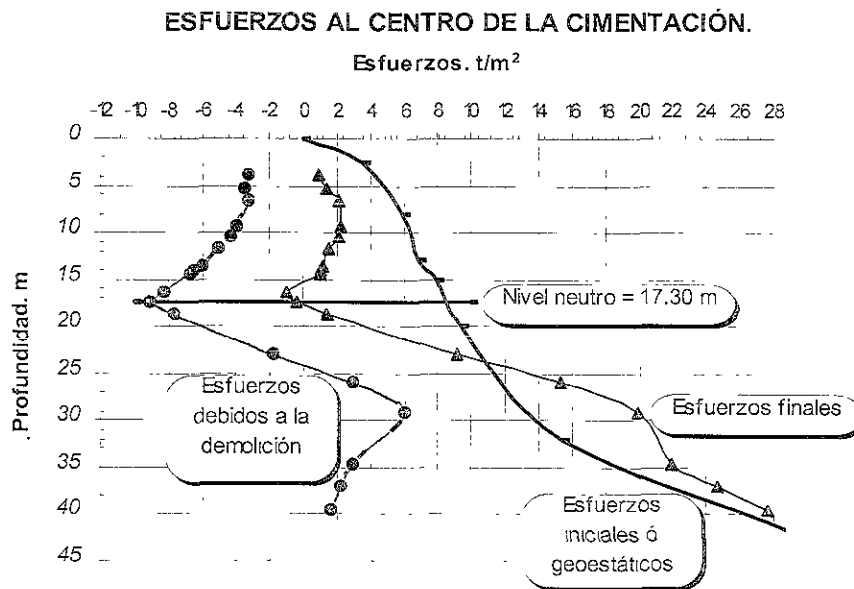


Figura 24. Distribución de esfuerzos después de la demolición.
 Nivel neutro = 17.30 m, $W^*_{TT}=460 t$

Al igual que en el análisis anterior, en la Figura 24 se incluyen tres tipos esfuerzos actuantes en el suelo:

- a) Los esfuerzos iniciales debidos al peso propio del suelo.
- b) Los esfuerzos producidos por la descarga general al terreno, debido a la demolición; estos reflejan la interacción entre las fricciones (positiva y negativa), la subpresión a la que se encuentra sometido el fondo del cajón de cimentación y por último la influencia del llenado parcial de agua en el cajón.
- c) Los esfuerzos finales son la adición de los iniciales más los que induce la descarga del terreno debida a la demolición. En esta condición, los esfuerzos finales superan a los iniciales a los 24 m, mientras que cuando aún se encontraba el edificio esto ocurría a 16 m. Los nuevos esfuerzos son sensiblemente inferiores a los que actuaban antes de la demolición. Este resultado muestra que, en la parte inferior de la formación arcillosa superior se genera una condición de *preconsolidación*.
- d) La descarga se traduce en un nuevo cambio de posición del nivel neutro, que ahora se localiza a 17.3 m de profundidad (antes de la demolición se encontraba a 8.80 m), con lo anterior se incrementa la magnitud de la fricción negativa.

La Tabla 8, presenta en forma resumida, las magnitudes de las variables para este análisis.

Tabla 8. Variables involucradas para el análisis después de la demolición.

Variable	Análisis después de la demolición
W, (t)	-460.00
Fricción negativa; (F-), t.	-1147.14
Fricción positiva; (F+), t.	1382.14
Capacidad por punta;(Cp), t	224.80
Subpresión; (U), t.	66.01
Llenado parcial de agua del cajón, t	-67.375

Los análisis anteriores conducen a proponer como origen de la emersión un doble mecanismo:

- a) Efecto del cambio de posición del nivel neutro.

Al bajar considerablemente el nivel neutro respecto a su posición anterior, los pilotes tienden a seguir el hundimiento de un punto localizado a mayor profundidad y por tanto tienden a emerger respecto a la superficie, la cual por su parte se hunde a la velocidad del hundimiento regional total.

b) Efecto de la preconsolidación inducida

Este mecanismo es similar al que se presenta en cimentaciones sobrecompensadas y analizado por Díaz Cobo (1977):

- La descarga provocada por la demolición y remoción de escombros genera en el subsuelo una condición de *preconsolidación* en la parte inferior de la formación arcillosa superior
- Esta condición hace que el subsuelo deje de ser sensible localmente a los abatimientos piezométricos que afectan la zona
- Se suspende localmente la consolidación regional
- El edificio afectado presenta entonces una emersión aparente, que debe coincidir aproximadamente con la velocidad de consolidación de la formación arcillosa superior.

Los dos mecanismos anteriores se combinan para generar la emersión, siendo probablemente más importante el segundo.

Una consecuencia importante de lo anterior es que no debe esperarse que el fenómeno se estabilice sino hasta que los abatimientos piezométricos en la formación arcillosa superior alcancen un grado de avance mucho mayor que el actual y que desaparezca la *preconsolidación*, lo que puede requerir muchos años.

4.4 Posibles soluciones.

La emersión de cimentaciones profundas abandonadas en la zona lacustre del valle de México plantea al ingeniero un problema muy particular para el cual es necesario encontrar algún tipo de solución. Cualquier medida correctiva para disminuir sus efectos, debe aplicarse con cautela para no provocar un problema de mayores consecuencias que el que se trata de solucionar.

De acuerdo con lo anterior, para este trabajo se examinan dos posibles soluciones:

1. Lastrar la superficie anteriormente cargada, como una solución económica susceptible de reducir las emersiones.
2. Extraer los pilotes de la cimentación.

4.4.1 Lastre en el cajón de cimentación.

En el caso B, se trató de aminorar el proceso de emersión de la cimentación mediante lastre. Esta solución es simple porque consta de la colocación dentro de la cimentación de un material cuyo peso contrarreste en la mayor forma posible la tendencia a la emersión.

El lastre consistió de materiales graduados (grava y arena, principalmente) permitiendo aplicar una sobrecarga de 2.20 t/m^2 .

El proceso de lastrado se realizó entre el 16 y el 19 de octubre de 1995, periodo que está comprendido dentro de la última serie de nivelaciones hechas en el lugar.

Si se considera que el cajón de cimentación tiene un área interior de 108.24 m^2 entonces es posible obtener el peso al que estaba sujeta la cimentación:

$$W_{\text{lastre}} = 2.20 \text{ t/m}^2 \times 108.24 \text{ m}^2$$

$$W_{\text{lastre}} = 238.13 \text{ t}$$

Con lo anterior es posible estimar el valor de la carga que la cimentación mantenía mientras estuvo colocado el lastre bajo la denominación W^{**}_{TT} , y que es igual a:

$$W^{**}_{TT} = W^*_{TT} + W_{\text{lastre}}$$

$$W^{**}_{TT} = 460 \text{ t} + 238.13 \text{ t}$$

$$W^{**}_{TT} = 699 \text{ t}$$

La variación con respecto a los análisis anteriores, será la magnitud de la carga ahora correspondiente a W^{**}_{TT}

