



207
215

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

CRITERIOS DE ANALISIS DE CIMENTACIONES EN LA
CIUDAD DE MEXICO.

T E S I S

Que para obtener el título de:

I N G E N I E R O C I V I L

P r e s e n t a n :

ALFONSO ZORRILLA CANGAS

SERGIO JACINTO OLVERA MANCERA

México, D. F.

1982



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA

A los Pasantes señores SERGIO JACINTO OLVERA MANCERA y
ALFONSO ZORRILLA CANGAS,
P r e s e n t e s .

En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a ustedes a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el -- Profesor Ing. Agustín Demeneghi Colina, para que lo desarrollen como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"CRITERIOS DE ANALISIS DE CIMENTACIONES EN LA CD. DE MEXICO"

- I. Introducción.
- II. Propiedades mecánicas de los suelos.
- III. Características del subsuelo en la ciudad de México.
- IV. Cimentaciones típicas en la ciudad de México y su comportamiento.
- V. Cimentaciones superficiales.
- VI. Cimentaciones profundas.
- VII. Conclusiones.

Ruego a ustedes se sirvan tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberán prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo -- realizado.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, 6 de junio de 1979
EL DIRECTOR

ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

I N D I C E

	PAG.
CAPITULO I INTRODUCCION	1
CAPITULO II PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS	
II.1 Generalidades	2
II.2 Permeabilidad	3
II.2.1. El coeficiente de permeabilidad	5
II.3. Compresibilidad	7
II.3.1. Asentamiento a corto plazo	10
II.3.2. Asentamientos a largo plazo	16
II.3.2a. Curva de compresibilidad	18
II.3.2b. Teoría de consolidación primaria	23
II.3.2c. Consolidación primaria y consolidación secundaria para suelos saturados en base a modelos reológicos	27
II.3.3. La deformación cuando la carga aumenta linealmente con el tiempo	37
II.3.4. Metodos apropiados para la determinación de parámetros	42
II.4. Esfuerzo cortante	47
II.4.1. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos friccionates	48
II.4.2. Resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos	48
II.4.3. Pruebas de resistencia al esfuerzo cortante	49
CAPITULO III CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO EN LA CIUDAD DE MEXICO	
III.1. Generalidades	57
III.2. Zonificacion	57
III.2.1. Zona Lacustre	59
III.2.2. Zona de transición	64
III.2.3. Zona de lomas	66

III.3.	Datos sobre las arcillas del Valle de México	70
CAPITULO	IV CIMENTACIONES SUPERFICIALES	
IV.1.	Generalidades	75
IV.2.	Clasificación de cimentaciones	78
IV.2.1.	Zapatas	78
IV.2.2.	Losas de cimentación	79
IV.2.3.	Cajones de cimentación	79
IV.3..	Teorías de capacidad de carga para cimentaciones superficiales	89
IV.3.1.	Materiales cohesivos	89
IV.3.2.	Materiales cohesivos-friccionantes	90
IV.3.3.	Materiales friccionantes	91
IV.4.	Asentamientos	92
CAPITULO	V CIMENTACIONES PROFUNDAS	
V.1.	Generalidades	93
V.2.	Clasificación de cimentaciones profundas	93
V.2.1.	Cilindros	94
V.2.2.	Cajones	95
V.2.3.	Pilotes	96
V.2.4.	Grupo de pilotes	102
V.2.5.	Problemas durante el hincado de pilotes	103
V.2.6.	Recomendaciones para el hincado de pilotes	107
V.2.7.	Comportamiento sísmico	108
V.2.8.	Pilas	109
V.3.	Fricción negativa	113
V.4.	Teorías de capacidad de carga para cimentaciones profundas	114
V.5.	Asentamientos	118
CAPITULO	VI CIMENTACIONES TIPICAS EN LA CIUDAD DE MEXICO Y SU COMPORTAMIENTO	
I	Zona del lago	120
II	Zona de transición	122

III	Zona de lomas	123
	Comportamiento de las cimentaciones	
Caso I	Zapatas	124
Caso II	Cajón sobrecompensado	125
Caso III	Cajón parcialmente compensado	126
Caso IV	Cajones parcialmente compensados	126
Caso V	Pilotes de punta	127
Caso VI	Cajón parcialmente compensado y pilotes de fricción	128
Caso VII	Pilas	129
CAPITULO	VII CONCLUSIONES	131
REFERENCIAS		138

CAPITULO I INTRODUCCION

Es relativamente frecuente observar en nuestra ciudad capital una serie de anomalías que presentan las edificaciones, ya sea una aparente emersión, inclinaciones o agrietamientos que eventualmente pueden llegar a dañar o destruir la estructura misma y aún llegar a afectar a las circundantes. Las causas de estas irregularidades se encuentran en el subsuelo de la ciudad de México. Su estratigrafía y propiedades mecánicas han dado origen a una serie de problemas que obligan a la búsqueda de teorías que permitan explicar, por lo menos en forma aproximada, su comportamiento (labor que continúa aún en proceso) y por otro lado al uso de cimientos cada vez más elaborados para prevenir o contrarrestar los efectos nocivos de sus movimientos.

A lo largo de este escrito se mencionan las teorías utilizadas actualmente para la determinación de parámetros de permeabilidad, resistencia al corte y compresibilidad, haciendo énfasis en este último; también se encuentran, brevemente tratadas, las características del subsuelo en la ciudad de México, los inconvenientes que plantean, las soluciones adoptadas y su comportamiento.

El contenido de este trabajo es una recopilación de teorías y datos cuyos autores son reconocidos especialistas en Mecánica de Suelos.

No se pretende proporcionar una información exhaustiva de todos los aspectos que se involucran en el estudio de una cimentación, sino despertar la inquietud del lector para investigar y profundizar en ellos.

CAPITULO II PROPIEDADES MECANICAS DE LOS SUELOS

II.1. - GENERALIDADES

Es indudable que un conocimiento profundo de las propiedades mecánicas del subsuelo conduce generalmente a una elección - acertada del tipo de cimentación que utilizaremos para soportar una estructura dada, ya que de ellas dependen los factores de capacidad de carga, los desplazamientos horizontales y verticales, el análisis y diseño del cimiento así como la estabilidad de las excavaciones.

Para su determinación en laboratorio, es necesario contar -- con muestras inalteradas que representen adecuadamente los - diferentes estratos de la masa de suelo. Sin embargo, debido a la imposibilidad de obtener especímenes completamente - inalterados, los resultados provenientes de las diversas --- pruebas de laboratorio deben estudiarse cuidadosamente e interpretararse con criterio.

Las propiedades mecánicas que en términos generales interesa determinar al Ingeniero son:

La Permeabilidad

La Compresibilidad

La Resistencia al Esfuerzo Cortante

Aun cuando existe inter-relación entre estas propiedades resulta conveniente tratarlas por separado, lo cual se realiza a continuación.

11.2. - PERMEABILIDAD

Trabajando con filtros formados por materiales térreos, Henry Darcy encontró que para velocidades pequeñas el gasto que pasa a través del filtro se expresa por:

$$Q = \frac{dV}{dt} = kAi \text{ (cm}^3\text{/seg)} \quad (\text{II.1})$$

Q = Volumen desplazado en la unidad de tiempo

A = Area total de la sección transversal del filtro

i = Gradiente hidráulico, definido como el cambio de altura piezométrica por unidad de longitud.

$$i = \frac{h_1 - h_2}{L} \text{ (ver ref. 5)}$$

k = Coeficiente de permeabilidad del suelo

Por otro lado, la ecuación de continuidad nos dice:

$$Q = Av$$

v = Velocidad de descarga

que comparada con la expresión (II.1.) nos dá como resultado $v = ki$, es decir, que la velocidad es proporcional al gradiente hidráulico en un suelo sujeto a flujo laminar.

De las dos fases en que se encuentra dividido el suelo, vacíos y sólidos, la segunda hace que el área disponible para el paso del agua sea menor, por lo que, aceptando un flujo establecido donde el gasto permanece constante, tendremos:

$$A_v \cdot v_f = Av$$

De donde:

$$v_f = \frac{A}{A_v} v$$

Si consideramos un espesor unitario:

$$\frac{A}{A_v} = \frac{1}{n} = \frac{1 + e}{e}$$

Y finalmente:

$$v_f = \frac{v}{n} \quad (\text{II.2.})$$

A_v = Area de vacíos en cierta sección

v_f = Velocidad de filtración

A = Area total de la sección

v = Velocidad de descarga deducida de la Ley de Darcy

n = Porosidad

e = Relación de vacíos

Aún más, en lo anterior se consideró una trayectoria recta a lo largo del filtro, lo cual no es completamente aceptable - ya que lo hace a través de una línea sinuosa. Así, podemos decir que la velocidad media real será:

$$v_r = v_f \frac{L_m}{L} \quad (\text{II.3.})$$

L_m = Longitud de la trayectoria real

Esta velocidad podría conocerse sólo al determinar los conductos capilares del suelo y su longitud.

A pesar de la teoría descrita anteriormente, v_f no representa sino un promedio de la velocidad del agua, puesto que el tamaño de los conductos es variable y la velocidad adquiere valores impredecibles. En ciertos casos la velocidad puede ser mayor que el promedio v_f produciendo una transportación del material fino de un poro a otro, por lo que podemos decir -- que la magnitud de las velocidades internas afecta la permeabilidad del suelo.

II.2.1 - EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD.

Este coeficiente k representa la velocidad del agua cuando es tá sujeta a un gradiente hidráulico unitario, permitiéndonos inferir algunas propiedades físicas del suelo en base a la fa cilidad con que ésta fluye a través de la masa. Esta facili dad depende de factores como:

- La relación de vacíos
- Temperatura del agua
- Estructura y estratificación del suelo
- La presencia de fisuras u oquedades

De diversos estudios se ha observado que k varía con respec- to a la relación de vacíos en la forma siguiente:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{(e_1)^2}{(e_2)^2} \quad (11.4) \text{ (ref.1)}$$

Esto significa que si la relación de vacíos de un suelo se re- duce a la mitad, la permeabilidad se reduce a la cuarta parte. Así, podemos decir que la compacidad de un suelo tiene un pa- pel importante en el flujo de agua.

En lo referente a la temperatura, si los demás factores se man tienen constantes, tendremos:

$$\frac{k_1}{k_2} = \frac{\nu_2}{\nu_1} \quad (\text{ref.5})$$

Donde ν es la viscosidad cinemática del agua y es función de su temperatura.

Con el fin de comparar con facilidad los resultados, éstos se - refieren a una temperatura de 20 C para la cual:

$$\nu_{20} = 10.3 \times 10^{-6} \text{ gr}\cdot\text{seg}/\text{cm}^2$$

Así:
$$k_{20} = k_T \frac{v_T}{v_{20}}$$

Donde k_T y v_T son los coeficientes de permeabilidad y viscosidad de la prueba a una temperatura T.

Para poner en relieve la influencia de la estructura, podemos decir que un suelo en estado inalterado y un suelo remoldeado suelen tener permeabilidades diferentes y aún cuando la relación de vacíos sea idéntica en ambos casos. Esto se debe a - que en el remoldeo quedan libres partículas que el agua reacomoda tapando los conductos capilares.

Por otro lado, es necesario determinar los coeficientes de -- permeabilidad, tanto en sentido normal como paralelo a los -- planos de estratificación, con lo cual se podrá calcular el - coeficiente medio para una combinación de estratos.

La vegetación, ciclos de humedecimiento y secado, heladas y - otros factores pueden cambiar un material impermeable en poroso, alterando sus propiedades hidráulicas.

Los métodos que existen para la determinación de k se divi-- den en directos, llamados así por ser ese su propósito funda-- mental, y en indirectos por ser pruebas que tienen otro obje-- tivo final.

Directos

- a) Permeámetro de carga constante
- b) Permeámetro de carga variable
- c) Prueba directa de los suelos en el lugar

Indirectos

- a) A partir de la curva granulométrica

- b) A partir de la prueba de consolidación
- c) Prueba horizontal de capilaridad

Estos métodos pueden ser consultados en la referencia 5.

Mencionaremos únicamente el relacionado con la prueba de consolidación, para lo cual debemos introducir el coeficiente de consolidación que es directamente proporcional a k :

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$$

C_v = Coeficiente de consolidación cm^2/seg

m_v = Coeficiente de variación volumétrica cm^2/Kg

γ_w = Peso específico del agua Kg/cm^3

La Figura II.1 (ref.1) contiene una gráfica que presenta esquemáticamente la ecuación anterior para diversos valores de los parámetros.

La Fig. II-1' (ref.5) nos muestra un resumen debido A. Casagrande y R.E. Fadum donde se relacionan el coeficiente de permeabilidad, tipos de suelo y prueba aplicable a cada caso.

II.3. - COMPRESIBILIDAD

La deformación y disminución de volumen que ocurre en una masa de suelo bajo un incremento de carga depende de varios factores como son:

- a) Estado natural de esfuerzos
- b) Tipo de estructura interna (esqueleto)
- c) Fuerzas intergranulares de cohesión o cementación
- d) Forma y dimensiones de las partículas
- e) Densidad natural del suelo
- f) Grado de saturación

g) Permeabilidad

Lo anterior se comprende mejor si consideramos al suelo como una estructura de partículas sólidas unidas por materiales cementantes, la cual tiene vacíos o cavidades con aire, --- agua o una combinación de ambos. Si la muestra es sometida a un incremento de esfuerzo sufrirá una deformación además de una reducción de volumen, debido al desplazamiento relativo entre partículas y a la expulsión de agua. Si tomamos como válido que la reducción de volumen del agua y sólidos es tan pequeña que se puede omitir, podemos decir que la compresibilidad de un material es función de la facilidad con que las partículas pueden cambiar de posición, así como del tipo y rigidez del suelo, lo cual engloba los factores antes mencionados; todos ellos se verán a lo largo del tema.

Por otro lado, el período en que se presenta la deformación puede ser a corto o a largo plazo, o bien, ambas. La deformación a corto plazo es de tipo elastoplástico, presentándose de inmediato al aplicar la carga por lo que se denomina deformación o asentamiento elastoplástico inmediato. A largo plazo la deformación consta de dos fases o etapas, consolidación primaria y consolidación secundaria; la primera ocurre en suelos finos de permeabilidad reducida en los que el tiempo de asentamiento depende de la facilidad con que se expulsa el agua que contienen; la segunda se presenta en suelos donde, aún después de realizarse el proceso primario. éstos continúan deformándose en forma similar a un cuerpo viscoso. El proceso secundario puede prolongarse durante muchos años.

Así, la expresión general será:

$$\Delta H_T = \Delta H_E + \Delta H_P + \Delta H_S$$

$$\Delta H_T = \text{Asentamiento total}$$

ΔH_E = Asentamiento elasto-plástico a corto plazo

ΔH_P = Asentamiento por consolidación primaria

ΔH_S = Asentamiento por consolidación secundaria.

En base a las características del suelo, naturales o adquiridas, uno o dos asentamientos predominan sobre los restantes. En suelos granulares, como arenas o gravas, el asentamiento elasto-plástico es el de mayor importancia siendo despreciables, generalmente, los demás:

$$\Delta H_T \doteq \Delta H_E$$

En suelos arcillosos inorgánicos saturados, el orden de importancia es: consolidación primaria y deformación elasto-plástica. Sin embargo, esta última es de magnitud reducida-comparativamente a la consolidación primaria, por lo que:

$$\Delta H_T = \Delta H_P + \Delta H_E \doteq \Delta H_P$$

En caso de arcillas muy blandas, suelos orgánicos, micáceos o turba se contemplan las tres deformaciones pero, al igual que en el caso anterior, la elasto-plástica es relativamente menor a la consolidación primaria y secundaria:

$$\Delta H_T \doteq \Delta H_P + \Delta H_S$$

(En esta última descripción se encuentran las arcillas del Valle de México). Adicionalmente, en rocas la deformación elasto-plástica es la que predomina, exceptuando aquellas fracturadas o con grietas rellenas de arcillas.

Estas deformaciones pueden valerse de modo aproximado utilizando las teorías existentes, las cuales se basan en hipótesis simplificadoras que no corresponden exactamente a la realidad pero que, sin embargo, nos dan una idea del orden de magnitud de los desplazamientos.

En el caso de rocas, donde es imposible trabajar con muestras suficientemente grandes que representen su estructura o defectos geológicos, la evaluación se hace a partir de pruebas in-situ.

II.3.1 - ASENTAMIENTO A CORTO PLAZO

Denominado así por presentarse en forma casi inmediata a la aplicación de la carga, es de importancia en suelos gruesos donde aproximadamente el 30 % de la deformación se presenta en un lapso de tiempo corto; caso contrario es el de suelos finos donde la deformación ocurre lentamente debido a que el agua intersticial tiene dificultad para fluir, lo que ocasiona que el asentamiento elasto-plástico a corto plazo sea relativamente menor a los asentamientos por consolidación primaria y secundaria.

Así, esta parte será enfocada principalmente a suelos gruesos, pero no debe perderse de vista que también se presenta en suelos finos donde su importancia relativa es menor.

Para comprender mejor el fenómeno observemos la figura II-2 (Ref. 6), donde después de someter el espécimen a una carga cualquiera, no toda la deformación se recobra al ser retirada. Ocurre que las partículas se deforman más o menos elásticamente, pues aun cuando pudiera parecer que un grano sólido es extremadamente rígido, pequeños cambios de esfuerzo en la masa producen aplastamientos locales en los puntos de contacto -- donde los esfuerzos son mucho más altos que el promedio en la masa. Tanto la distorsión como el aplastamiento producen ligeras traslaciones y rotaciones de los granos, aumentando el tamaño de unos poros y reduciendo el de otros; esto sucede en arenas sujetas a bajos niveles de esfuerzo. En el caso de niveles más altos, a la deformación en la masa de arena se añaden

dirá la colaboración de las partículas individuales y sus posibles rupturas, sobre todo en los puntos de contacto.