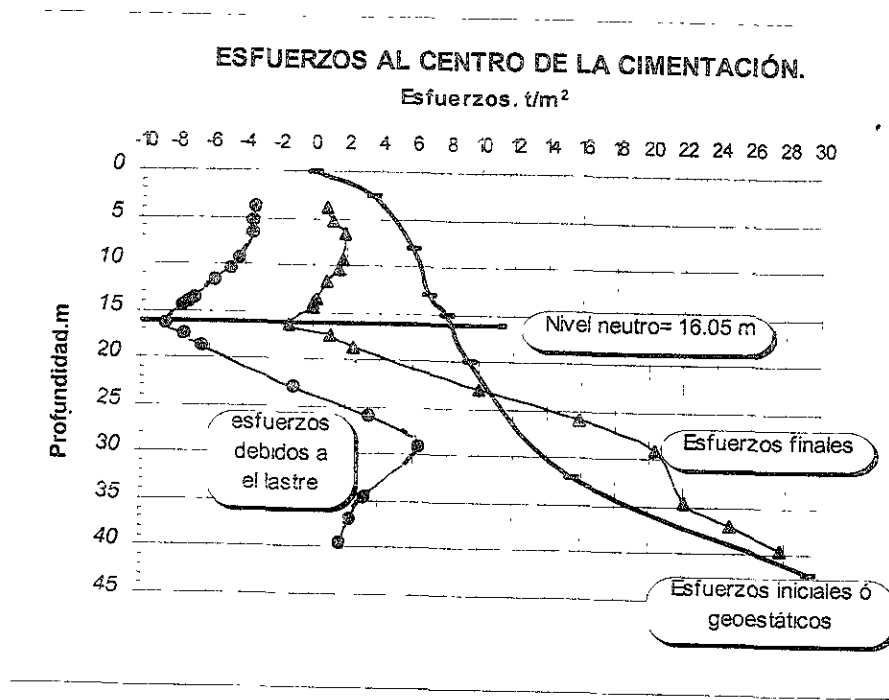


Figura 25. Distribución de esfuerzos con la colocación de un lastre (3er análisis).
 Nivel neutro=16.05 m, $W^{**}_{TT}=699$ t

De acuerdo con el análisis, durante la etapa en que estuvo colocado el lastre (Figura 25):

- Se indujeron en el suelo incrementos de esfuerzos, respecto a los actuantes después de la demolición del edificio;
- Disminuyó la fricción negativa y aumentó la positiva.
- Al modificarse la magnitud de los esfuerzos, cambió nuevamente la posición del nivel neutro. La nueva condición de trabajo provoca que este nivel se localice a los 16.05 m de profundidad. Se observa que la incidencia sobre la posición del nivel neutro resulta pequeña.
- Los incrementos de esfuerzos debidos a la nueva sobrecarga no son suficientes para que el suelo deje de encontrarse preconsolidado.
- En consecuencia de lo anterior, es de esperarse que el lastre no resulte efectivo.

Las nivelaciones realizadas posteriormente a la colocación del lastre mostraron efectivamente que este indujo un pequeño asentamiento de tipo elástico pero que la emersión se volvió a presentar sin que se apreciara reducción de su velocidad.

En la figura 26 se encuentran resumidos los resultados de los análisis del Caso B, las observaciones generales son las siguientes:

- Entre los 2.5 y los 23 m de profundidad, los esfuerzos finales son menores que los que inicialmente existían en el terreno, en estos estratos la condición que prevalece es la de un suelo preconsolidado.
- El mayor esfuerzo se presenta en el análisis a largo plazo (antes de la demolición) pues se estimó en 27.17 t/m^2 , mientras que el menor se encontró después de la demolición con un valor aproximado de 16.99 t/m^2 .
- Entre los 23 y los 32m de profundidad, después de la demolición, todos los esfuerzos finales son menores que los iniciales o los inducidos a largo plazo (condición previa a la demolición), por lo tanto, el suelo se encuentra preconsolidado y por lo anterior no influye sobre ellos la consolidación regional.

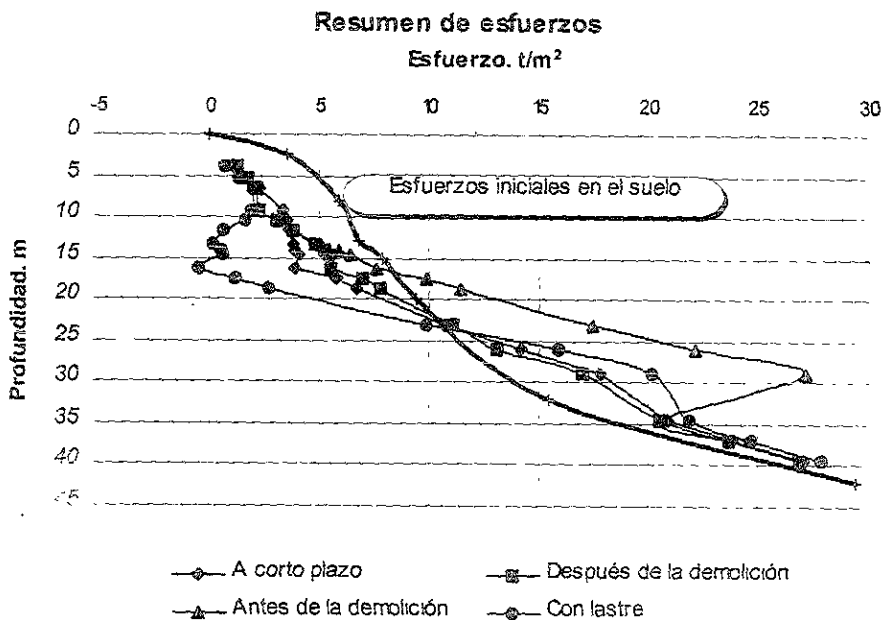


Figura 26. Esfuerzos finales en el suelo para las diferentes condiciones

4.4.2 Extracción de pilotes.

a) Método 1, "deshincar-hincado".

Este procedimiento fue propuesto para extraer pilotes de edificios que fueron demolidos después de los sismos de 1985; (CITEMEX,1987) a este procedimiento se le ha dado el nombre de deshincar - hincado y consiste en romper la fricción entre el pilote y el subsuelo por medio de un dispositivo denominado bulbo de extracción el cual tiene las siguientes características (Figura 27):

- Casquillo de 50 cm encargado de cortar el subsuelo, rompiendo así la fricción entre el pilote y el suelo.
- Un ensanchamiento de 80 cm que rompe la fricción entre el tubo de 60 cm y el subsuelo en los 30 m de su longitud; al tiempo que se colocan en su interior las gasas de cable de acero de 1", y que posteriormente se utilizará para la extracción del pilote.
- Otro tubo de 60 cm y de 30 m de longitud, que lleva hasta la profundidad de 30 m el bulbo de extracción alojando los cables de 1" en toda su longitud y aislando a el nivel freático.

1) Procedimiento para la extracción de pilotes.

- A. Después de colocar los tubos y el bulbo extractor en el lugar del pilote por extraer, se inicia el hincado con un martillo piloteador. Con este proceso se llega a colocar el bulbo a la profundidad necesaria de acuerdo a la longitud del pilote. Se aplica una mezcla basada en bentonita, durante el tiempo de hincado con la finalidad de mantener lubricado el tubo.
- B. Una vez concluido lo anterior se da inició al proceso de extracción, jalando los cables (alojados en el tubo de 60 cm y de 1" de diámetro) con un igualador de fuerza (balancín) mismo que al someter a tensión los cables, suelta a los dispositivos de sujeción instalados en el bulbo extractor, de esta manera se sujetan los pilotes para que se realice el izado de los mismos. Con lo anterior se logra la extracción del 70 al 100% de la longitud del pilote.
- C. Se da inicio a la extracción, con una torre extractora acoplada a una grúa de manera tal que la torre apoyada en el piso funcione como un polipasto el cual transmite todo el esfuerzo de compresión directamente a su base.
- D. Una vez retirado el pilote, se da inicio a un proceso de sellado que consiste en una mezcla (agua-cemento-bentonita), procurando que la proporción de la misma, sea equivalente en características a las del suelo donde se encontraba el pilote; la mezcla se coloca por gravedad, es decir, de abajo hacia arriba.

E. Cuando por diversas circunstancias se llega a seccionar el pilote, el procedimiento es el siguiente: Se introduce un cono seccionado que al ser hincado va confinando el material de pilote y posteriormente extraerlo de la misma forma que si se tratara de un pilote no seccionado.

2) Elementos usados en el proceso.

- Tuberías de acero de 60 cm de diámetro cédula 80.
- Bulbo de extracción.
- Cables de acero de 1" de diámetro.
- Balancín o igualador de fuerzas.
- Grúa de 45 t y 60 t.
- Martillo D 36.
- Torre de extracción.
- Planta dosificadora de suelo-cemento.
- Planta de bombeo.

Una vez descrito este procedimiento es también necesario que se tenga presente que a diferencia de la primera propuesta (4.4.1), esta parece ser más bien definitiva aunque entre ambas existan diferencias en cuanto a tiempo y sobre todo a costo, sin embargo, este último no será analizado; ya que no es del fin del presente.

3) Ventajas ofrecidas por este procedimiento

- ◊ Como principal ventaja, se encuentra la posibilidad de extraer en la mayoría de los casos toda la sección del pilote.
- ◊ No altera de forma importante la estructura interna del subsuelo, ya que el lugar donde se encontraba la estructura, se somete a un proceso de sellado.
- ◊ Frenar el proceso de emersión de la cimentación
- ◊ La posibilidad de que el predio se encuentre nuevamente preparado para recibir alguna otra estructura bajo cualquier tipo de cimentación.

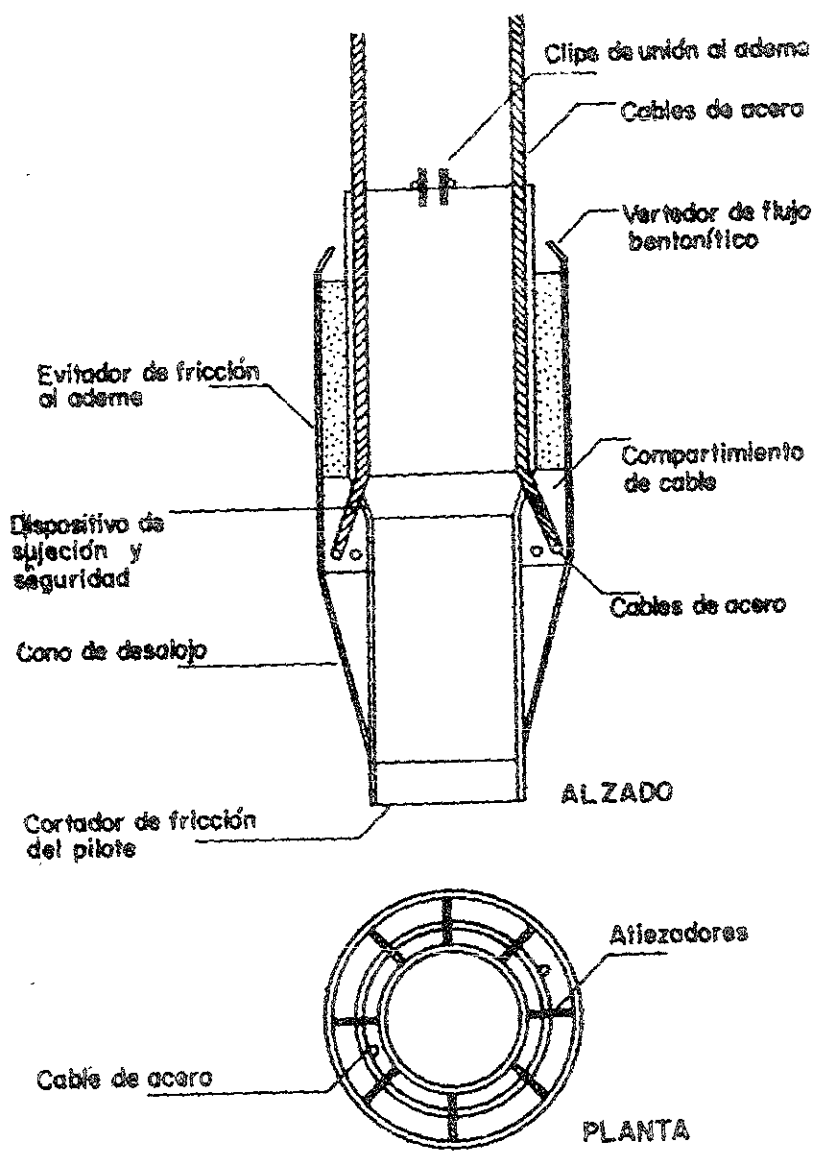


Figura 27. Bulbo de extracción empleado por el método 1, deshincar-hincado

Método 2.

El siguiente procedimiento, al igual que el anterior, maneja la extracción de los lotes, en una cimentación cuya estructura principal fue demolida.

Por las características de adherencia de los suelos arcillosos que circundan a los lotes en el subsuelo bajo los edificios demolidos, el primer problema es resolver el aislamiento del pilote.

El segundo problema se presenta con la sujeción y extracción del pilote, este último, debería prever la posibilidad de extraer cualquier tipo de pilote, sin embargo existen pilotes que se han hincado en tramos pequeños y sin liga estructural entre ellos por lo que fue necesario el desarrollo de dispositivos destinados a sujetar los pilotes desde su parte inferior. Teniendo en cuenta los anteriores problemas se tienen los cuatro procedimientos siguientes:

1. *Camisa de tubo de acero hincada con equipo vibratorio.* Este procedimiento consiste en aislar el pilote del suelo circundante mediante un tubo de acero de diámetro mayor que el del pilote, al cual se le denomina camisa, empleando para ello un martillo vibratorio y la inyección de agua a presión para dejar completamente libre el pilote dentro de la camisa metálica (Figura 28). Para asegurar la extracción del pilote, se aprovechan las experiencias con los muestreadores de suelos, para el desarrollo de una canastilla en la parte inferior de la camisa. La canastilla es construida a base de muelles de acero templado, sujetos al interior del tubo por portamuelles compuestos de placas de acero soldadas al interior de la camisa contando además con elementos de sujeción atornillables para poder reemplazar los muelles de acero en caso de rotura (Figura 29).
2. *Camisa de tubo de acero hincada con martillo telescópico de caída libre.* Este procedimiento desarrollado en la práctica consiste en el hincado de la camisa mediante el golpeo sobre un anillo metálico soldado exteriormente a ésta por medio de otro tubo de mayor diámetro que actúa como martillo de caída libre. Para asegurar el aislamiento entre el pilote y el suelo circundante y de éste con la camisa metálica, se recurre a la inyección de agua a presión en el interior de todo el conjunto. El elemento de sujeción del pilote en este caso está formado por una canastilla igual a la empleada con el proceso de hincado con equipo vibratorio.
3. *Camisa de tubo de acero hincada con martinete piloteador.* Para este procedimiento se emplea un equipo de hincado de pilotes compuesto por una guía o resbaladera y un martinete piloteador de energía suficiente para conseguir la hinca a percusión de la camisa metálica (Figura 30); una vez que se alcanza el nivel de desplante del pilote, se extrae todo el conjunto empleando la misma grúa portante del equipo de hincado. Para eliminar el pilote del interior de la camisa en los tres procedimientos descritos, se llevan a cabo maniobras para invertir la posición de las camisas y hacer salir el pilote por la parte superior de aquéllas (Figura 31).
4. *Restitución de suelos.* Los espacios dejados por los pilotes extraídos tienen que ser rellenados por mezclas cuyas propiedades mecánicas se asemejen lo más posible a