Las deformaciones debidas a deslizamientos y giros no son recuperables, como tampoco lo son las debidas a rompimientos de partículas; caso contrario son los aplastamientos de las partículas individuales, que por lo general pueden considerarse de tipo elástico.

Para arenas sueltas con grandes poros y pocos puntos de contacto, las deformaciones son grandes y su recuperación a la descarga es menor que en suelos compactos.

Podemos decir que se presentan tanto deformaciones elásticas como plásticas, cuya importancia está en función del nivel de esfuerzos. En caso de esfuerzos pequeños, las partículas no sufren desplazamiento relativo importante, por lo que el comportamiento predominante se podría considerar elástico. Para esfuerzos más altos las partículas sufren rupturas y desplazamientos no recuperables aún después de retirar la carga, siendo un fenómeno plástico que se presenta instantáneamente y al mismo tiempo que la deformación elástica.

En el caso de arenas finas, si los vacíos están saturados o la masa en compresión es de gran magnitud, la deformación volumétrica "instantánea" sufrirá un retardo hidrodinámico ocasionado por la dificultad que encuentra el agua para fluir. Este efecto es de menor importancia conforme el tamaño de los granos aumenta.

De lo anterior podemos decir que sólo tiene sentido hablar de asentamientos elásticos, sin cometer un error grave, en el caso de esfuerzos pequeños; por otro lado, para esfuerzos elevados, las deformaciones serán de tipo elasto-plástico aún a corto plazo.

$$\Delta H = \Delta H_{e1} + \Delta H_{p1}$$

La teoría nos muestra que la magnitud del fenómeno depende de la relación de Poisson y del módulo elástico, o en su defecto del módulo elasto-plástico; este último se ha definido como la pendiente de la curva esfuerzo-deformación y, como puede observarse en la figura II-2 para especímenes con igual confinamiento, es prácticamente constante en un principio pero decrece a medida que el esfuerzo cortante aumenta, teniendo valores sensiblemente menores en el caso de arenas sueltas. El valor que puede adquirir este módulo elasto-plástico depende del confinamiento a que está sujeta la masa de suelo, puesto que para un esfuerzo cortante dado, el valor de E_{ep} varía progresivamente conforme aumenta el esfuerzo confinante. Esto puede comprenderse mejor si observamos la figura II-3 (ref.5) donde aparecen algunos casos para diversos estados de confinamiento.

Considerando que el asentamiento se debe por un lado a una reducción de volumen y por otro lado a deformaciones laterales, en suelos friccionantes el asentamiento debido al segundo efecto puede ser mucho mayor que el provocado por el primero (ref.7). De aquí se ve la importancia del confinamiento en estos suelos.

Como decíamos, el valor de E_{ep} aumenta conforme lo hace el esfuerzo de confinamiento para un esfuerzo cortante dado. Así mismo, el módulo de Poisson (μ) no es constante; para el intervalo de esfuerzos que se presenta en obras de ingeniería, su valor oscila entre 0.25 y 0.43 (ref.1). Este módulo también puede determinarse en ensayos, utilizando la estructura del suelo al nivel de esfuerzo que se presentará en el problema real. En la Tabla II-2 se proporcionan algunos valores de (μ) para diferentes suelos.

Diversas pruebas han demostrado que el módulo de deformación instantánea elasto-plástica E_{ep} puede expresarse como función del esfuerzo confinante (σ_c) de acuerdo a:

$$E_{ep} = \frac{(\sigma_c)^n}{C_0} \quad (\text{Ref. 1})$$

La Tabla II.1 (ref.1), nos muestra valores de C_o y n para diversos estados de compactación en suelos granulares.

T A B L A II.1

Compactación	D_r	($C_o \times 10^{-3}$)	n
Muy suelto	0.2	10	0.65
Suelto	0.2-0.4	10-6.0	0.65-0.60
Semicompacto	0.4-0.6	6.0-3.0	0.60-0.50
Compacto	0.6-0.8	3.0-2.0	0.50-0.45
Muy compacto	>0.8	<2.0	0.45

D_r es la compactación relativa expresada como:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e_{\text{nat}}}{e_{\max} - e_{\min}}$$

e_{\max} . - relación de vacíos máxima

e_{nat} . - relación de vacíos natural

e_{\min} . - relación de vacíos mínima

Por otro lado, en cuanto al esfuerzo confinante, podemos decir que para un depósito natural sujeto a un esfuerzo efectivo vertical $\bar{\sigma}_z$ y a un esfuerzo efectivo horizontal $\bar{\sigma}_h$, el esfuerzo confinante puede considerarse como:

$$\sigma_c = \frac{1}{3} (\bar{\sigma}_z + 2\bar{\sigma}_h)$$

$$\sigma_c = \frac{(1 + 2K_0)}{3} \bar{\sigma}_z$$

Donde $K_0 = \bar{\sigma}_h / \bar{\sigma}_z$ es conocido como la relación entre esfuerzos efectivos o coeficiente de presión de tierras en reposo. En la Tabla II-2 se proporcionan valores de este coeficiente.

TABLA II-2

Sedimento	Compresibilidad	μ	K_0
Limos y arcillas lacustres	Muy alta	0.43 a 0.35	0.75-0.54
Limos y arcillas, arenas limosas lacustres, suelos residuales, ceniza volcánica suelta.	Alta	0.35 a 0.30	0.54-0.43
Limos y arcillas compactas, sedimentos eólicos finos. Suelos residuales y sedimentos volcánicos semcompactos. Suelos aluviales finos.	Media	0.30 a 0.25	0.43-0.33
Arena, limos compactos suelos aluviales. Sedimentos compactos bien graduados.	Baja	0.25	0.33
Arenas y gravas. Sedimentos aluviales compactados, cementados y bien graduados.	Muy baja	0.25	0.33

Steinbrenner resolvió el problema de asentamientos elásticos - bajo la esquina de una superficie rectangular flexible, en base a la expresión:

$$\Delta H_E = \frac{\rho}{E} (1 - \mu^2) \left[L \cdot \ln \frac{B + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{L^2 + Z^2}}{L (B + \sqrt{L^2 + B^2 + Z^2})} + \right. \\ \left. + B \ln \frac{L + \sqrt{L^2 + B^2} \sqrt{B^2 + Z^2}}{B (L + \sqrt{L^2 + B^2 + Z^2})} \right] + \\ + \frac{\rho}{2\pi E} (1 - \mu - 2\mu^2) Z \cdot \text{ang tan} \frac{L \cdot B}{Z \sqrt{L^2 + B^2 + Z^2}}$$

donde:

- Z . - profundidad en el suelo
- B . - Ancho del cimiento
- L . - Longitud del cimiento
- ρ . - Presión aplicada
- E . - Módulo de elasticidad
- μ . - Relación de Poisson

Simplificando:

$$\Delta H_E = \rho \frac{B}{E} \left[(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right] = \rho \frac{B}{E} F_{\mu}$$

F_1, F_2 . - Funciones de Z/B y L/B , según la gráfica propuesta en la figura II.4 (ref. 5).

F_{μ} . - Factor para el caso particular de $\mu = 1/3$ y cuya gráfica aparece en la parte inferior de la misma figura.

ΔH_E . - Representa el asentamiento elástico entre la superficie y la profundidad Z.

Si existe una serie de estratos con horizontes inferiores Z_1 , Z_2 , Z_3 , etc., y módulos de elasticidad diferentes, el asentamiento elástico total será dado por la suma de los parciales. El procedimiento no toma en cuenta el efecto de las distintas rigideces en la distribución de esfuerzos.

La fórmula de Steinbrenner se puede utilizar en la práctica - para valuar deformaciones en arenas, introduciendo el módulo-elasto-plástico del suelo (E_{ep}). Desde luego, el análisis se rá hecho por fajas de suelo aun y cuando se trate del mismo - material; en cada faja se utilizará el E_{ep} correspondiente al estado de esfuerzos medio, (ver fig. 11.4')

Los casos de áreas circulares son poco frecuentes por lo que sólo mencionaremos que en la referencia 5 aparecen comenta--- rios y deducciones para el cálculo de asentamientos elásticos en este tipo de cimientos.

Para finalizar diremos que este tipo de asentamiento , debido a la rapidez con que ocurre, es frecuente que se presente du--- rante el tiempo de construcción sin que aparezcan movimientos posteriores de importancia.

II.3.2. - ASENTAMIENTO A LARGO PLAZO

Como vimos, este asentamiento consta de dos fases: por consoli--- dación primaria y consolidación secundaria.

En un principio se comentará sobre la consolidación primaria, - mencionando algunos de los conceptos más importantes sobre la- teoría de Terzaghi para este efecto, y la cual, por ser suma--- mente conocida, no trataremos ampliamente; a continuación de - ello veremos la ecuación completa de consolidación, la cual--- toma en cuenta tanto la primaria como la secundaria y que es- propuesta por el Dr. L. Zeevaert.

Ya mencionamos que en suelos gruesos el fenómeno de mayor im- portancia ocurre a corto plazo. Dependiendo del nivel de es-- fuerzos, la fractura de los sólidos, principalmente en los pun

tos en contacto, también puede presentarse a corto plazo y será otro de los factores de compresión; este último efecto al igual que los giros y desplazamientos no es reversible y es parcialmente responsable de que a la descompresión no se recupere la estructura original. La deformación a largo plazo en estos suelos es relativamente de menor importancia.

En el caso de suelos finos la deformación más importante es la que ocurre a largo plazo, sin embargo, también se presenta la deformación que pudiéramos llamar "instantánea", la cual es comparativamente menor. Ambas se comentan a continuación.

La deformación inicial depende principalmente del grado de saturación; si es un suelo saturado es prácticamente nula, --- puesto que el esfuerzo aplicado es transmitido al agua; conforme disminuye el grado de saturación, la deformación "instantánea" será de mayor magnitud debido a la compresión del aire que hay en los poros del suelo y al reacomodo de la fase sólida. Como los sedimentos finos presentan generalmente un grado de saturación elevado en estado natural, la deformación inicial es pequeña por las razones antes expuestas.

La deformación instantánea también se puede presentar en suelos con fisuras, en donde el flujo de agua ocurre primeramente a lo largo de estas discontinuidades.

Es importante mencionar que la respuesta elástica en estos suelos se debe a la repulsión eléctrica entre partículas que tienen carga semejantes, presentándose al retirar el esfuerzo --- aplicado. Asimismo, existirá una cierta deformación plástica no recuperable al existir ligeros desplazamientos de partículas.

Como decíamos, la carga que se aplica a finos saturados es soportada inicialmente por el agua y no se transmite a la estructura sólida del suelo. Por otro lado, al tener una permeabilidad tan baja y no permitir una rápida expulsión del agua, el esfuer

zo neutro se disipa muy lentamente, siendo necesario que transcurra algún tiempo antes de que la estructura sólida resienta los efectos de la carga. Por lo anterior, podemos decir que en suelos finos la deformación ocurre a largo plazo y está en función del tiempo.

Lo anterior se observa claramente en la figura II-5 (ref.1), donde se muestran las curvas de consolidación cualitativas de 3 materiales sujetos a un incremento de esfuerzos sostenido. Podemos comprobar que para suelos gruesos (en este caso relativamente por tratarse de arena fina), la deformación más importante ocurre en un período de tiempo corto, no sucediendo lo mismo en suelos finos (limo y arcilla), donde podemos constatar que la deformación está en función del tiempo.

II.3. 2a. CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Las variaciones de volumen que presentará una masa de suelo bajo una carga o descarga determinada se estudia a partir de pruebas de consolidación sobre muestras inalteradas y representativas del estrato. - Esto se hace por medio de un dispositivo denominado consolidómetro, - donde la muestra es sujeta a incrementos de esfuerzo y posteriormente a una descarga total. (Los detalles de la prueba aparecen en la ref. 5). Para cada incremento de carga se determina la deformación del espécimen y su variación con el tiempo; si graficamos estos dos últimos, obtendremos las curvas de consolidación correspondientes a cada uno de los incrementos de carga. La curva de compresibilidad - no es sino un reporte de todos esos incrementos y sus correspondientes deformaciones expresadas en relación de vacíos.

La figura II.6 (refs. 1 y 6) nos muestra una curva de compresibilidad en escala aritmética, siendo una de sus características la concavidad hacia arriba, lo cual indica una proporcionalidad decreciente de la compresión con el incremento de esfuerzos. Si al llegar la deformación al punto B la carga (σ_c) es removida en decrementos, se obtiene la curva de descompresión que es casi horizontal cerca de B. Si aplicamos esfuerzos

nuevamente, la recompresión del suelo sigue una curva cóncava hacia abajo hasta cerca de σ_c ; a partir de este punto se inicia una reducción más rápida de la relación de vacíos hasta que la curva casi se une a la original. Esta curva original recibe el nombre de curva virgen.

Es de notarse que en este caso la mayor parte de la deformación no es un proceso reversible, permaneciendo aun y cuando los esfuerzos que la produjeron hayan desaparecido. La pequeña respuesta que da el material al ser descargado se debe a los factores antes mencionados.

A la pendiente de la curva de compresibilidad se le denomina coeficiente de compresibilidad, definido por:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

Ya que durante la prueba de consolidación el espécimen está restringido de movimiento lateral, la deformación vertical es igual a la deformación volumétrica.

$$\Delta e_v = \frac{\Delta H}{2H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

e_v . - deformación unitaria vertical

ΔH . - deformación que se presenta bajo el esfuerzo

$2H$. - espesor de la muestra

e_0 . - relación de vacíos

La pendiente de la curva, si se refiriera en forma esfuerzo-deformación unitaria, se denominaría coeficiente de variación volumétrica, definido por:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma}$$

Por lo que:

$$a_v = m_v (1 + e_0)$$

Tanto m_v como a_v no son constantes, sino que disminuye conforme aumenta el esfuerzo, quedando su variación influida también por la historia de esfuerzos a que haya estado sujeto el material.

Si la curva de compresibilidad se dibuja en papel semilogarítmico, la "curva virgen" viene a ser una línea recta en su mayor parte, ver figura 11.7 (ref. 7). Esta presentación semilogarítmica es la forma en que normalmente se grafican los datos de la compresión del suelo facilitando la interpretación.

La ecuación de la porción recta de la curva es:

$$\Delta e = -C_c \log_{10} \frac{\bar{\sigma}_0 + \Delta \bar{\sigma}}{\bar{\sigma}_0}$$

C_c . - pendiente de la curva virgen en papel semilogarítmico -- (índice de compresibilidad).

Como se muestra en la misma figura, bajo procesos de carga y descarga las curvas subsecuentes a la primera no alcanzan el tramo virgen original que debiera presentarse in situ, sino -- que están ligeramente desfasadas bajo él. Este desplazamiento se debe probablemente a la alteración de un pequeño porcentaje de los vacíos estructurales durante los ciclos de carga y expansión a que es sometida la muestra desde su extracción --- (ref. 5).

En el tramo de recompresión se están aplicando a la muestra esfuerzos que ésta ha soportado con anterioridad (tramo A' por ejemplo), mientras que el tramo virgen (como el B') resulta al aplicar presiones nunca antes soportadas. Es notorio que en el tramo de recompresión el suelo es menos compresible.

De las ideas anteriores se deduce que en una zona cercana al quiebre o transición del tramo de recompresión al virgen debe estar la máxima presión que ha soportado el suelo en su his

toria geológica. Esta carga se denomina "carga de preconsolidación", importante para el estudio de compresibilidad.

Como la transición entre los 2 tramos es gradual y no es posible determinar a simple vista este punto de cambio, A. Casagrande propuso el siguiente método, de acuerdo con la figura 11.8 (ref. 1).

1. - Encontrar aproximadamente el punto de máxima curvatura A.
2. - Trazar la tangente al punto A
3. - Trazar la horizontal que pase por A
4. - Encontrar la bisectriz entre las 2 anteriores
5. - Prolongar el tramo virgen hasta cortar la bisectriz en B.
6. - Referir al eje horizontal el punto B.

Como ilustración observemos la figura 11.9 (ref.1), en donde el esfuerzo efectivo vertical en un estrato arcilloso es σ_v y su relación de vacíos es e_0 ; bajo estas condiciones, si aplicamos un incremento de esfuerzo, la compresión puede presentarse de 2 formas:

A) Si el material es normalmente consolidado, la compresión seguirá la curva A, continuación del tramo virgen en un proceso natural de compresión, siendo (σ_v) la máxima carga soportada hasta ese momento.

En suelos de plasticidad baja a moderada, incluyendo arcillas, limos y limos orgánicos y micáceos con índice de plasticidad hasta 30, la mayor parte de la curva es aproximadamente una línea recta cuando están normalmente consolidados, por lo que Terzaghi y Peck han obtenido una expresión para la compresibilidad de las arcillas en base al trabajo de Skempton, siendo ésta:

$$C_c = 0.009(LL - 10)$$

Las arcillas de este tipo se identifican a menudo por su contenido de agua que generalmente está cerca del límite líquido.

(ref. 6.)

B) La compresión seguirá la curva B, siendo un material -preconsolidado o cementado, el cual ha adquirido mayor resistencia debido a uno de los siguientes procesos:

1. - Endurecimiento físico-químico debido a minerales arcillosos o cualquier otro cementante.