las del subsuelo del sitio, para tal efecto se seleccionan los siguientes materiales: bentonita, cemento y agua.

La colocación de la mezcla en la masa del subsuelo, se lleva a cabo por medio de inyección a través de un tubo de 2" de diámetro colocado a partir del fondo del hueco durante todo el tiempo que dura la inyección con el fin de asegurar siempre el desplazamiento del agua y material de suspensión existente en el hueco (Figura 32).

c) Evaluación de la eficiencia del método de extracción de pilotes.

La solución consistente en extraer los pilotes parece radical y podría pensarse que debería conducir a la interrupción definitiva del movimiento de emersión. En realidad, la eficiencia de esta técnica queda por demostrarse. En efecto, la extracción de los pilotes hace que los esfuerzos en el suelo vuelvan a la condición geoestática. Con ello, la parte superior de la formación arcillosa superior vuelve a un estado de consolidación normal, sin embargo, en la parte inferior de la misma formación, la condición de preconsolidación permanece, por lo que pueden seguirse presentando movimientos diferenciales respecto al terreno circundante. Sería muy útil contar con mediciones en predios en los que se llegue a aplicar esta técnica para confirmar lo anterior.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

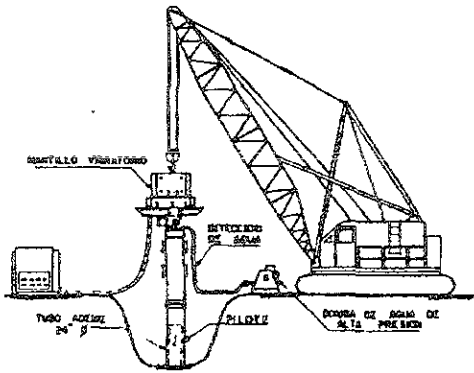
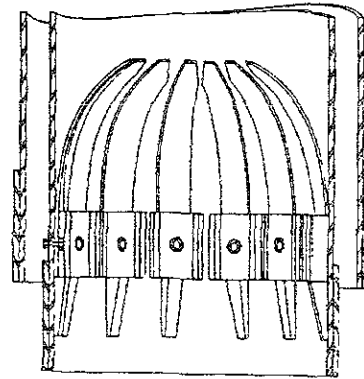
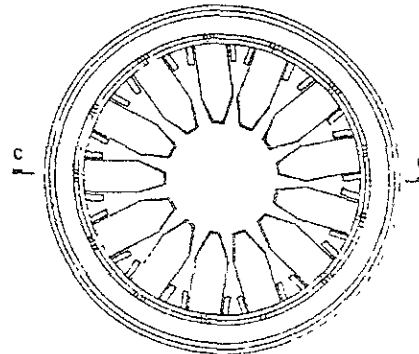


Figura 28. Equipo vibratorio y camisa metálica.



C - C

Figura 29. Detalles de la canastilla



B - B

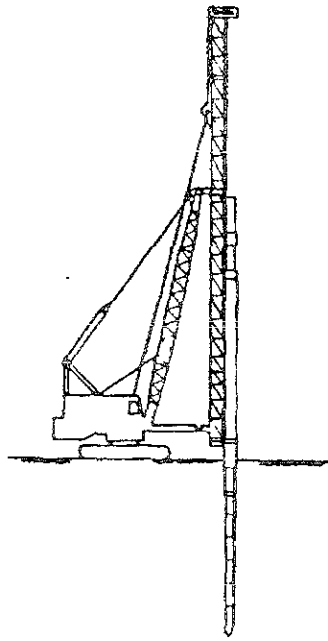


Figura 30. Hincado con martillo piloteador.

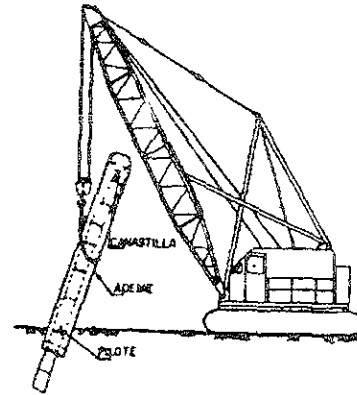


Figura 31. Extracción del pilote con la camisa

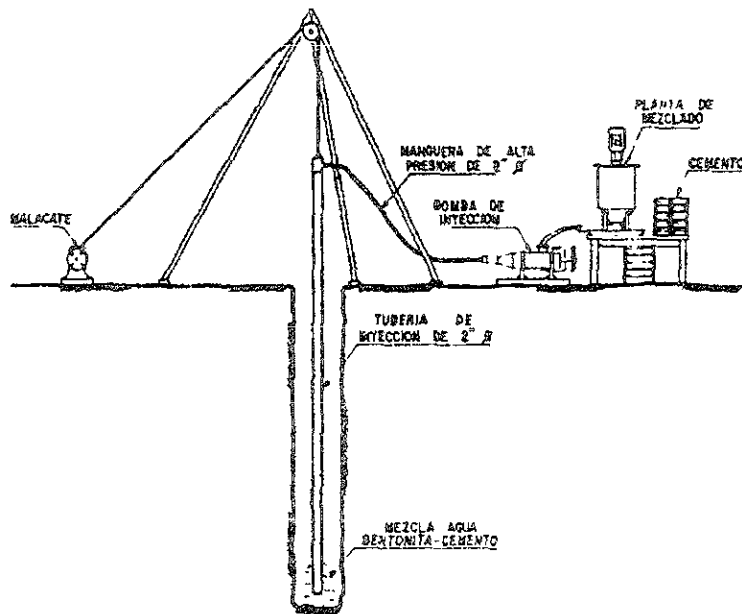


Figura 32. Procedimiento de inyección para la sustitución de suelos.

CAPITULO 5

CONCLUSIONES.

5. CONCLUSIONES.

Se presentó una investigación enfocada al problema de la emersión de cimentaciones profundas abandonadas después de la demolición de estructuras dañadas por sismos.

Se analizaron brevemente las condiciones estratigráficas del subsuelo del valle de México, el cual se divide en tres zonas: Zona I (zona de lago), Zona II (zona de transición) y Zona III (zona de lomas).

Se revisó la problemática del hundimiento regional de la zona lacustre de la ciudad de México. Este fenómeno, atribuible principalmente a la consolidación regional, da lugar a innumerables problemas en los diferentes sistemas de cimentación que usualmente son empleados en estructuras de la ciudad de México.

Se revisaron en particular los dos tipos de criterios existentes para el análisis y diseño de las cimentaciones sobre pilotes de fricción: el primero en términos de capacidad de carga y otro en términos de deformaciones.

A partir de estos criterios se analizaron los factores que pueden inducir un comportamiento deficiente de este tipo de cimentaciones durante sismos.

Se revisaron dos casos de cimentaciones que sufrieron el problema de emersión después de la demolición de la estructura dañada por los sismos de 1985.

En el primer caso (Caso A) se presentó evidencia del problema de emersión por medio de fotografías, las cuales muestran la cimentación abandonada y su efecto en zonas aledañas.

El segundo (caso B) pudo ser estudiado con mayor detalle, por contar con mayor información disponible respecto a sus datos generales: ubicación, tipo de estructura, colindancias, etc.. Además, se pudieron analizar los resultados de nivelaciones diferenciales. Se presentan algunos de estos resultados para ilustrar el problema en forma gráfica y visualizar los desplazamientos del terreno. Este caso pudo ser estudiado recurriendo a un programa para computadora que permite calcular los esfuerzos y deformaciones del suelo de la cimentación. Se pudieron analizar en esta forma las condiciones prevalecientes antes y después de la demolición.

De los análisis realizados en este trabajo, se desprendieron las siguientes conclusiones:

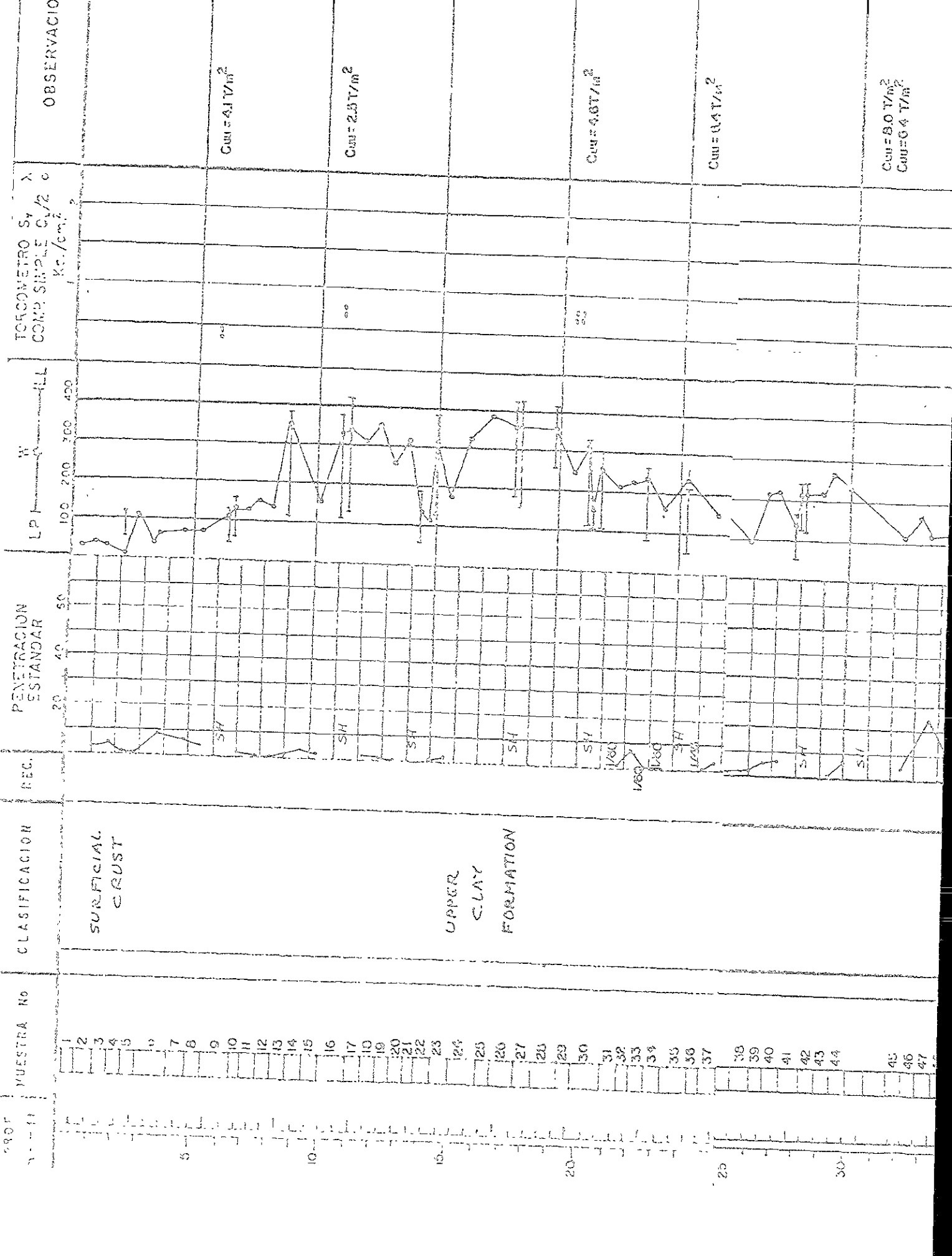
- Se mostró que el fenómeno de la emersión de cimentaciones piloteadas abandonadas es el resultado de un doble mecanismo: primeramente, el efecto ocasionado por el cambio de posición del nivel neutro en los pilotes y segundo, el efecto de la preconsolidación inducido en el suelo. Los dos mecanismos anteriores se combinan para generar la emersión, sin embargo, la influencia del segundo parece ser la más importante.

- La preconsolidación del suelo inducida tiene como consecuencia frenar localmente la consolidación regional, con lo que se produce la emersión aparente de la cimentación respecto al área circundante sometida a dicha consolidación.
- Una consecuencia importante de la conclusión anterior, es que no debe esperarse que el problema se estabilice sino hasta que los abatimientos piezométricos en las capas inferiores del subsuelo, alcancen un grado de avance mucho mayor que el actual y que desaparezca la preconsolidación, lo que puede requerir muchos años.

Al examinar las diferentes propuestas orientadas al control de la emersión se concluye:

- El lastrado del cajón de cimentación mediante cargas moderadas no es suficiente para contrarrestar la emersión, como lo muestra el caso presentado; sin embargo, esta solución podría ser viable siempre y cuando el peso del lastre fuera suficiente para eliminar la preconsolidación.
- Se sospecha que la extracción de pilotes tampoco es una solución definitiva que elimine el problema de emersión, pues no libera al subsuelo del efecto de la preconsolidación local. La solución de la extracción puede sin embargo ser aceptable si es el predio se utiliza nuevamente siempre que el peso de la nueva construcción sea suficiente para eliminar la preconsolidación. Convendría contar con mediciones de campo en sitios donde esta solución ha sido implementada.

ANEXO



TORCOMETRO SY
COMP SIMPLE CV/2 0
Kc./cm²

W
100 200 300 400

PENETRACION
ESTANDAR
20 40 50

REC.