2. - Debido a la aplicación de altos esfuerzos efectivos en el pasado.

a) Por el gran peso de los sedimentos depositados sobre él y removidos por erosión.

b) Abatimiento del nivel freático, restablecido en el presente.

c) Debido al fenómeno de tensión capilar en cierto periodo de su formación.

Las arcillas preconsolidadas se pueden identificar por su contenido de agua, muy inferior al límite líquido y más aún al límite plástico si el suelo es excesivamente preconsolidado (en particular si la causa es desecación). Para cargas mayores a la de preconsolidación, el índice de compresibilidad (C_c) se halla empleando la misma relación que para las arcillas normalmente consolidadas. (ref. 6)

Para decir que el efecto es importante basta observar que el material preconsolidado es menos compresible en el tramo ($\sigma_0 - \sigma_b$); en otras palabras, para obtener un mismo valor de e_b , será necesario aplicar una mayor carga en el suelo preconsolidado que en un suelo normalmente consolidado, aumentando su velo

cidad de asentamiento al exceder los esfuerzos producidos por la carga de preconsolidación.

En arcillas con minerales que proporcionan una gran actividad físico-química, a una presión vertical sostenida se presenta el fenómeno de endurecimiento, el cual consiste que a una relación de vacíos aproximadamente constante aumenta la rigidez del suelo. Este aumento de rigidez dependerá del tiempo que haya actuado el esfuerzo vertical, geológicamente hablado. Ver figura II.10 (ref.1). El fenómeno ocasiona que no se defina una recta en el tramo virgen, lo que hace necesario seguir un procedimiento diferente al de Casa grande para determinar lo que Zeevaert denomina "esfuerzo crítico", y el cual es un concepto análogo al de carga de preconsolidación. Para hallar el esfuerzo crítico se deben continuar las 2 ramas de la curva de compresibilidad, determinándose éste en la intersección.

II.3. 2b. TEORIA DE CONSOLIDACION PRIMARIA

Pasaremos a continuación a comentar la teoría de consolidación primaria debida a Terzaghi, y la cual por ser ampliamente conocida no será motivo de un extenso tratamiento. Esta teoría supone al suelo como una estructura sólida rodeada por agua absorbida (de comportamiento altamente viscoso) y el agua gravitacional que la satura. En un principio, al aplicar el incremento de carga, el agua tomará la totalidad del esfuerzo y la parte sólida no sufrirá alteración alguna; conforme pasa el tiempo, el agua intersticial es expulsada y el esfuerzo efectivo progresa hasta que finalmente la estructura sólida recibe toda la carga.

Así es como el agua atrapada en los poros retarda la compresión por un fenómeno exclusivamente hidrodinámico, siendo entonces la deformación una función del tiempo. Durante este proceso se presenta un gran porcentaje de la deformación elasto-plástica, al transmitirse paulatinamente el esfuerzo a la estructura sólida.

Ahora bien, después de haberse verificado el proceso hidrodinámico se hace notorio el fenómeno de viscosidad intergranular; este efecto plasto-viscoso que se observa, se debe principalmente al desplazamiento de los granos entre sí buscando posiciones más estables. A la deformación debida al fenómeno de viscosidad intergranular se le denomina consolidación secundaria y es la que trataremos en el inciso siguiente.

Volviendo a la teoría de Terzaghi, ésta explica exclusivamente la primera parte del proceso, es decir, el fenómeno hidrodinámico que se presenta al expulsar el agua gravitacional y no considera la viscosidad intergranular.

Las hipótesis en que se basa son las siguientes:

- a) La masa de suelo está saturada, es homogénea e isotrópica.
- b) El agua y los sólidos son incompresibles.
- c) El agua expulsada es el agua gravitacional y es válida la ley de Darcy.
- d) El cambio en la relación de vacíos se aproxima a un valor finito al terminar el proceso de consolidación.
- e) Las propiedades mecánicas esfuerzo-deformación están relacionadas únicamente con la elasticidad y plasticidad, por tanto, después del proceso de consolidación se alcanza el equilibrio elasto-plástico.

Bajo estas condiciones, el porcentaje de consolidación para un estrato confinado lateralmente es:

$$U\% = 100 \left\{ 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{8}{(2m+1)^2 \pi^2} e^{-(2m+1)^2 \pi^2 / 4 (T_v)} \right\} \quad (11.5)$$

$$U = f(T_v)$$

(En campo, un estrato puede considerarse confinado lateralmente cuando: su espesor es pequeño comparado con el área cargada; el depósito es muy compresible en dirección vertical y muy estratificado en la horizontal, principalmente por grava, arena o materiales más rígidos que no permiten desplazamiento lateral; -- también puede ser el caso de un estrato de espesor importante - pero que contiene numerosas capas de arena).

T_v . - Factor tiempo de consolidación primaria

Para un estrato impermeable con superficies de drenaje superior e inferior, el factor tiempo se define por:

$$T_v = \frac{C_v}{H^2} t$$

C_v . - Coeficiente de consolidación

H . - Longitud de drenaje

La figura 11. 11 (ref. 1) nos proporciona los valores de $U = f(T_v) \rightarrow T_v$, la cual tiende a ser asintótica después de $T_v = 1$.

Como vimos, el coeficiente de compresibilidad volumétrica se define por:

$$m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{\Delta e}{(1+e_0)\Delta \sigma} = \frac{\delta}{2H \cdot \Delta \delta}$$

$2H$. - Espesor total de la muestra

por lo que, para el proceso de consolidación, la deformación - en cualquier instante será:

$$\delta = m_v \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot 2H \cdot U\%$$

δ . - Deformación en cualquier instante de consolidación primaria. Después del proceso de consolidación $U\% \rightarrow 1$, por lo que la deformación última será:

$$\delta_0 = m_v \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot 2H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} 2H$$

siempre para un suelo prácticamente restringido de deformación lateral.

Considerando dos estratos del mismo material e idénticas condiciones de drenaje, para el mismo grado de consolidación:

$$\frac{C_{v1}}{C_{v2}} = \frac{t_2}{t_1} = \frac{(H_1)^2}{(H_2)^2}$$

para el mismo coeficiente de consolidación, en las condiciones anteriores:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{(H_1)^2}{(H_2)^2}$$

Como vimos en el tema correspondiente, el coeficiente de consolidación puede expresarse como:

$$C_v = \frac{k}{m_v \cdot \gamma_w}$$

Sin embargo, la determinación de k es difícil en materiales finos, por lo cual C_v se define como:

$$C_v = \frac{T_v}{t} H^2 \quad (11.6)$$

a partir de la curva de consolidación, como la mostrada en la figura II.12 (ref. 1), donde:

$$U = 50\% \quad ; \quad T_v = 0.197 \quad y$$

$$C_v = \frac{0.197}{t_{50}} H^2$$

siendo $2H$ el espesor de la pastilla de suelo introducida en el consolidómetro.

11.3. 2c. CONSOLIDACION PRIMARIA Y CONSOLIDACION SECUNDARIA - PARA SUELOS SATURADOS EN BASE A MODELOS REOLOGICOS.

Ecuación completa de consolidación.

Como decíamos en el inciso anterior, la consolidación primaria es un proceso hidrodinámico de expulsión de agua donde los sólidos toman gradualmente los esfuerzos efectivos y se presenta un gran porcentaje de la deformación elastoplástica. A continuación de este proceso sigue el de viscosidad intergranular, donde el cambio de volumen continúa después de alcanzar un alto grado de consolidación; durante él, se verifican fenómenos de deformación visco-plástica cuya magnitud decrece con el tiempo, motivando finalmente la solidificación del material. Al fenómeno que se presenta después del proceso hidrodinámico se le denomina consolidación secundaria y es de importancia en suelos finos o muy finos de baja permeabilidad (como son arcillas, arcillas limosas y limos arcillosos) y que presentan alta viscosidad en la periferia de sus partículas.

Para comprender mejor lo antes descrito supongamos un suelo depositado en aguas tranquilas conteniendo una gran variedad de granos, desde arena muy fina, limo, minerales arcillosos, coloides orgánicos, conchas y diatomeas; durante su sedimentación tiene lugar la floculación por acción electrofítica de los minerales arcillosos, conchas y diatomeas sobre el limo y arena muy fina, aglomerándose y formando partículas más grandes. Todo esto constituye el esqueleto sólido del suelo capaz de transmitir esfuerzos efectivos; los huecos de este esqueleto son llamados poros S.S., mayores que los dejados por-

la aglomeración de arcillas y coloides denominados V.P. y presentados esquemáticamente en la figura 11.13 (ref.1).

Durante la aplicación de la carga, la presión del agua en los poros V.P. es igual o mayor que en los poros S.S., por lo tanto el agua fluye de los V.P. a los S.S. y de ahí a las superficies de drenaje. Así, podemos decir que el suelo está formado por dos estructuras básicas: la parte tomada por partículas relativamente grandes (tamaño similar al limo), representando el comportamiento elastoplástico, y la parte formada por la aglomeración de arcillas y coloides que exhiben una viscosidad intergranular importante. Añadiremos que el cambio de volumen en los poros V.P. se inicia al aplicar el incremento de esfuerzo, sin embargo, se hace más notorio en la fase secundaria de consolidación, donde los desplazamientos relativos entre partículas son de mayor importancia además de que se presentan fracturas en las ligaduras entre granos y hasta ruptura de las partículas mismas.

Es por esto que la presión en el agua, al terminar teóricamente la fase primaria, no es totalmente nula, sino que aún en el proceso secundario continúa un flujo que provoca la disminución de volumen.

Para poder traducir lo anterior a un lenguaje matemático es necesario hacer uso de modelos reológicos, por lo que primeramente se tratará la fase correspondiente a la expulsión del agua gravitacional, donde se presenta la mayor parte de la deformación elastoplástica.

Para un líquido newtoniano perfecto:

$$\frac{\partial}{\partial t} (\Delta \epsilon_n) = f_a \cdot \Delta \sigma_n$$

ϵ_n = deformación unitaria
 ϕ_a = fluidez
 $\Delta\sigma_n$ = incremento de esfuerzo

Es decir, la deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado y la constante de proporcionalidad es la medida de la fluidez (recíproco de la viscosidad), considerada como un valor fijo durante la deformación bajo carga sostenida.

Entonces:

$$\Delta\epsilon_n = \phi_a \int_0^t \Delta\sigma_n \cdot dt \quad ; \quad \Delta\epsilon_n = \phi_a \cdot \Delta\sigma_n \cdot t$$

que representa al fenómeno de viscosidad lineal.

Supongamos ahora una unidad denominada Kelvin, representando la parte elástica del suelo (unidad Hooke), y la parte líquida (unidad Newton), ambas en paralelo como lo muestra la figura - II.14 .A.(ref.1).

En estas condiciones:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_{II} + \Delta\sigma_n \quad \vee \quad \Delta\epsilon = \Delta\epsilon_{II} = \Delta\epsilon_n \quad (II.7.)$$

Como sabemos, la unidad elástica se deformará proporcionalmente al esfuerzo transmitido según su módulo de elasticidad:

$$\Delta\epsilon_{II} = \alpha_e \cdot \Delta\sigma_{II} \quad \quad \quad -\frac{\partial}{\partial t} \Delta\epsilon_n = \phi_a \cdot \Delta\sigma_n$$

α_e = módulo de elasticidad

ϕ_a = fluidez del agua gravitacional tomada como constante.

Sustituyendo la suma de esfuerzos en (II. 7):

$$\Delta\sigma = \frac{\Delta\varepsilon}{\alpha_e} + \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \Delta\varepsilon$$

la solución a esta ecuación diferencial es:

$$\Delta\varepsilon = e^{-(\phi_a/\alpha_e)t} \cdot \phi_a \int e^{(\phi_a/\alpha_e)t} \cdot \Delta\sigma \cdot dt + C \quad (II.8)$$

Si consideramos que $\Delta\sigma$ es constante y $\Delta\varepsilon=0$ para $t=0$ e integrando.

$$\Delta\varepsilon = \alpha_e \left[1 - e^{-(\phi_a/\alpha_e)t} \right] \Delta\sigma$$

Lo anterior significa que la unidad elástica no se deformará de inmediato sino gradualmente al permitirlo la parte líquida, de tal forma que después de un largo tiempo la deformación -- elástica será alcanzada. Esto representa el fenómeno hidrodinámico de expulsión de agua gravitacional, donde gradualmente la estructura sólida va tomando el esfuerzo aplicado.

Ahora, al remover la carga, la respuesta elástica también se presentará como una función del tiempo, según lo muestra la curva A en la Figura II.14 (ref. 1).

Si sustituimos la unidad elástica por una unidad elasto-plástica (denominada St. Venant), capaz de tomar un incremento de esfuerzo, el comportamiento de esta nueva unidad Kelvin será el mismo, excepto que el módulo de elasticidad α_e será cambiado por un módulo elasto-plástico, representando el comportamiento correspondiente:

$$\Delta\varepsilon_{ep} = \alpha_{ep} \left[1 - e^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t} \right] \Delta\sigma$$

Así, al retirar la carga, únicamente la respuesta elástica es retardada por la fluidez lineal como lo muestra la curva B.

Si suponemos al suelo como un gran número de unidades Kelvin-

elasto-plásticas, la deformación será:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \Delta \sigma \left[\Sigma \alpha_n (1 - e^{-(\phi_a/\alpha_n)t}) \right]$$

Si llamamos $\Sigma \alpha_{ep} = \alpha_{ep}$ el módulo promedio de deformación elasto-plástica:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[1 - \Sigma \frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} e^{-(\phi_a/\alpha_n)t} \right] \quad (11.9)$$

Observando esta expresión, cuando $t \rightarrow \infty$ la deformación total al completarse el proceso es:

$$\Delta \epsilon_{ep} = \alpha_{ep} \cdot \Delta \sigma \quad (11.10)$$

De aquí, lo encerrado entre corchetes puede compararse al grado de consolidación en la teoría de Terzaghi.

Igualando términos semejantes de las ecuaciones (11.5) y (11.9)

$$\frac{\phi_a \cdot t}{\alpha_n} = (2m + 1)^2 \cdot \frac{\pi^2}{4} T_v$$

$$\frac{\alpha_n}{\alpha_{ep}} = \frac{8}{(2m + 1)^2 \pi^2}$$

en donde:

$$\frac{t_a}{\alpha_{ep}} = \frac{2T_v}{t} \quad \text{ó sustituyendo (11.6) en esta última}$$

$$\frac{\phi_a}{\alpha_{ep}} = \frac{2C_v}{H^2}$$

Si $\alpha_{ep} = m_{ep}$ (coeficiente de compresibilidad volumétrica elasto-plástica), entonces la fluidez del agua en la masa de suelo es:

$$t_a = 2m_{ep} \frac{C_v}{H^2} \quad (11.11)$$

y la deformación elasto-plástica total cuando $t \rightarrow \infty$ será:

$$\text{de (II.10)} \quad \Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma$$

y finalmente

$$\delta_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot H$$

que concuerda con la expresión de Terzaghi.

Para un tiempo determinado:

$$\delta_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot H \cdot U\% = m_{ep} \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot H \cdot F(T_v)$$

$$\text{y} \quad \Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \bar{\sigma} \cdot F(T_v) \quad (11.12)$$

puesto que

$$U = F(T_v)$$

En todo lo anterior se ha considerado que el cambio de volumen es retardado por la fluidez lineal del agua gravitacional contenida en los poros de la masa.

Una vez que se ha expulsado la mayor parte del agua gravitacional, el suelo empieza a comportarse como una masa de viscosidad intergranular no lineal, habiendo desplazamientos entre partículas, rupturas de ligas y aún de las propias partículas. Sin embargo, como el agua no ha sido expulsada en su totalidad quedando vestigios en los poros V.P., durante esta fase también habrá un retardamiento hidrodinámico de características lineales debido al agua; esto sucede durante la consolidación secundaria.

Para estudiar este comportamiento es formada la unidad Z, constituida por un elemento de viscosidad no lineal, representando las partículas sub-microscópicas del suelo, en paralelo a un elemento de viscosidad lineal que representa el retardo hidrodinámico debido al agua que permanece entre los poros submicroscópicos y será expulsada al desplazarse las partículas sólidas.

El esquema es presentado en la figura 15 (ref. 1).

Las condiciones de equilibrio son:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma_z + \Delta\sigma_n \quad \text{y} \quad \Delta\varepsilon_{vp} = \Delta\varepsilon_z = \Delta\varepsilon_n \quad (11.13)$$

$\Delta\varepsilon_{vp}$ = deformación visco-plástica que se presenta durante el proceso.

Ahora, para el elemento de viscosidad no lineal:

$$\frac{d}{dt}\Delta\varepsilon_{vp} = \left(\phi_f + \frac{a}{b+t}\right)\Delta\sigma_z$$

en donde a y b son constantes arbitrarias. La expresión anterior se debe a que en este caso el valor de la fluidez no es constante durante el proceso de deformación.

Esta fluidez ϕ tiene un valor al iniciar el proceso de deformación, el cual disminuye hasta alcanzar un valor ϕ_f que es muy pequeño o casi cero (Nótese que al disminuir la fluidez -- aumenta la viscosidad, por ser su recíproco).

Así, cuando $t \rightarrow \infty$; $\frac{d}{dt}\Delta\varepsilon_{vp} \rightarrow \phi_f \cdot \Delta\sigma_n$

Por otro lado, para el elemento de viscosidad lineal:

$$\frac{d}{dt}\Delta\varepsilon_{vp} = \phi_a \cdot \Delta\sigma_n$$

ϕ_a = fluidez del agua gravitacional

Sustituyendo en la expresión (11.13):

$$\Delta\sigma = \frac{1}{\phi_f + \frac{a}{b+t}} + \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{d}{dt}\Delta\varepsilon_{vp}$$

cuya solución final es:

$$\Delta\varepsilon_{vp} = a \cdot \ln \frac{b + \frac{a}{\phi_a} + t}{b + \frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta\sigma \quad (11.14.)$$

donde el término ϕ_f es eliminado por tender a un valor muy pequeño.