CLASIFICACION
SURFICIAL
CRUST

YUESTRA No

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20 21 22 23 24 25 26 27 28 29 30 31 32 33 34 35 36 37 38 39 40 41 42 43 44 45 46 47

CUM = 4.1 T/m²

CUM = 2.5 T/m²

CUM = 4.8 T/m²

CUM = 0.4 T/m²

CUM = 9.0 T/m²
CUM = 0.4 T/m²

SURFICIAL
CRUST

UPPER
CLAY
FORMATION

SH

SH

ST

SH

SH

SH

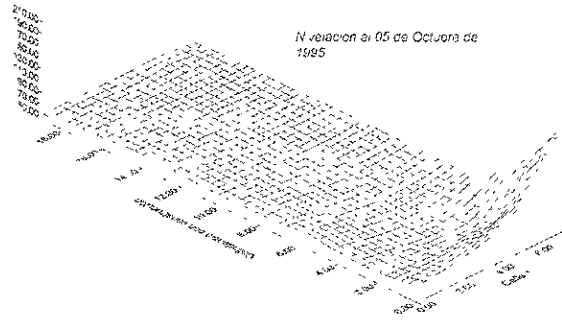
SH

SH

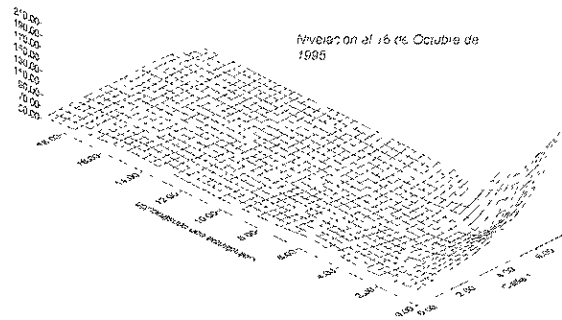
SH

SH

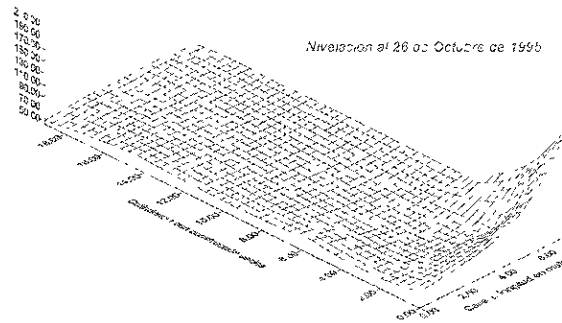
Desplazamientos verticales (mm)



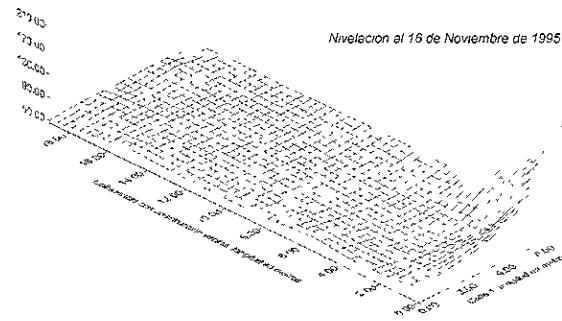
Desplazamientos verticales (mm).



Desplazamientos verticales (mm).

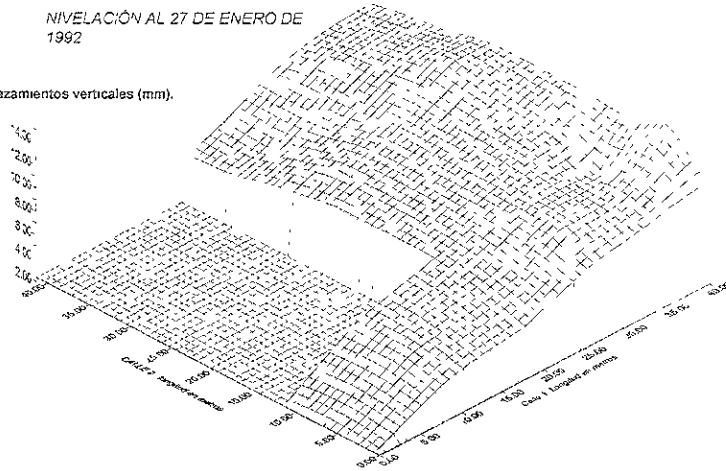


Desplazamientos verticales (mm)



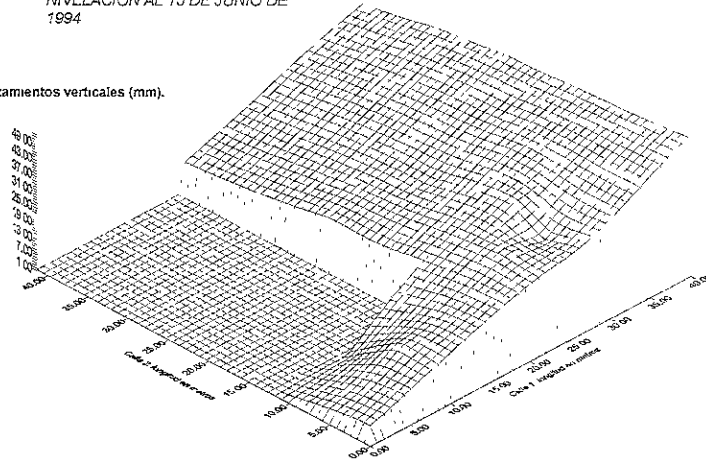
NIVELACIÓN AL 27 DE ENERO DE 1992

Desplazamientos verticales (mm).



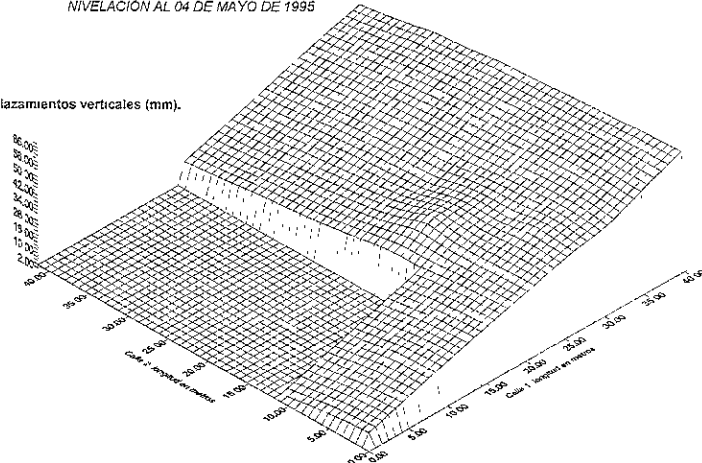
NIVELACIÓN AL 15 DE JUNIO DE 1994

Desplazamientos verticales (mm).



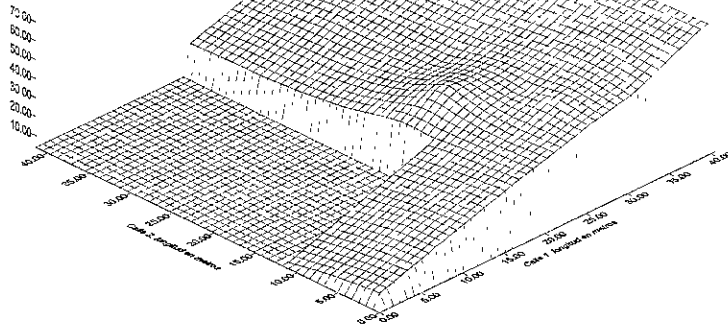
NIVELACIÓN AL 04 DE MAYO DE 1995

Desplazamientos verticales (mm).



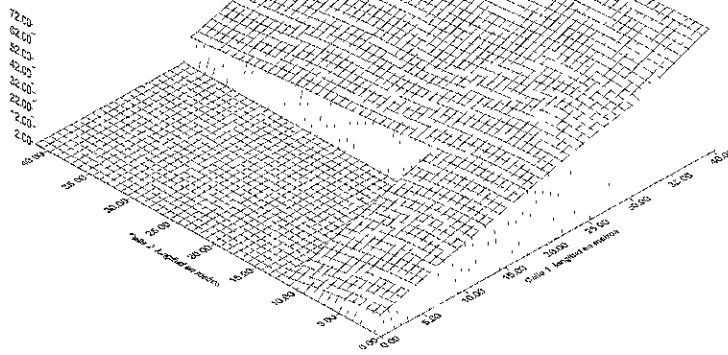
Nivelación al 13 de Julio de 1995

Desplazamientos verticales (mm)



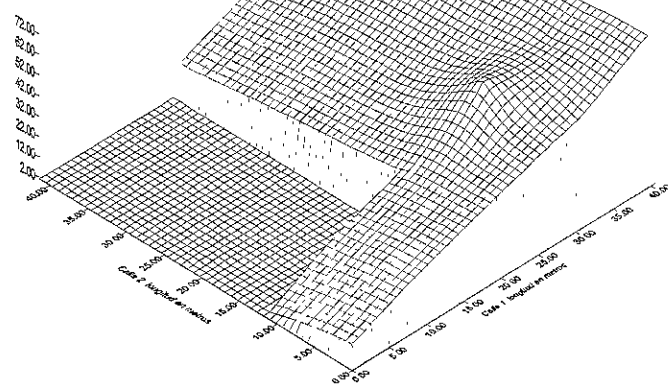
NIVELACIÓN AL 12 DE SEPTIEMBRE DE 1995

Desplazamientos verticales (mm).



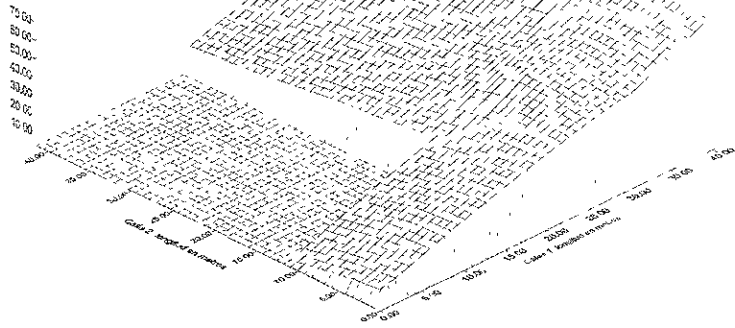
NIVELACIÓN AL 05 DE OCTUBRE DE 1995

Desplazamientos verticales (mm).



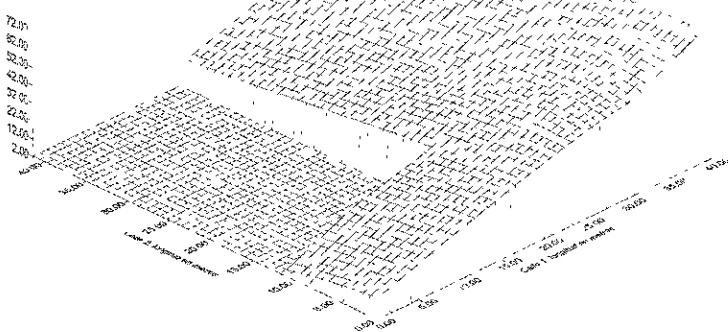
NIVELACION AL 26 DE OCTUBRE DE 1995

Desplazamientos verticales (mm)



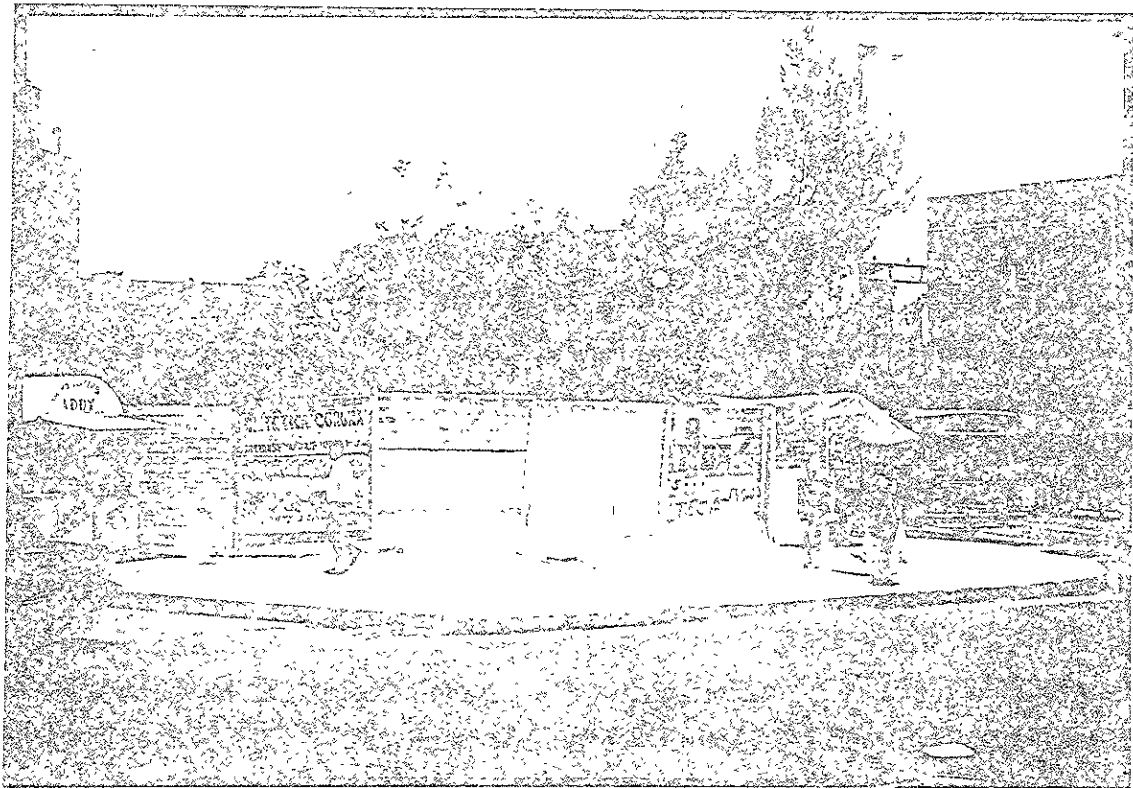
NIVELACION AL 16 DE NOVIEMBRE DE 1995

Desplazamientos verticales (mm)