La fracción de carga tomada por el agua gravitacional en cualquier tiempo es:

$$\Delta\sigma_n = \frac{1}{\phi_a} \cdot \frac{d}{dt} \Delta c_{vp}$$

derivando la expresión (II.14) y sustituyendo en la anterior:

$$\Delta\sigma_n = \frac{\frac{a}{\phi_a}}{b + \frac{a}{\phi_a} + t} \cdot \Delta\sigma$$

donde para valores pequeños de t , el agua toma la carga $\Delta\sigma$ es decir $\Delta\sigma_n = \Delta\sigma$ por lo que $b=0$

Finalmente, de (II.14.)

$$\Delta c_{vp} = a \cdot \ln \frac{\frac{a}{\phi_a} + t}{\frac{a}{\phi_a}} \cdot \Delta\sigma$$

Si consideramos un gran número de unidades Z representando al suelo, entonces:

$$\Delta c_{vp} = \bar{a} \cdot \ln \frac{\frac{\bar{a}}{\phi_a} + t}{\frac{\bar{a}}{\phi_a}} \cdot \Delta\sigma \quad (II.15)$$

donde \bar{a} es un parámetro medio en la suma de todas las unidades Z .

Las fórmulas (II.12). y (II.15) están representadas en la figura 16 (ref. 1)

como sabemos de (II.11)

$$\phi_a = 2m_{ep} \frac{C_v}{H^2}$$

$$\bar{a} = \frac{M_t}{2.31}$$

(2.31 es para tomar en cuenta la transformación de \ln_e a \log_{10})

siendo

M_t = factor tiempo secundario, definido como:

$$M_t = \frac{C_t}{\Delta\sigma \cdot 2H}$$

En la mayoría de los casos y para un largo tiempo, la viscosidad intergranular es una función lineal del logaritmo del tiempo, es decir, en una curva tiempo-deformación en escala logarítmica es representado por una línea recta, como se muestra en la figura 17 (ref. 1).

De ahí, C_t se define como la pendiente de dicha recta. Por otro lado, podemos decir que mientras más pronunciada sea la pendiente de esta recta el fenómeno de viscosidad intergranular será de mayor importancia.

Así:

$$C_t = \frac{\delta_t - \delta_B}{\log_{10} \left(\frac{t}{t_B} \right)}$$

Además, si llamamos:

$$\beta = \frac{M_t}{m_{ep}} \quad \text{y} \quad \alpha = \frac{M_t}{m_{vB}}$$

m_{ep} . - Coeficiente de compresibilidad volumétrica elastoplástico.

m_{vB} . - Coeficiente de compresibilidad volumétrica incluyendo el comportamiento elasto-plástico y de viscosidad intergranular en el tiempo t_B después del cual el fenómeno de viscosidad intergranular se hace explícito.

Sustituyendo los valores de \bar{a} y ϕ_a en (11.15.), finalmente

$$\Delta \epsilon_{vp} = M_t \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{C_v}{H^2} t \right) \right] \Delta \bar{\sigma} \quad (11.16)$$

siendo $2H$ el espesor del espécimen en la prueba.

En resumen, la deformación unitaria por el comportamiento elástico-plástico en los poros S.S. es:

$$\Delta \epsilon_{SS} = \Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot F(Tv)$$

y la deformación unitaria de los poros V.P. de comportamiento visco-plástico, exhibiendo viscosidad intergranular es:

$$\Delta \epsilon_{VP} = M_t \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{Cv}{H^2} \cdot t \right) \right] \Delta \sigma$$

Así, la ecuación completa para el cálculo de deformaciones es:

$$\Delta \epsilon_v = \left\{ m_{ep} \cdot F \left(\frac{Cv}{H^2} \cdot t \right) + M_t \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{Cv \cdot t}{H^2} \right) \right] \right\} \Delta \sigma \quad \text{---(II.17)}$$

la cual escrita en forma adimensional es:

$$\Delta \epsilon_v = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[F(Tv) + Z(Tv, \beta) \right]$$

$\Delta \epsilon_v$. - deformación volumétrica

en la cual $Tv = Cv \cdot t / H^2$ para un estrato de espesor $2H$ drenado por ambos lados, representando la función de Terzaghi.

Respecto al segundo término:

$$Z(Tv, \beta) = \beta \cdot \log_{10} \left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv \right)$$

representa el fenómeno de viscosidad intergranular.

La figura II.18 (ref. 1) proporciona los valores de $F(Tv)$ y $Z(Tv, \beta)$ en base al valor de Tv y β , respectivamente, siendo de utilidad para el cálculo de asentamientos bajo una carga de aplicación rápida, es decir, teóricamente una carga instantánea.

$$\delta_v = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \left[F(Tv) + Z(Tv, \beta) \right] 2H \quad \text{---(II.18)}$$

II.3.3 LA DEFORMACION CUANDO LA CARGA AUMENTA LINEALMENTE CON EL TIEMPO.

En la práctica, generalmente durante la construcción de una obra importante, el incremento de carga se aplica sobre el suelo en una forma gradual y no instantáneamente, por tanto, es de interés estudiar el comportamiento teórico para estas condiciones.

a). - Analizaremos primero lo correspondiente a la teoría de consolidación primaria de Terzaghi. Así, la carga aplicada en un cierto tiempo t será:

$$\Delta\sigma_t = \frac{\Delta\sigma}{t_c} \cdot t = \Delta\dot{\sigma} \cdot t \quad \text{----- (II.19)}$$

$\Delta\sigma$. - Total de incremento de carga por unidad de superficie
 t_c . - tiempo de construcción.

De la expresión (II.8) sabemos que la deformación elasto-plástica unitaria es:

$$\Delta\varepsilon_{ep} = e^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t} \cdot \phi_a \int e^{(\phi_a/\alpha_{ep})t} \cdot \Delta\sigma dt + C$$

La deformación para el tiempo t será:

$$\Delta\varepsilon_{ept} = e^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t} \cdot \phi_a \cdot \Delta\dot{\sigma} \int e^{(\phi_a/\alpha_{ep})t} t dt + C$$

Considerando que para $t = 0$, $\Delta\varepsilon_{ept} = 0$ e integrando:

$$\Delta\varepsilon_{ept} = \alpha_{ep} \cdot \Delta\dot{\sigma} \cdot t - \phi_a \left(\frac{\alpha_{ep}}{\phi_a}\right)^2 \cdot \Delta\dot{\sigma} \left[1 - e^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t}\right]$$

La razón de deformación, obtenida a partir de la anterior es:

$$\frac{d}{dt} \Delta\varepsilon_{ep} = \alpha_{ep} \cdot \Delta\dot{\sigma} \left[1 - e^{-(\phi_a/\alpha_{ep})t}\right]$$

para un gran número de unidades elasto-plásticas;

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma} \cdot F(Tv)$$

De aquí:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma} \int_0^t F(Tv) \cdot dt + C$$

Obteniendo la constante de integración si $\Delta \epsilon_{ep} = 0$ para $t = 0$, entonces:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma} \cdot t \left\{ 1 - \frac{1}{Tv} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{32}{(2m+1)^4 \pi^4} (1 - e^{-[(2m+1)^2 \pi^2 / 4] Tv}) \right\}$$

Si llamamos $\phi(Tv)$ al valor entre llaves, entonces:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma} \cdot t \cdot \phi(Tv)$$

La función $\phi(Tv)$ está graficada contra los valores de Tv en la figura 19 (ref. 1).

Sustituyendo (II.19) en ésta última y observando la variación de t con respecto a Tv , puesto que se trata del mismo suelo en donde los parámetros se consideran constantes:

$$\Delta \epsilon_{ep} = m_{ep} \cdot \dot{\Delta \sigma} \frac{Tv}{Tvc} \phi(Tv) \quad ; \quad 0 < t < t_c \quad \text{--- (II.20)}$$

Tvc . - factor tiempo correspondiente al tiempo de construcción (t_c).

La expresión (II.20) es válida mientras se aplica la carga, es decir hasta el tiempo t_c ; a partir de este último la carga permanece constante.

De acuerdo a la figura II.20 (ref. 1), para un tiempo $t > t_c$ o también para $Tv > Tvc$:

$$\Delta \epsilon_{ep2} - (\Delta \epsilon_{ep2})_{tc} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[F(Tv - T_{01}) - F(Tvc - T_{01}) \right]$$

donde T_{01} se considera como un retardo del factor tiempo debido a la aplicación gradual del incremento de esfuerzo, y --- puesto que $Tv = Tvc$ para $t = tc$:

$$\phi(Tvc) = F(Tvc - T_{01})$$

de donde podemos obtener el valor de T_{01} de la siguiente forma: Conocido Tvc obtenemos de gráficas $\phi(Tvc)$. Con este valor y sobre la curva $F(Tv)$ obtenemos sobre el eje de Tv el correspondiente a $(Tvc - T_{01})$

Finalmente como conclusión podemos decir:

$$\left. \begin{aligned} \Delta \epsilon_{ep1} &= m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{Tv}{Tvc} \cdot \phi(Tv) & 0 < t < tc & \text{ ó } & 0 < Tv < Tvc \\ \Delta \epsilon_{ep2} &= m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot F(Tv - T_{01}) & t > tc & \text{ ó } & Tv > Tvc \end{aligned} \right\} \text{(II.21)}$$

Todo esto es de utilidad en caso de obtener únicamente la deformación por consolidación primaria.

b) Veamos ahora lo correspondiente a la consolidación secundaria.

Sabemos de II.16. que:

$$\Delta \epsilon_{vp} = Mt \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (Tv) \right] \Delta \sigma \quad \text{y} \quad Mt = \beta m_{ep}$$

entonces, la razón de deformación con el tiempo es:

$$\frac{d}{dt} \Delta \epsilon_{vp} = m_{ep} \cdot \beta \cdot \Delta \sigma \left[\frac{0.43}{1 + \frac{4.62}{\beta} Tv} \right] \frac{4.62}{\beta} \cdot \frac{d}{dt} Tv$$

sustituyendo $Tv = \frac{Cv \cdot t}{H^2}$ y $\Delta \sigma t = \Delta \dot{\sigma} \cdot t$ e integrando:

$$\Delta \epsilon_{vp} = 0.43 \cdot \beta \cdot m_{ep} \left(\frac{4.62}{\beta} \cdot \frac{Cv}{H^2} \right) \Delta \dot{\sigma} \int_0^t \frac{t \cdot dt}{1 + \frac{4.62}{\beta} \frac{Cv}{H^2} t} + C$$

$$\Delta \epsilon_{vp} = \frac{m_{ep} \cdot \beta}{2.3} \frac{\Delta \dot{\sigma}}{\frac{4.62 \cdot Cv}{\beta \cdot H^2}} \left[1 + \frac{4.62 \cdot Cv}{\beta \cdot H^2} t - \log_{10} \left(1 + \frac{4.62 \cdot Cv}{\beta \cdot H^2} t \right) \right] + C$$

El término logarítmico es pequeño respecto al primero, por lo que se omite. Así, para $t = 0$ $\Delta\varepsilon_{vp} = 0$ y obtenemos la constante de integración, llegando finalmente a:

$$\Delta\varepsilon_{vp} = \frac{\beta}{2.31} \cdot m_{ep} \cdot \dot{\Delta\sigma} \cdot t$$

Como $\dot{\Delta\sigma} = \frac{\Delta\sigma}{t_c}$ y considerando la variación de t con respecto a T_v , en el mismo suelo:

$$\Delta\varepsilon_{vp_1} = \frac{\beta}{2.31} \cdot m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \quad 0 < t < t_c$$

y es válida en el intervalo señalado. A partir de t_c , la carga permanece constante siguiendo la ley:

$$\Delta\varepsilon_{vp_2} = \beta \cdot m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{0.2}) \right] \quad t > t_c$$

Donde $T_{0.2}$ representa el comienzo aparente de la ley logarítmica y cuyo valor puede ser encontrado a partir de la condición:

$$\Delta\varepsilon_{vp_1} = \Delta\varepsilon_{vp_2} \quad \text{para } t = t_c$$

y de donde obtenemos:

$$1 + \frac{4.62}{\beta} (T_{vc} - T_{0.2}) = 2.72$$

$$T_{0.2} = T_{vc} - 0.372 \beta \quad \text{donde:} \quad T_{vc} = \frac{C_v}{H^2} t_c$$

Esto puede observarse gráficamente en la figura 11.21 (ref.1)

En resumen, la deformación debida a la viscosidad intergranular bajo un incremento lineal de carga es:

$$\left. \begin{aligned} \Delta\varepsilon_{vp_1} &= \frac{\beta}{2.31} \cdot m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} & ; & & 0 < t < t_c \\ \Delta\varepsilon_{vp_2} &= \beta \cdot m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot \log_{10} \left[1 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{0.2}) \right] & & & t > t_c \end{aligned} \right\} \text{(II.22)}$$

Si sumamos las ecuaciones II.21 y II.22 parcialmente, obtendremos la deformación total:

$$\Delta \varepsilon_{T1} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \cdot \phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \cdot m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \quad ; \quad 0 < t < t_c$$

$$\Delta \varepsilon_{T1} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \frac{T_v}{T_{vc}} \left[\phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right] \quad ; \quad 0 < t < t_c$$

$$\Delta \varepsilon_{T2} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot \log_{10} \left\{ 1 + \frac{4.62}{\beta} [(T_{vc} - T_{02}) + (T_v - T_{vc})] \right\}$$

$$\Delta \varepsilon_{T2} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log_{10} \left\{ 1 + \frac{4.62}{\beta} (T_{vc} - T_{02}) + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right\} \right]$$

$$\Delta \varepsilon_{T2} = m_{ep} \cdot \Delta \sigma \left[F(T_v - T_{01}) + \beta \cdot \log_{10} \left\{ 2.72 + \frac{4.62}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right\} \right] ; t > t_c$$

Con el fin de facilitar los cálculos se han hecho las gráficas II.22, II.23 y II.24, (ref.1), llamando:

$$f_{\phi}(T_v, \beta) = T_v \left[\phi(T_v) + \frac{\beta}{2.3} \right] \quad ; \quad 0 < t < t_c$$

$$f_{vp}[(T_v - T_{vc}), \beta] = \beta \cdot \log_{10} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (T_v - T_{vc}) \right] \right\} \quad t > t_c$$

Finalmente, las deformaciones en un estrato de espesor d pueden calcularse:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{1i} &= (m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot d)_i \cdot \frac{1}{(T_{vc})_i} (f_{\phi})_i \quad 0 < t < t_c \\ \delta_{2i} &= (m_{ep} \cdot \Delta \sigma \cdot d)_i \cdot \left[F(T_v - T_{01}) + f_{vp} \right]_i \quad ; \quad t > t_c \end{aligned} \right\} \text{(II.23)}$$

El asentamiento total será la suma de las deformaciones en los diferentes estratos compresibles que forman el suelo. Así:

$$\delta_1 = \sum_{i=1}^n \delta_{1i} \quad \delta_2 = \sum_{i=1}^n \delta_{2i}$$

En el caso de un depósito constituido por una serie de estratos con diferentes valores de m_{ep} , β y C_v , pueden obtenerse valores promedio:

$$C_{vp} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{C_{vi}}} \quad \beta_p = \frac{\sum_{i=1}^n \beta_i d_i}{\sum_{i=1}^n d_i}$$

Es necesario mencionar que la aplicación de los parámetros deducidos anteriormente es válida únicamente en la rama de recompresión, puesto que, para esfuerzos más allá de la carga crítica, los sedimentos muestran una elevada compresibilidad.

Sin embargo, su campo de aplicación es amplio si consideramos que en la Ciudad de México existen grandes extensiones cuyos suelos están preconsolidados y las sobrecargas son frecuentemente disminuidas por medio de cimientos compensados.

II.3.4 METODOS APROPIADOS PARA LA DETERMINACION DE PARAMETROS.

Los parámetros deben ser determinados para cada incremento de esfuerzo a que el material sea sometido, es decir, sobre cada una de las curvas de consolidación.

Sabemos que la expresión general es:

$$\Delta e_v = \left\{ m_{cp} \cdot F \left(\frac{C_v \cdot t}{H^2} \right) + M_t \cdot \log \left[1 + \frac{4.62}{\beta} \left(\frac{C_v \cdot t}{H^2} \right) \right] \right\} \cdot \sigma \quad (11.17)$$

Observando la curva de consolidación, representada en la figura II.25, para cierto incremento de esfuerzo σ podemos obtener los datos siguientes:

$$C_t = \frac{\delta_2 - \delta_1}{\log t_2/t_1} \quad \text{y} \quad M_t = \frac{C_t}{2H \cdot t_0}$$

si llamamos

$$\alpha = \frac{(\Delta e_v)_B}{\Delta \sigma} = \frac{M_t}{m_{vB}} = \frac{C_t}{\delta_B}$$

Por otro lado sabemos que cuando $t = t_p$;

$$U = F\left(\frac{C_v \cdot t}{H^2}\right) \doteq 1 \quad \text{entonces } T_v = 1.3$$

Sustituyendo en II.17

$$\frac{(\Delta \epsilon)_R}{\Delta \sigma} = m_{ep} + Mt \cdot \log\left(1 + \frac{6}{\beta}\right) = m_{vB}$$

que dividido entre Mt ;

$$\frac{1}{\alpha} = \frac{1}{\beta} + \log\left(1 + \frac{6}{\beta}\right)$$

Como α es un valor conocido β puede obtenerse con la gráfica II. 26 (ref.1), la cual es válida en todos los casos .

Sabemos que para el 50% de consolidación primaria:

$U=F(T_v)=0.5$ y $T_v = 0.197$, entonces la ecuación II.17 en términos de deformación total sería:

$$\epsilon_{T_v=0.197} = \frac{1}{2} \delta_{ep} + Ct \cdot \log\left(1 + \frac{0.924}{\beta}\right)$$

Conocido β y Ct y $\delta_{ep} = \frac{Ct}{\beta}$, puesto que $\beta = \frac{Mt}{m_{ep}}$

podemos conocer la deformación al 50 % y por lo tanto el tiempo correspondiente t_{50} , con el cual calcularemos el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{0.197 H^2}{t_{50}}$$

siempre para un espesor de muestra $2H$.

El mismo procedimiento es seguido en las demás curvas de consolidación obtenidas para diferentes presiones sobre el mismo espécimen, graficando los diversos valores de β , Mt y C_v contra el esfuerzo efectivo correspondiente. Sobre las curvas resultantes puede determinarse el valor de estos tres parámetros para el nivel de esfuerzos real; con ellos y el tiempo -

de construcción teórico pueden hacerse los cálculos correspondientes.

Para la aplicación instantánea de la carga:

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot 2H F(Tv) + Z(Tv, \beta)$$

donde $(m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot 2H)$ es un valor constante conocido

a partir de:
$$m_{ep} = \frac{Mt}{\beta}$$

Para un cierto tiempo t obtendremos el valor de Tv ; con este último y β , en la figura 11.18.a conoceremos $F(Tv)$ y $Z(Tv, \beta)$

En el caso de la aplicación gradual de la carga durante la construcción:

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot 2H \frac{f_{\phi}}{T_{vc}} \quad 0 < t < t_c$$

$$\delta = m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot 2H F(Tv - T_{01}) + f_{vp} \quad t > t_c$$

Para este caso también será un dato conocido el tiempo de construcción t_c , con el cual calcularemos:

$$T_{vc} = \frac{Cv \cdot t_c}{H^2}$$

Con T_{vc} y sobre la figura 11.19 (ref.1) obtendremos $\phi(T_{vc})$; con éste y sobre la curva $F(Tv)$ podremos conocer $(T_{vc} - T_{01})$ puesto que $\phi(T_{vc}) = F(T_{vc} - T_{01})$; de aquí, por simple diferencia, se determina (T_{01}) .

Para un tiempo t calcularemos su Tv correspondiente.

Con Tv y β determinaremos f_{ϕ} de las figuras 11.22 y 11.23

Con $(Tv - T_{01})$ obtendremos $F(Tv - T_{01})$ de la figura 11.19

Con $(Tv - T_{01})$ y β conoceremos f_{vp} de la figura 11.24

$$\text{o bien: } f_{VP}[(Tv-Tvc), \beta] = \beta \cdot \log_{10} \left\{ 2.72 \left[1 + \frac{1.7}{\beta} (Tv-Tvc) \right] \right\}$$

Para $t = t_c$, la deformación calculada será la misma utilizando cualquiera de las dos expresiones.

Ejemplo:

Calcular la deformación de un estrato con las siguientes características:

Espesor: 5.00 m (doblemente drenado)

Presión efectiva a la mitad del estrato: 0.40 kg/cm^2

Incremento de presión efectiva : 0.28 kg/cm^2

Tiempo estimado de construcción : 3 años

a). - Para aplicación gradual de la carga durante el tiempo de construcción.

b). - Para aplicación instantánea de la carga

Las curvas A, B y C son el resultado de tres incrementos en la prueba de consolidación efectuada sobre un espécimen representativo del estrato y cuyo espesor inicial era de 2.5 cm. De ellas se obtuvieron los valores de los parámetros β , Mt y Cv (que aparecen en la tabla inferior de la figura EJ-2) y que fueron graficados contra:

$$\bar{\sigma}_i + \frac{\Delta \bar{\sigma}}{2}$$

Para el nivel de esfuerzos que nos interesa se obtuvieron los siguientes valores:

$$Cv = 1.21 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg}$$

$$Mt = 3.21 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$\beta = 0.47$$

$$m_{ep} = \frac{Mt}{\beta} = 0.0683 \text{ cm}^2/\text{kg}$$

$$\delta_{ep} = m_{ep} \cdot \Delta\sigma \cdot 2H = 9.562 \text{ cm}$$

$$T_{vc} = 1.832 \quad \text{para} \quad t_c = 3 \text{ años}$$

$$T_{01} = 1.222$$

Los resultados finales se reportan en la tabla de la figura EJ-3.

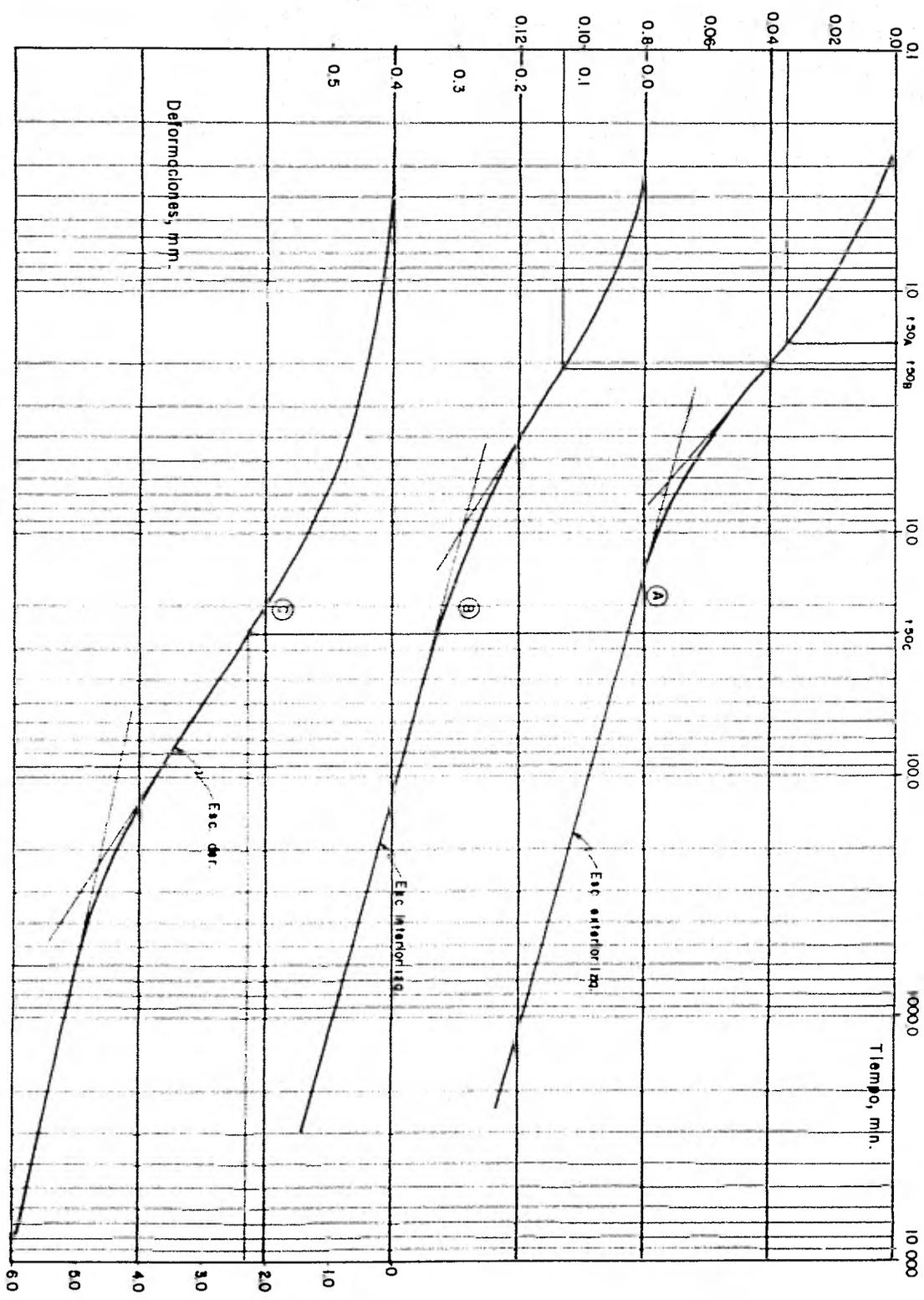


FIG. EJ-1 CURVAS TIEMPO - DEFORMACION

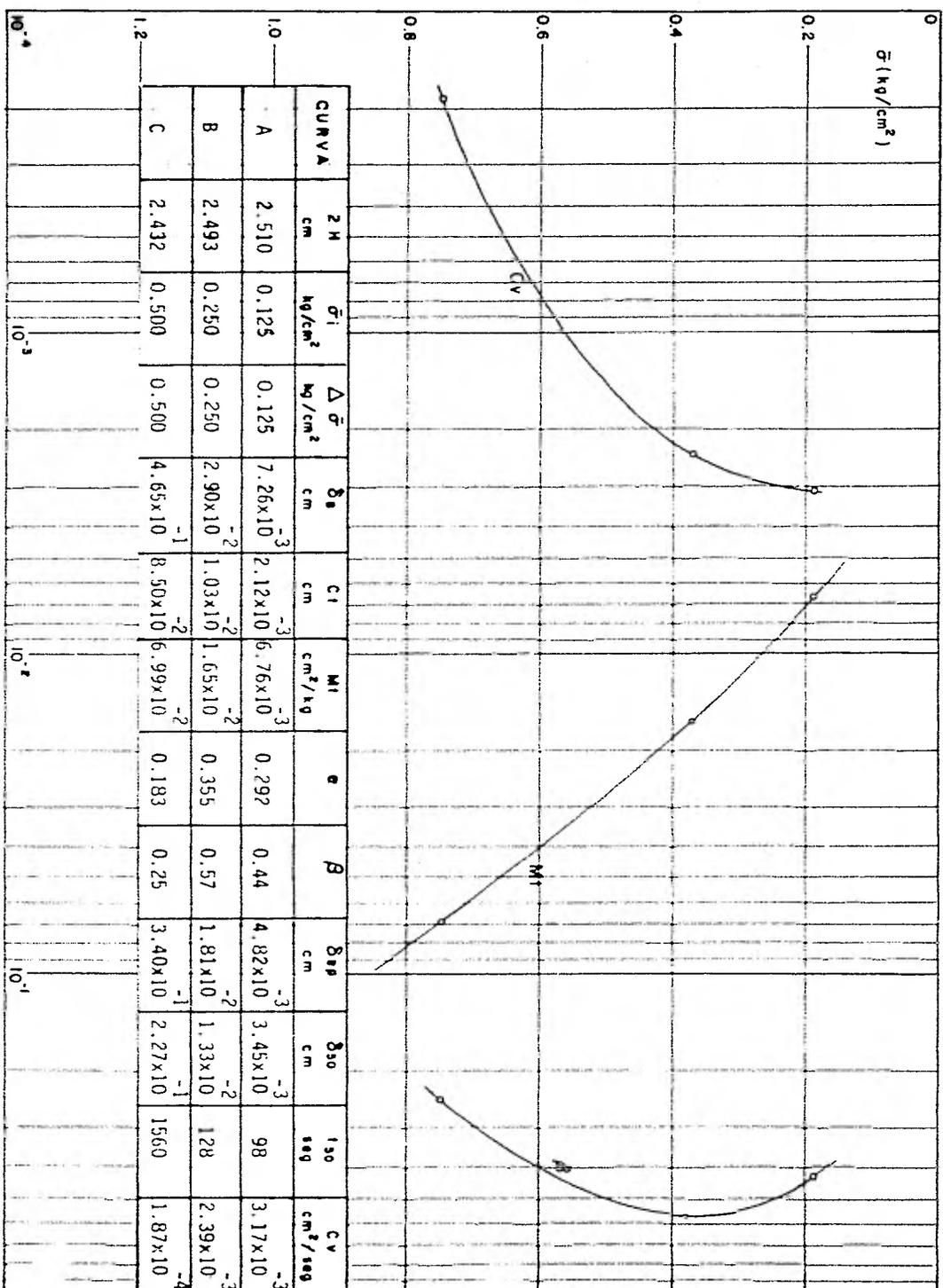


FIG. EJ. 2 VALORES DE PARAMETROS β , M_I Y C_V

t AÑOS	Tv	F(Tv)	f θ	Tv - Toi	F(Tv - Toi)	Tv - Tvc	fvp	δ_1 cm	δ_2 cm
1	0.611	0.825	0.49					2.6	11.7
2	1.221	0.960	1.23					6.4	14.2
3	1.832	0.990	1.90	0.610	0.825	0	0.204	9.9	15.2
5	3.053	0.995		1.831	0.990	1.221	0.549	14.7	16.2
10	6.105	0.997		4.883	0.996	4.273	0.776	16.9	17.6
20	12.211	0.999		10.989	0.998	10.379	0.950	18.6	18.9

δ_1 Corresponde a la aplicación gradual de la carga :

$$\delta = (mep \cdot 2H \cdot \Delta \sigma) \frac{fv}{Tvc} \quad ; \quad 0 < t \leq tc$$

$$\delta = (mep \cdot 2H \cdot \Delta \sigma) (F(Tv - Toi) + fvp) \quad ; \quad t \geq tc$$

δ_2 A la aplicación instantánea de la carga :

$$\delta = \left\{ mep \cdot F(Tv) + Mt \log \left(1 + \frac{4.62}{\beta} Tv \right) \right\} \Delta \sigma \cdot 2H$$

FIG. EJ 3 RESULTADOS FINALES

II. 4 ESFUERZO CORTANTE.-

El fenómeno que se refiere a la resistencia que presentan los materiales al esfuerzo cortante, data desde 1773 cuando fué estudiado por Coulomb, siendo a partir de esa fecha centro de atención de los investigadores.

Para él se estableció una Ley de Resistencia, según la cual la falla del material se produce cuando el esfuerzo cortante actuante alcanza un valor S tal que:

$$S = C + \sigma_n \cdot \text{Tan} \phi$$

Donde:

S = Esfuerzo cortante

C = Cohesión aparente del material

ϕ = Angulo de fricción interna del material

σ_n = Esfuerzo normal sobre la superficie potencial de deslizamiento.

Esta ecuación fué usada más de un siglo hasta que Terzaghi - en 1925 sugirió una modificación respecto a la presión normal total, hasta entonces considerada, proponiendo se sustituyera por la que realmente controla el fenómeno y que es la presión efectiva o intergranular. De este modo se tomó en cuenta por primera vez la influencia del agua en la resistencia al esfuerzo cortante, siendo la expresión modificada:

$$S = C + (\sigma_n - U_n) \text{Tan} \phi$$

Donde:

U_n = Presión neutral en el agua que depende de las condiciones y velocidad de aplicación de la carga.

II.4.1 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS FRICCIONANTES

En estos suelos, como son las arenas y gravas limpias, los enrocamientos y combinaciones de éstos, la ley de variación se simplifica a la expresión:

$$S_{\phi} = (\sigma - U_n) \tan \phi$$

donde el valor de $\tan \phi$ es el coeficiente de fricción entre las dos superficies deslizantes en el instante que ocurre el movimiento relativo; en este momento, la fricción estática entre granos es movilizadada dando lugar a la resistencia por fricción dinámica o residual, que es función de la velocidad diferencial entre superficies.

Entre los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante de estos suelos tenemos:

- a) Compacidad
- b) Forma de los granos
- c) Distribución Granulométrica
- d) Resistencia individual de las partículas
- e) Tamaño de las partículas

Además de éstos, tenemos dos factores adicionales dependientes de la forma como se hace fallar al material y que influyen mucho en la resistencia al esfuerzo cortante: los niveles de esfuerzos y el tipo de prueba que se haga en el laboratorio. Esto se explicará al tratar el tipo de pruebas comunmente aplicadas.

II.4.2 RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE EN SUELOS COHESIVOS.

La resistencia que presentan este tipo de suelos depende de las ligas o cementación que unen a las partículas (cohesión), la cual existe aún sin la presencia de presiones normales.

La ecuación general sufre, igualmente en este caso, una simplificación, puesto que la resistencia debida a la cohesión entre partículas se define para esfuerzos normales nulos, quedando:

$$S_c = C$$

C es función del tipo de materiales cementantes o minerales arcillosos y del esfuerzo intergranular bajo el cual la cementación tuvo lugar. Los factores que influyen en la resistencia al esfuerzo cortante son:

- a) Historia de cargas del suelo
- b) Condiciones de drenaje del suelo
- c) Velocidad de aplicación de carga a que se le sujete.
- d) Sensibilidad de la estructura.

II.4.3 PRUEBAS DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

La determinación de esta propiedad merece especial cuidado, ya que su correcta evaluación nos permite aplicar, satisfactoriamente, la Mecánica de Suelos en los análisis de estabilidad de estructuras.

El problema se ha estudiado a través de diversos métodos y --- pruebas que han evolucionado tratando de ajustarse a la realidad del fenómeno.

Al respecto solo trataremos las siguientes:

la prueba directa, de compresión triaxial y la prueba de compresión simple, siendo estas dos últimas las más empleadas en la actualidad.

PRUEBA DIRECTA. -

Inicialmente se presenta un esquema del aparato utilizado para efectuar la prueba (figura II.27 (ref. 5)). Consta de dos marcos, uno móvil y otro fijo que sostienen la muestra de suelo, las dos piedras porosas le proporcionan drenaje superior e inferior a muestras saturadas; en caso de muestras secas, estas piedras se sustituyen por placas de confinamiento. La parte móvil tiene un aditamento para aplicar una fuerza rasante capaz de provocar la falla del espécimen a lo largo de un plano definido. En la parte superior se aplican cargas que provocan una presión normal (σ) en el plano de falla. Las deformaciones horizontal y vertical se miden con los extensómetros mostrados en la figura II.27.

Ejecutando varias pruebas con diferentes valores de la presión normal, pueden anotarse puntos en la gráfica ($\sigma - S$) con los valores de las presiones normales y los valores máximos de τ obtenidos de cada una de las pruebas. Estos puntos al unirlos mostrarán una línea de falla del material.

Al someter a un espécimen a una prueba de resistencia, la curva esfuerzo-deformación presentará características similares a las mostradas en la figura II.28 (ref. 5). La curva (a) es representativa de materiales de falla frágil, definiéndose un esfuerzo máximo, (resistencia del material) a partir del cual --desciende rápidamente al aumentar la deformación.

En la curva (b) encontramos caracterizados a los materiales de falla plástica, en los cuales se llega a la falla por medio de un esfuerzo que se sostiene indefinidamente, no obstante que la deformación aumente; el punto de falla en este caso no está bien definido y resulta confuso fijar cualquier punto como límite, quedando la condición de falla por establecerse a criterio personal. Lo anterior se ha llamado flujo del material, -bajo esfuerzo cortante.

La prueba directa se aplica principalmente a suelos de falla plástica, como arcillas blandas y arenas sueltas, pues se ha comprobado que en arcillas rígidas y arenas compactas conduce a resultados conservadores.

La figura 11.29 (ref.5) presenta las curvas esfuerzo-deformación para tres muestras de una misma arena: una suelta, una compactada y otra cementada (con un cementante natural entre sus granos). La curva del tipo de falla plástica corresponde a la arena suelta, y del tipo de falla frágil a las otras muestras presentando menos deformabilidad la arena cementada.

En la arena suelta, cuando tiende a ocurrir un desplazamiento a lo largo de un plano interno en la masa, las partículas no se traban entre sí ni se bloquean, por lo que la resistencia que se opone a la deformación es solo fricción. La deformación por cortante produce un mejor acomodo de los granos representado por una disminución de volumen tendiente a un valor constante.

En la arena compacta, la resistencia que se opone a la deformación no solo corresponde a fricción, sino también a una serie de efectos debidos a la trabazón de granos entre sí que se opone y bloquea toda tendencia al movimiento relativo. Aquí los granos antes bien acomodados, se moverán sobre sus vecinos y relativamente a ellos para que haya deformaciones, lo cual provoca estructuras más sueltas con un incremento de volumen. (Ref.5).

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Dentro de la práctica de estudios de suelos se ha encontrado que una de las pruebas más usadas por investigadores y laboratoristas es precisamente la de compresión simple, puesto que tie-

ne la ventaja de realizarse con facilidad además de requerir un equipo sencillo menos detallado que en las pruebas triaxiales.

La aplicación de ésta se restringe únicamente a arcillas o suelos que presenten cierta cementación, ya que en éstos es posible hacer el labrado de las probetas.

Para los trabajos de rutina en el laboratorio, los resultados de la prueba se obtienen fácilmente, siempre y cuando no sea necesario profundizar exhaustivamente en los mecanismos de falla.

En sí, la prueba consiste en llevar la muestra a la falla mediante la aplicación de un esfuerzo axial (q_u) sin una etapa previa de presión hidrostática. En este caso, el esfuerzo máximo capaz de hacer fallar la muestra ($q_{u \max}$) se denomina resistencia del suelo a la compresión simple.

Para casos prácticos sencillos, los resultados de este tipo de pruebas pueden considerarse aproximados a los que proporcionan las triaxiales rápidas. Específicamente, para las arcillas del Valle de México, la cohesión se ha calculado entre 0.5 y 0.6 de $q_{u \max}$ (ref. 2).

El q_u también se utiliza para medir la sensibilidad de un suelo a la deformación, comparando su valor q_u en dos estados diferentes, en la forma:

$$S_t = \frac{q_u \text{ inalterado}}{q_u \text{ remodelado}}$$

Un esquema del aparato para realizar la prueba se muestra en la figura II.30

PRUEBAS DE COMPRESION TRIAXIAL

Este tipo de pruebas son más empleadas que las anteriormente -

tratadas, ya que son más refinadas y precisas.

Las muestras son regularmente cilíndricas, labradas después de extraerlas del tubo Shelby, introduciéndose en una cámara cilíndrica y hermética con bases metálicas; en sus extremos se colocan piedras porosas, cuya comunicación con la bureta exterior se establece mediante un tubo plástico. El agua que rodea la muestra protegida con una membrana impermeable, puede adquirir cualquier presión deseada por la acción de un compresor comunicado a la cámara. La carga axial se transmite al espécimen por medio de un vástago que penetra la base superior de la cámara.

Un esquema de la cámara de compresión triaxial se muestra en la figura II.31 (ref.5).

Cabe mencionar que la presión ejercida por el agua que llena la cámara produce esfuerzos principales sobre el espécimen iguales en todas direcciones, tanto axial como lateralmente, tratando de reproducir el confinamiento que tenía éste dentro de la masa de suelo. En las bases de la muestra actuará, además de la presión del agua, el efecto transmitido por el vástago desde el exterior.

Es usual llamar σ_1, σ_2 y σ_3 a los esfuerzos principales mayor, intermedio y menor respectivamente. El esfuerzo principal mayor se define por la presión axial transmitida por el agua más la inducida por el vástago, mientras que los esfuerzos intermedio y menor son iguales ($\sigma_2 = \sigma_3$), quedando definidos por la presión lateral.

La resistencia al esfuerzo cortante, sobre todo en suelos cohesivos, es variable y depende de diferentes factores circunstanciales, por lo que en estas pruebas se tratan de reproducir las condiciones reales a las que estará sujeto el suelo duran- --

te la ejecución de la obra. Lo anterior justifica la existencia de los diferentes tipos de prueba triaxial.

Es común describir a las pruebas triaxiales constituidas por -- dos etapas. Durante la primera se aplica el espécimen una presión de cámara (σ_3), permitiéndolo o no el drenaje de la muestra con apertura o cierre de la válvula de salida. En la segunda etapa la muestra se sujeta a esfuerzos cortantes al someterla a esfuerzos principales diferentes entre sí, lográndose esto al aumentar la presión vertical por medio del vástago; en esta etapa puede permitirse el drenaje de la muestra mediante el manejo de la válvula antes mencionada y sólo se presenta esta alternativa cuando la muestra fue drenada en la primera etapa.

PRUEBA TRIAXIAL LENTA (L). CON CONSOLIDACION Y CON DRENAJE

En ésta, los esfuerzos aplicados son efectivos, sujetando primeramente al espécimen a una presión de cámara (σ_3) y manteniendo abierta la válvula de comunicación con la bureta el tiempo necesario para que la muestra se consolide bajo la presión - actuante; al finalizar este proceso, las fuerzas externas estarán actuando sobre la fase sólida, mientras que los esfuerzos - en el agua del espécimen corresponderán a la condición hidrostática.

A continuación se lleva la muestra a la falla aplicándole pequeños incrementos de carga axial, sostenidos el tiempo suficiente para que la presión en el agua en exceso de la hidrostática se iguale a cero.

PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA-CONSOLIDADA (Rc), CON CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE.

Al igual que la prueba anterior, la muestra se consolida primero bajo la presión de cámara (σ_3) con el drenaje abierto, de modo que actúe como presión efectiva sobre la fase sólida al finalizar el proceso. La segunda etapa de carga, se caracteriza por llevar la muestra a la falla mediante un rápido incremento de la carga axial sin permitir un cambio de volumen de la muestra, esto es, sin ninguna consolidación adicional. Lo anterior se logra cerrando la válvula de salida para restringir totalmente el drenaje durante la carga.

PRUEBA TRIAXIAL RAPIDA (R). SIN CONSOLIDACION Y SIN DRENAJE.

La variante en esta prueba, es el no permitir en ningún momento de las dos etapas que la muestra se consolide, manteniendocerrada durante toda la prueba la válvula de drenaje.

La primera etapa es ya conocida, al aplicar una presión de cámara (σ_3) sin drenaje alguno, aplicando inmediatamente después el incremento de esfuerzo vertical hasta la falla de la probeta.

NOTA:

En suelos puramente friccionantes, como arenas limpias, se presentan inconvenientes para labrar el espécimen porque éste se desmorona durante la operación. La solución al respecto es utilizar la prueba del vacío, en la cual se aplica el esfuerzo lateral σ_3 por medio de un vacío que se comunica a la muestra de arena, previamente envuelta en una membrana de hule; este vacío impide el derrumbamiento de la arena. Por otra parte, en cuanto la arena posea algo de cementación natural, es posible efectuar las pruebas de compresión triaxial.

Para completar lo anteriormente expuesto sobre pruebas triaxiales se presenta la figura 11.32. En ella observamos la representación esquemática del procedimiento.

σ_3 . - es el esfuerzo confinante que proporciona el agua que rodea la muestra sometida a una cierta presión, denominado también esfuerzo principal menor.

$\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma$. - esfuerzo principal mayor

$\Delta\sigma$. - esfuerzo desviador transmitido por medio del vástago, el cual aumenta hasta fallar la probeta adquiriendo un valor máximo de $\Delta\sigma = q_m$.

El estado de esfuerzo puede representarse por medio del diagrama de Mohr, notándose que, cuando el círculo llega a ser tangente a la ley de resistencia, ocurre la falla del material en un plano teórico con inclinación. $\alpha = 45^\circ + \phi/2$

Regularmente el método consiste en realizar la prueba a tres - especímenes de un mismo suelo, aplicando esfuerzos confinantes próximos al que la muestra soportaba en su estado natural. Con ésto, se obtienen igual número de círculos que nos permiten de terminar la ley de resistencia correspondiente.

Es necesario señalar que, dependiendo del tipo de prueba ejecutada, los esfuerzos a que estará sometida la probeta, y que de terminarán la ley de resistencia al corte, serán los efectivos (prueba lenta) o bien los totales (rápida y rápida consolidada). Es por ello de fundamental importancia elegir aquellas - que reflejen con mayor proximidad las circunstancias a las que el suelo estará sujeto en una obra en particular.

Para consideraciones teóricas más profundas pueden consultarse las referencias 1 y 2.

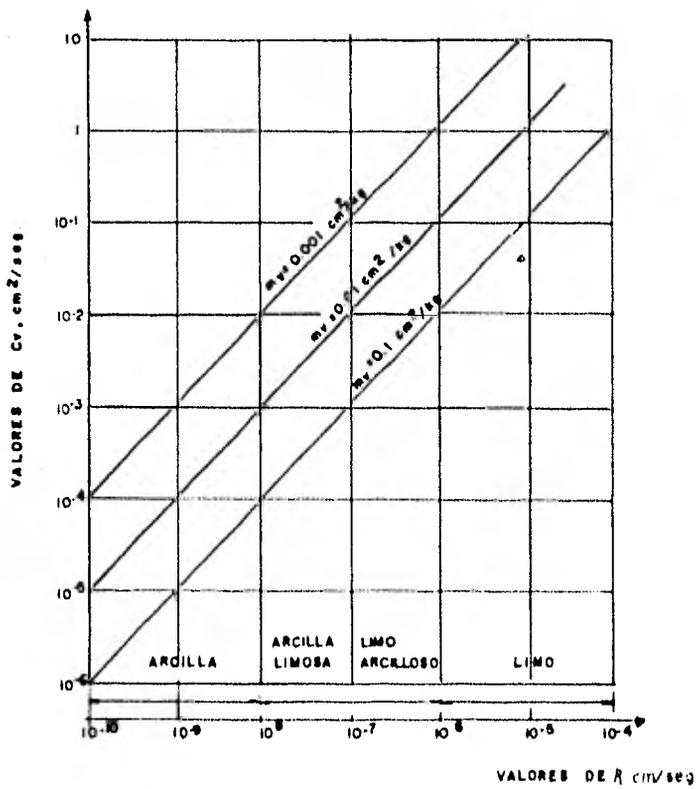


FIG. II-1 COEFICIENTE DE CONSOLIDACION-
COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

"K" en cm. por seg. (esc. 10g)

	10 ²	10 ¹	1.0	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸	10 ⁻⁹
Propiedad de Drenaje				Buen Drenaje					Mal Drenaje			
												Prácticamente Impermeables
Aplicación en Presas de Tierra y Diques					Secciones Permeables de Presas y Diques				Secciones Impermeables de Presas de Tierra y Diques			
Tipos de Suelos					Grava Limpia	Arenas Limpias Mezclas de Grava y Arena Limpas	Arenas muy Finas, Limas, Arcillosas, Mareas de Arena, Limo y Arcillo. Morena Aluvial, Depósitos de Arcilla Estratificados, etc.					Suelos "Impermeables" y Arcilla Homogénea, esp. de la zona de Intemperismo
Determinación Directa del Coeficiente de Permeabilidad					Prueba directa de los Suelos en su Posición Original (v.g. pozos de bombas) Confiable si se Conduce Apropiadamente. Requiere Considerable Experiencia.							
					Permeámetro de Carga Constante Requiere Poca Experiencia	Permeámetro de Carga Variable Menyo de Permeabilidad Inestable Requiere mucha Experiencia para un Correción Interpretación						Aceptable Requiere Considerable Experiencia
Determinación Indirecta del Coeficiente de Permeabilidad												
					Cálculo, de la Distribución geométrica (v.g. Fórmula de Hazen) Aplicable Únicamente a Gravas y Arenas Limpas sin cohesión	Prueba Horizontal de Capilaridad Requiere muy poca Experiencia. Espacial. Rápida de un equipo de Lab. De muestras en el campo sin Equipo de Lab.						Cálculos de la Prueba de Consolidación, Equipo de Laboratorio. Costoso. Req. cons. Exp.

FIG. 1. COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

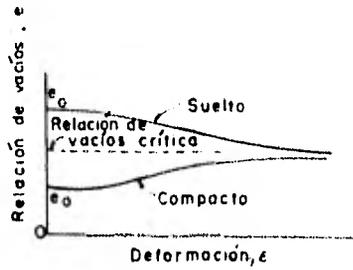
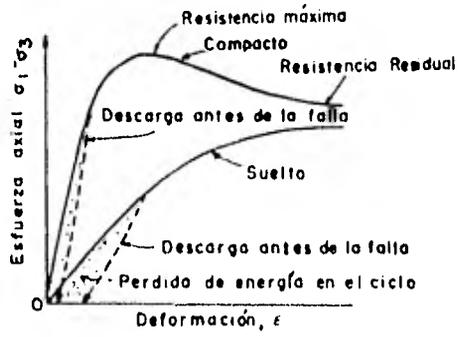
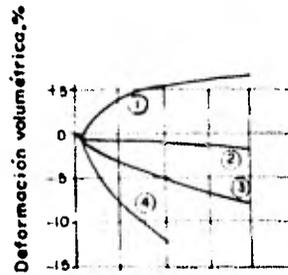
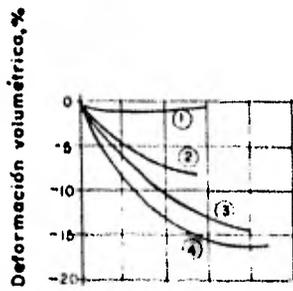
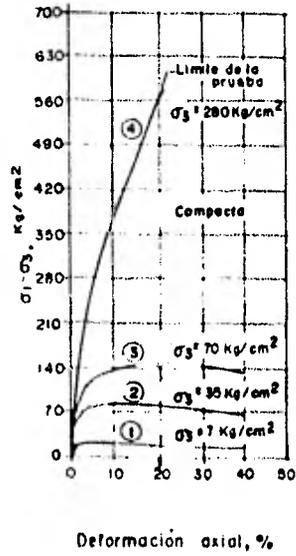
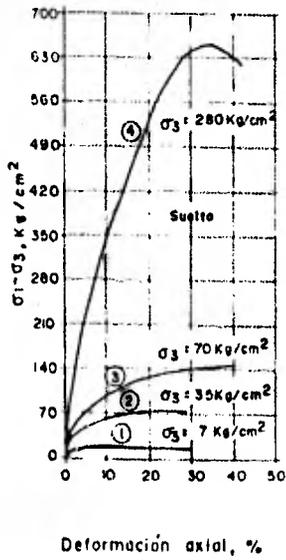


FIG 11-2 ESFUERZO-DEFORMACION-INDICE DE POROS EN UN SUELO NO COHESIVO CON ESFUERZO DE CONFINAMIENTO CONSTANTE



Deformación Axial, %

Deformación Axial, %

FIG. II-3 RESULTADOS DE PRUEBAS TRIAXIALES DRENADAS EN UNA ARENA TÍPICA.

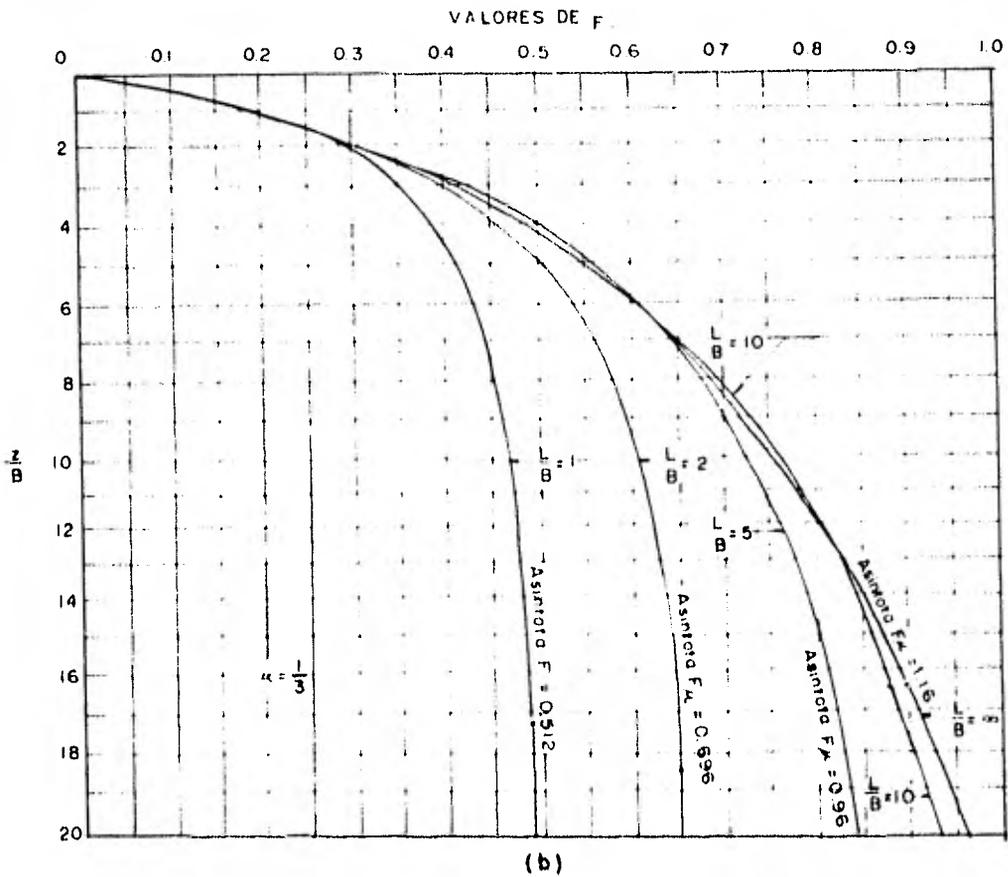
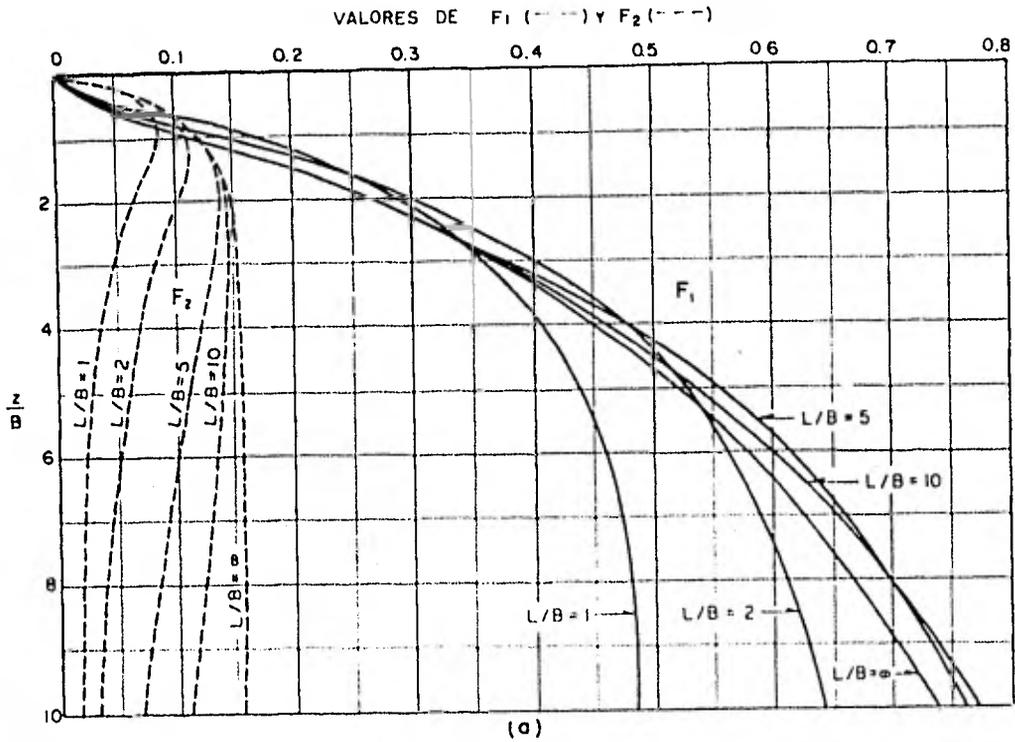
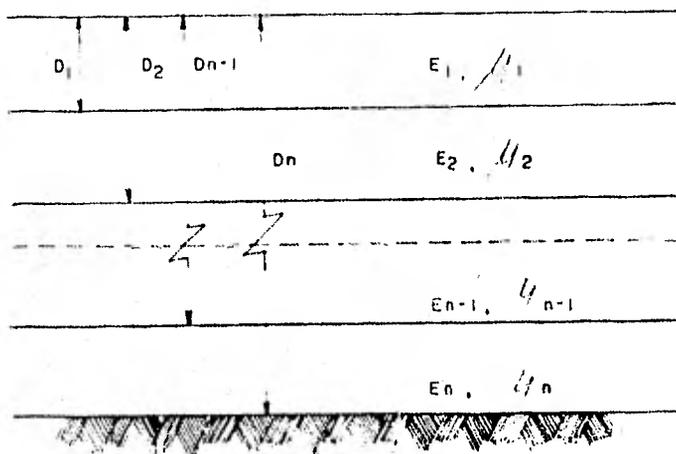


FIG. II-4 GRAFICAS PARA EL CALCULO DE F_1 , F_2 Y F_3 (II-1/3)
EN LAS FORMULAS DE STEINBRENNER



$$\Delta H_{E_{TOT}} = \Delta H_{E_1} (E_1, \mu_1) + \left[\Delta H_{E_2} (E_2, \mu_2) - \Delta H_{E_1} (E_2, \mu_2) \right] +$$

$$\dots + \left[\Delta H_{E_n} (E_n, \mu_n) - \Delta H_{E_{n-1}} (E_n, \mu_n) \right]$$

FIG. 11-4' APLICACION DE LA FORMULA DE STEINBRENNER A SUELOS ESTRATIFICADOS

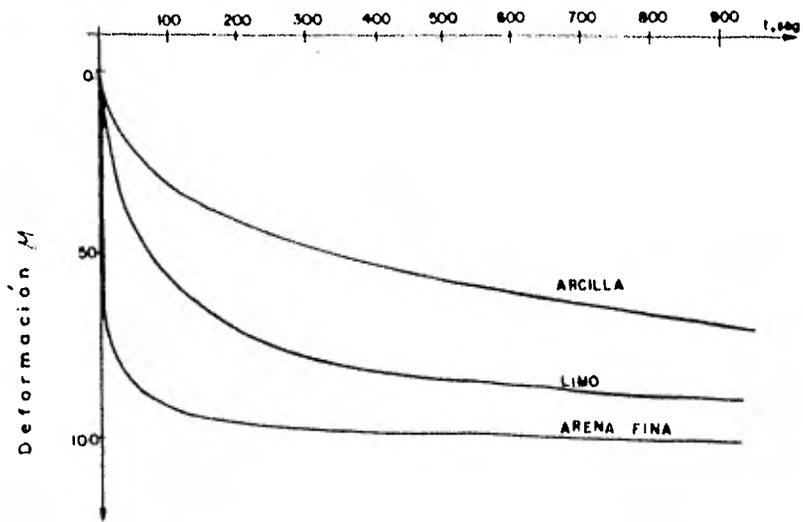


FIG. II-5 CURVAS DE CONSOLIDACION

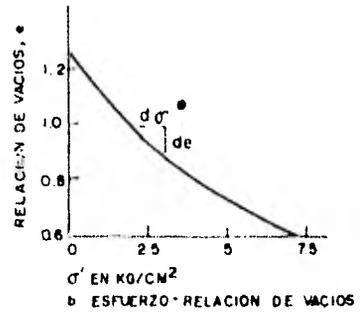
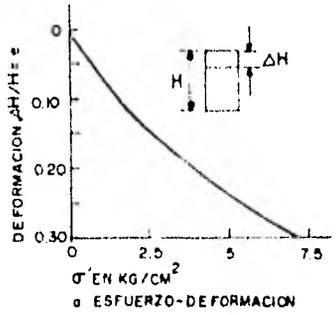
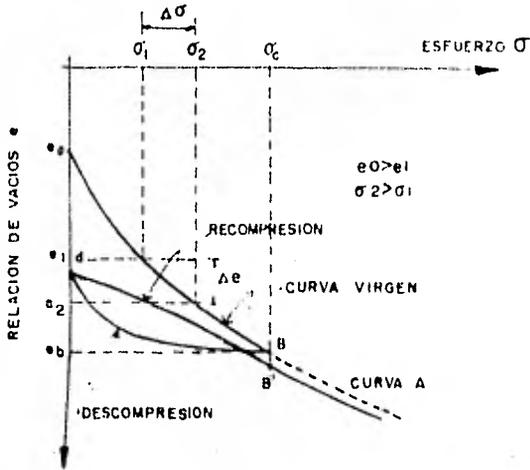


FIG. II-6 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD Y CONSOLIDACION COMO UNA FUNCION DEL ESFUERZO EFECTIVO

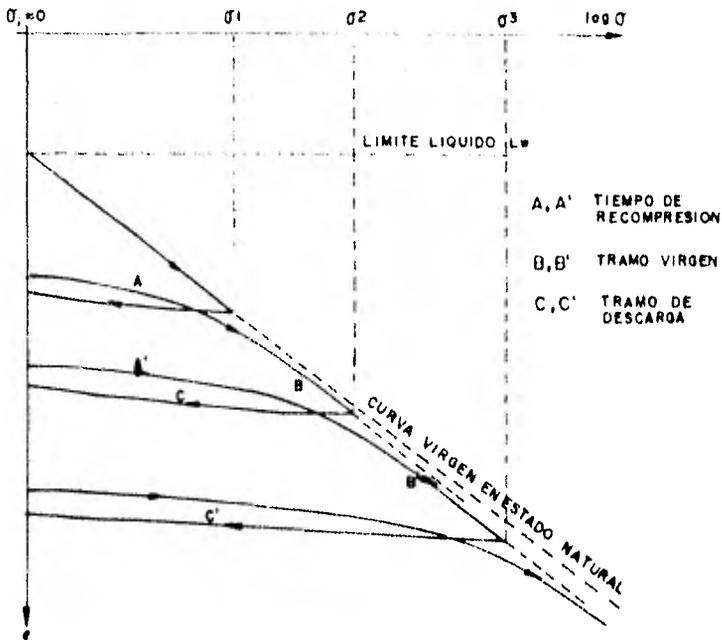


FIG. II-7 CURVA DE COMPRESIBILIDAD EN CICLOS DE CARGA Y DESCARGA

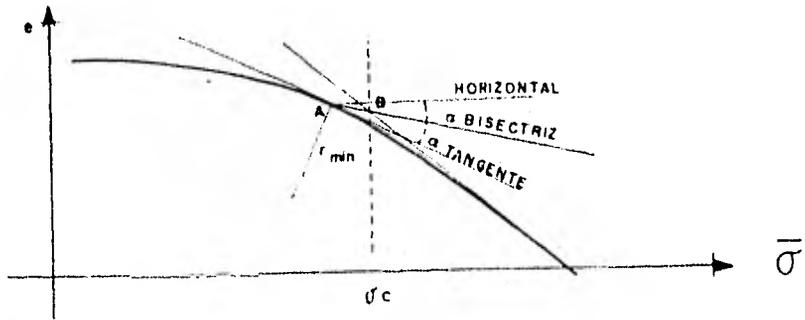


FIG. 11-8 ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION

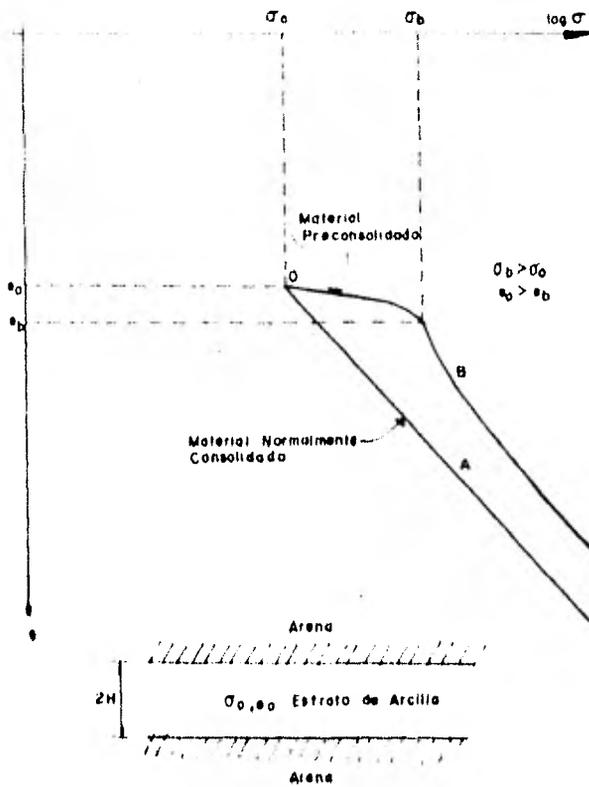
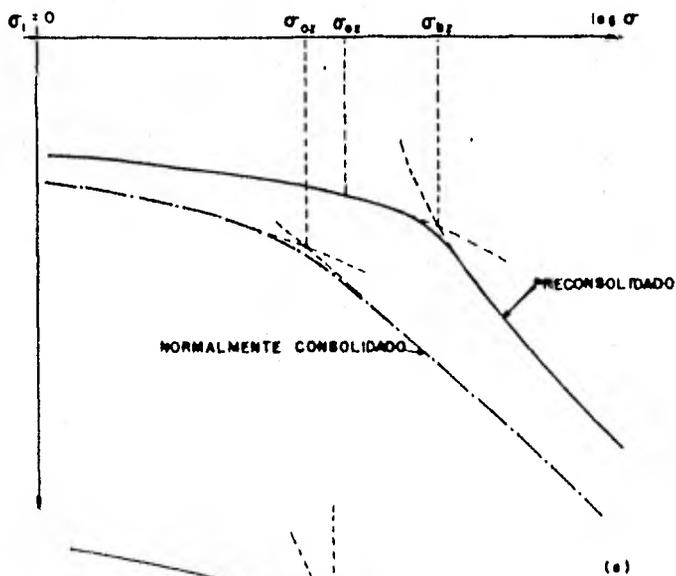
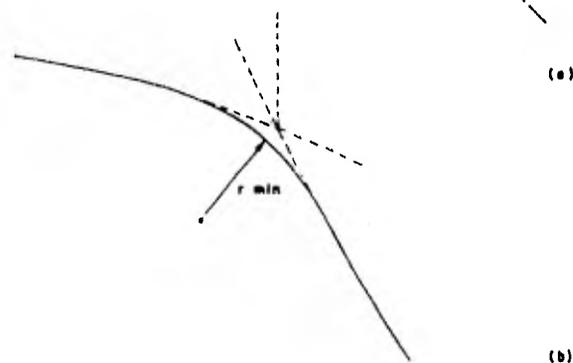


FIG. 11-9 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD PARA DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA



(a)



(b)

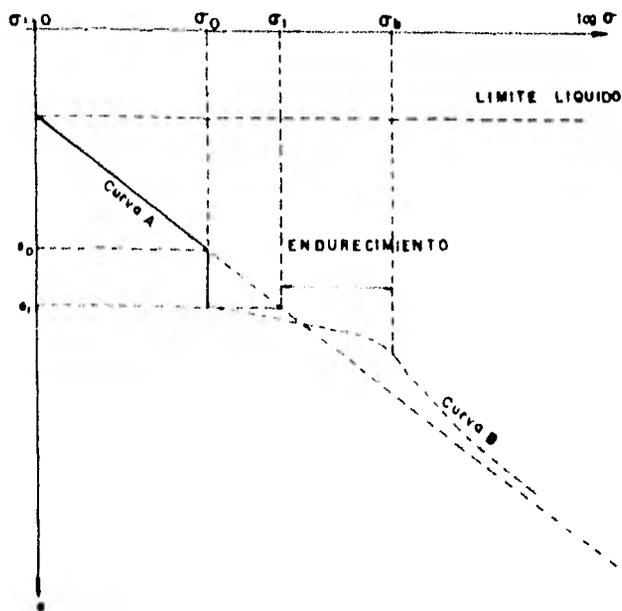


FIG. 11-10 CURVAS DE COMPRESIBILIDAD

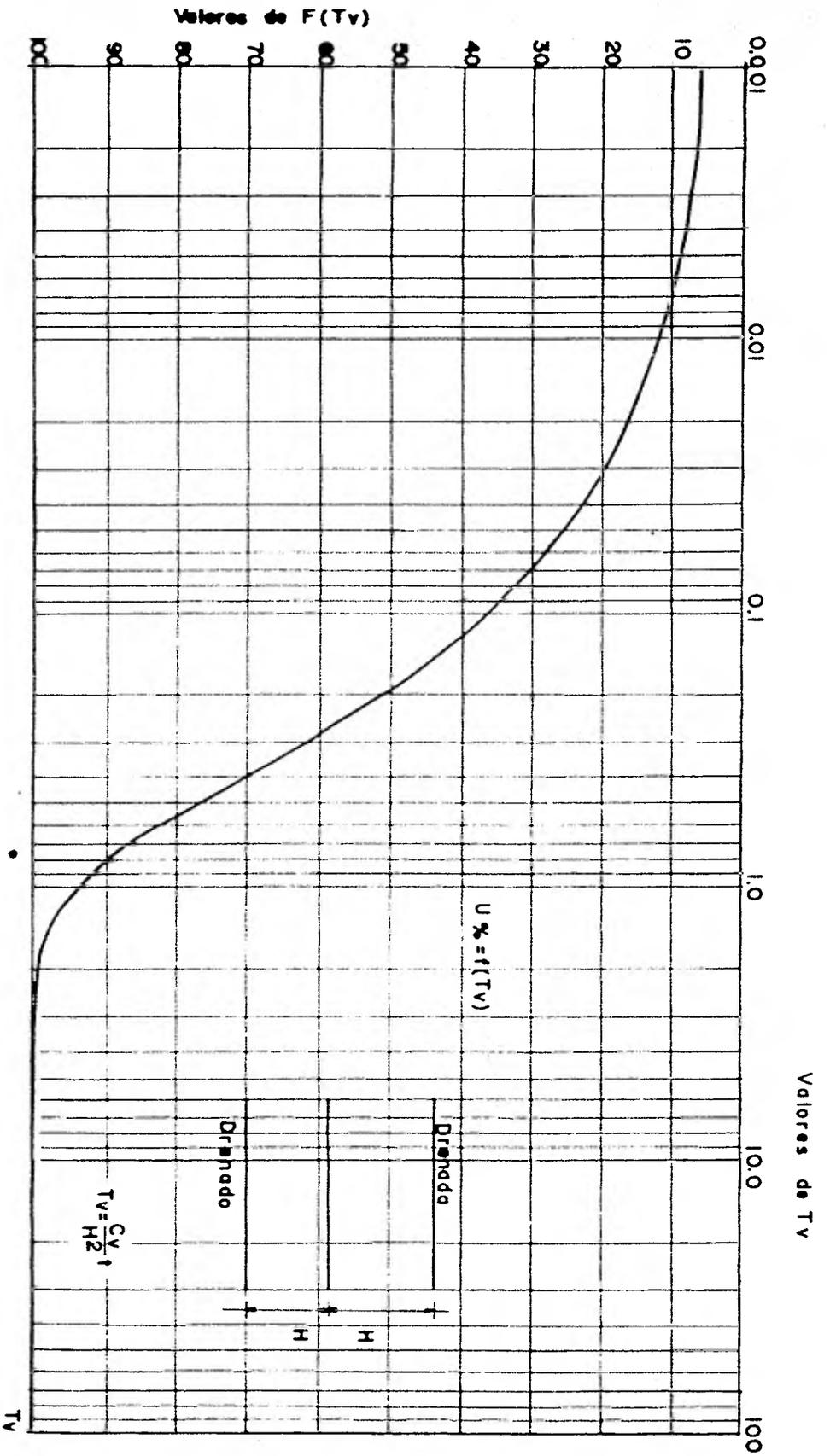


FIG. 11-11 FUNCION DE TERZAGHI, MANTO DOBLEMENTE DRENADO

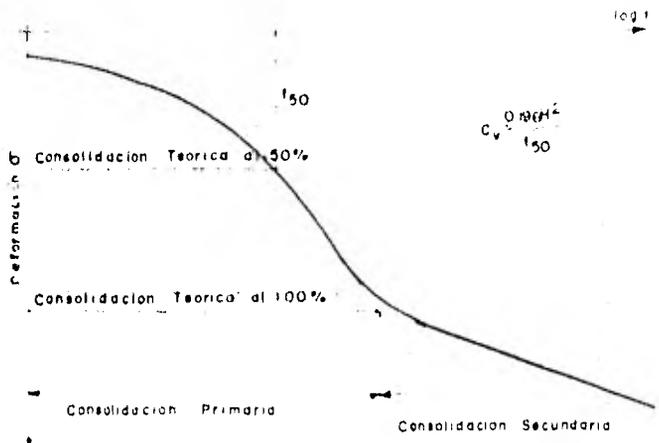


FIG. 11-12 METODO DE CASA GRANDE PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE DE CONSOLIDACION

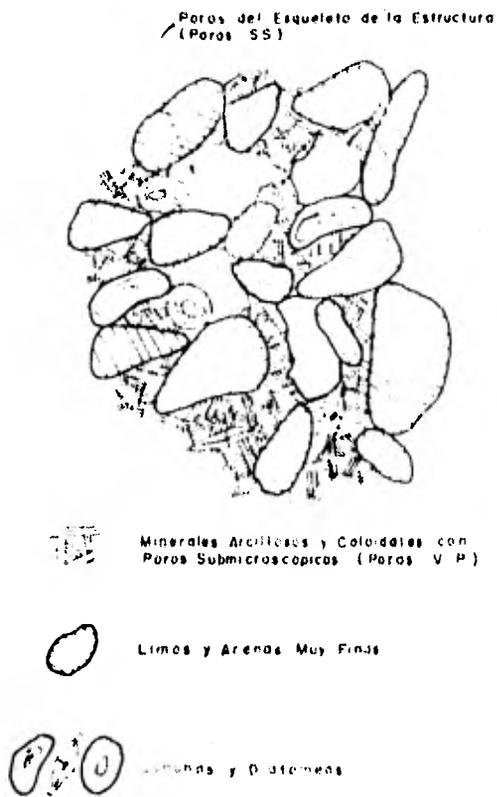


FIG. 11-13 ESQUEMA REPRESENTATIVO

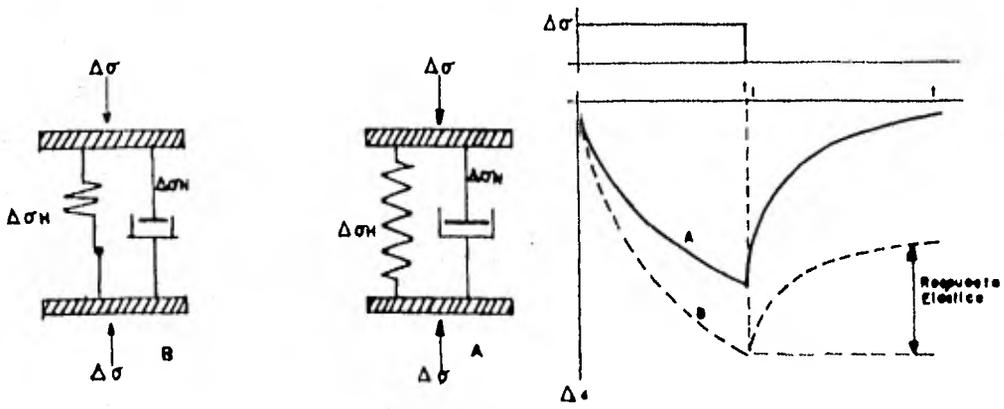


FIG. 8-4 UNIDADE KELVIN

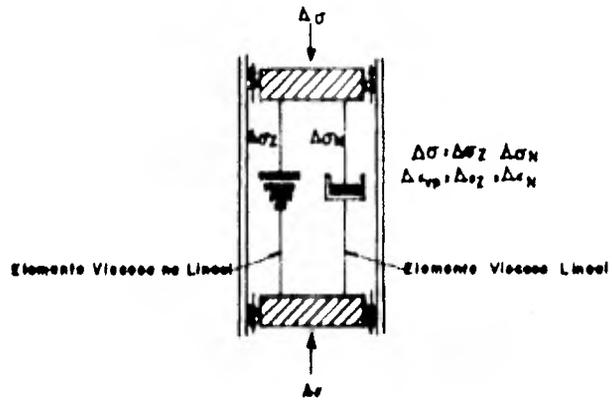


FIG. 8-10 UNIDADE I

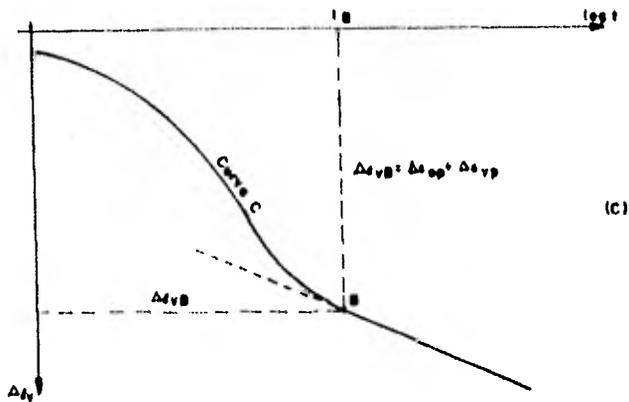
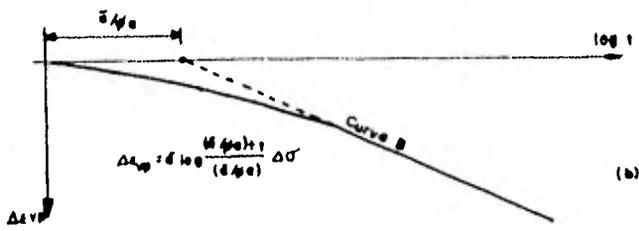
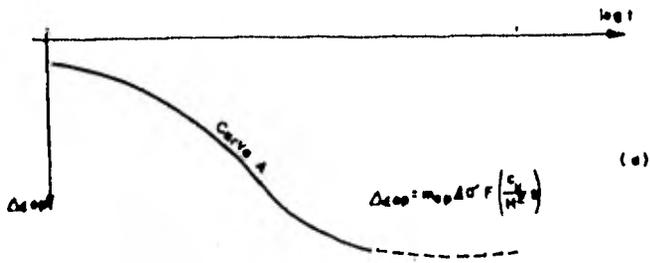


FIG. 11-18 COMPONENTES ELASTOPLASTICA Y VISCOPLASTICA EN LA COMPRESION DE UN SUELO.

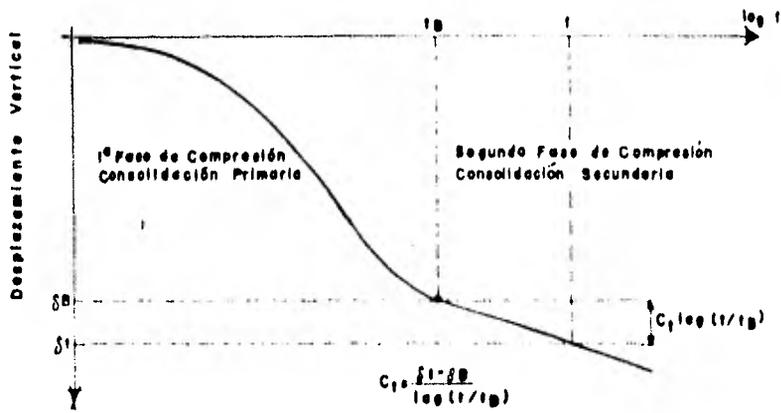
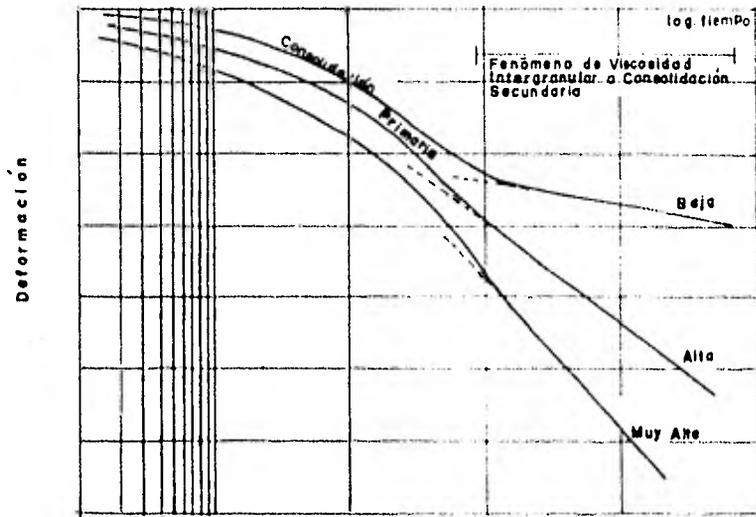
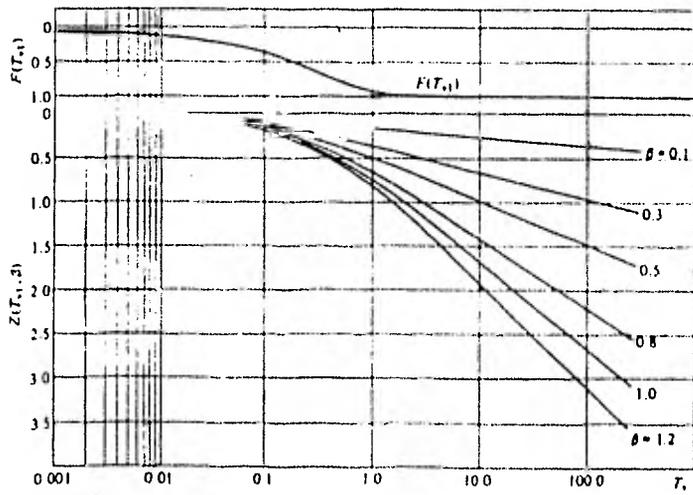


FIG. 11-17 PRUEBA DE CONSOLIDACION



VALORES DE β LOG. $[1 + (462/\beta)T_v]$

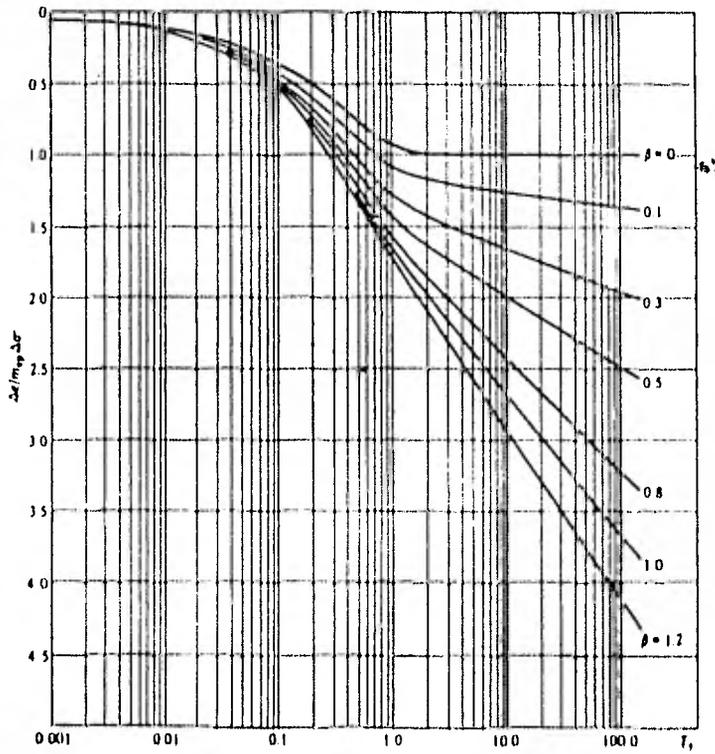


FIG. N-10 VALORES DE $F(T_v)$ Y $Z(T_v, \beta)$

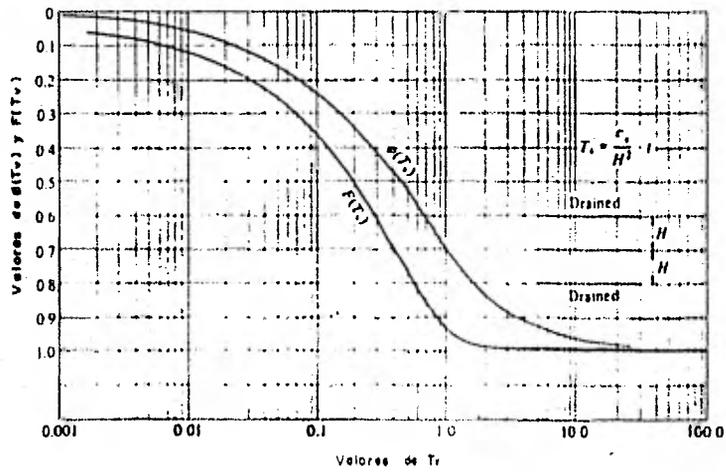


FIG. II-19 FUNCIONES DE CONSOLIDACION

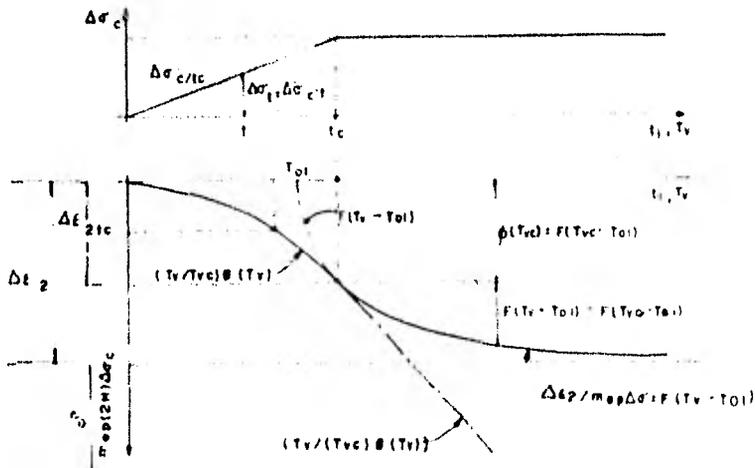


FIG. II-20 CONSOLIDACION CONSIDERANDO UN TIEMPO DE CONSTRUCCION t_c