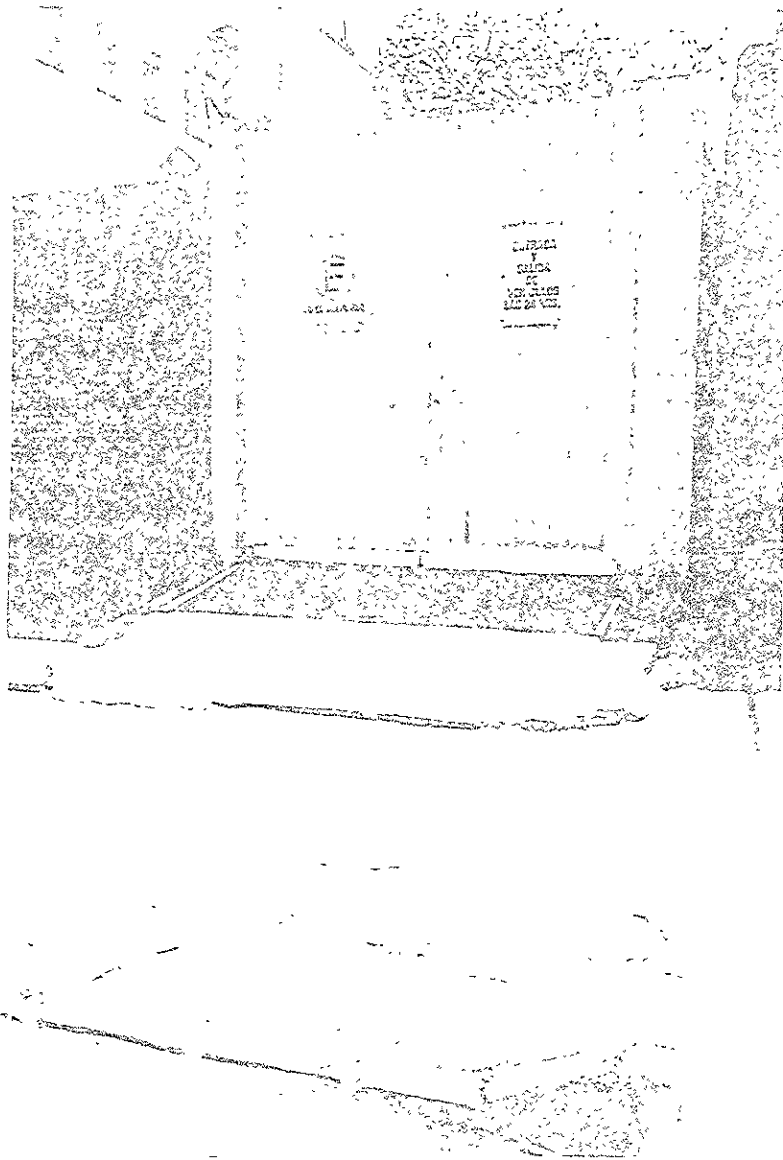
FOTOGRAFÍA N° 1.



FOTOGRAFÍA N° 2.



FOTOGRAFÍA N° 3.



FOTOGRAFÍA N° 4.



FOTOGRAFÍA N° 6.



FOTOGRAFÍA N° 7.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS.

Auvinet, G. y Hanell, J.J., 1978, "*Fricción negativa en pilotes*", Memoria, Simposio sobre ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp.203-227, México D.F.

Auvinet, G., y Díaz Mora, C., 1981, "*Programa de computadora para predecir movimientos verticales de cimentaciones*", Publicación N° 438 del Instituto de Ingeniería, UNAM, 71p., Junio, México.

Auvinet, G. y Mendoza, M., 1986, "*Comportamiento de diversos tipos de cimentaciones en la zona lacustre de la ciudad de México durante el sismo del 19 de Septiembre de 1985*", Memoria, Simposio "Los sismos de 1985; casos de Mecánica de Suelos", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 227-240, Septiembre, México, D:F;

Auvinet, G. y Mendoza, M., 1987, "*Consideraciones respecto al diseño de cimentaciones sobre pilotes de fricción*", VII Reunión Nacional de Ingeniería Sísmica, Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica, 19-21 de Noviembre, Querétaro, México,

Auvinet, G., 1990, "*Análisis y diseño sísmico de cimentaciones en el valle de México*", Memoria, Simposio sobre "Ingeniería sísmica cinco años después del sismo de 1985", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 175-195, Septiembre, México, D.F.

Auvinet, G., and Reséndiz, D.,1991, "*Foundations on soft soils: Design criteria*", Special invited Conference, published in Proceedings, IXth Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. IV, pp 1629-1649, Viña del Mar, Chile.

Auvinet, G., 1994, "*Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de aplicación de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de cimentaciones para el Distrito Federal*", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, N° ES-6, 1/01/1994, México.

Auvinet, G., Méndez, E. y Juárez, M., 1996, "*Geotecnia del Valle de México; Evolución de los conocimientos y perspectivas*", Memoria del Simposio "40 años de investigación y práctica en Geotecnia", Publicación especial I. de I.-Solum ICA, Tomo II, pp. 41-61, ISBN 968 7508 20-5, México, D.F.

Correa, J.J.,1980, "*Estado actual del conocimiento sobre pilotes de control*", Memoria de la reunión conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.

Díaz Cobo, J.L., "Comportamiento de cimentaciones sobrecompensadas en suelos con hundimiento regional", Tesis de maestría, DEPMI, UNAM, México, D.F.

Ellstein, A.,1980, "*Pilote de punta penetrante o p³*", Memoria de la reunión conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.

Galindo, M.,1990,"*Extracción de pilotes*", XV Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp. 131-132, San Luis Potosí, SLP. 1990.

Girault, P.,1980 "*Pilotes entrelazados. teoría y funcionamiento*", Memoria de la reunión conjunta Consultores-Constructores Cimentaciones Profundas, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México D.F.

Hiriart, F y Marsal,R.,1969, "*El hundimiento de la ciudad de México*", Volumen Nabor Carrillo, Secretaria de Hacienda y Crédito Público, pp 109-147, México, D.F.

Jaime, A.,1990, "*Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla blanda*". Memoria, Simposio sobre "Ingeniería sísmica cinco años después del sismo de 1985", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 175-195, Septiembre, México D.F.

Juárez, B , E. y Rico, R.,1996, "*Mecánica de suelos*", Tomo II , Limusa, México, D.F.

Marsal J. Raúl y Mazari, Marcos. 1969 "*El subsuelo de la Ciudad de México*", UNAM - Facultad de Ingeniería UNAM.

Mazari, M y Alberro,1990, "*Hundimiento de la ciudad de México*", Problemas de la cuenca de México, El Colegio Nacional, pp 83-114, México.

Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México.

Ponce, J., 1990, "Extracción de pilotes", XV Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, pp 183-189, San Luis Potosí, SLP, México

Reséndiz, D y Auvinet,G.,1973, "*Analysis of pile foundations in consolidating soil*", Proceedings, VIIIth International Conference on soil Mechanics and Foundation Engineering, pp 211-218, Moscow, USSR

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, 1993. Gaceta oficial del Departamento del D.F, México, D.F.

Rosenblueth,E.,1965, "*Notas sobre el uso de pilotes de fricción en el valle de México*", Revista Ingeniería, pp 281-288, Abril, México D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, 1995. Gaceta oficial del Departamento del D.F, México, D.F.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo , 1995. Gaceta oficial del Departamento del D.F, México, D.F.

Santoyo,E.,1990, "*Estratigrafía y muestreo inalterado en los suelos lacustres del valle de México*", Memoria, Simposio "Ingeniería sísmica cinco años después del sismo de 1985", Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, p.p 37-55, México.

Springall,G.,1970, "*Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la ciudad de México*", Memoria, Simposio



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO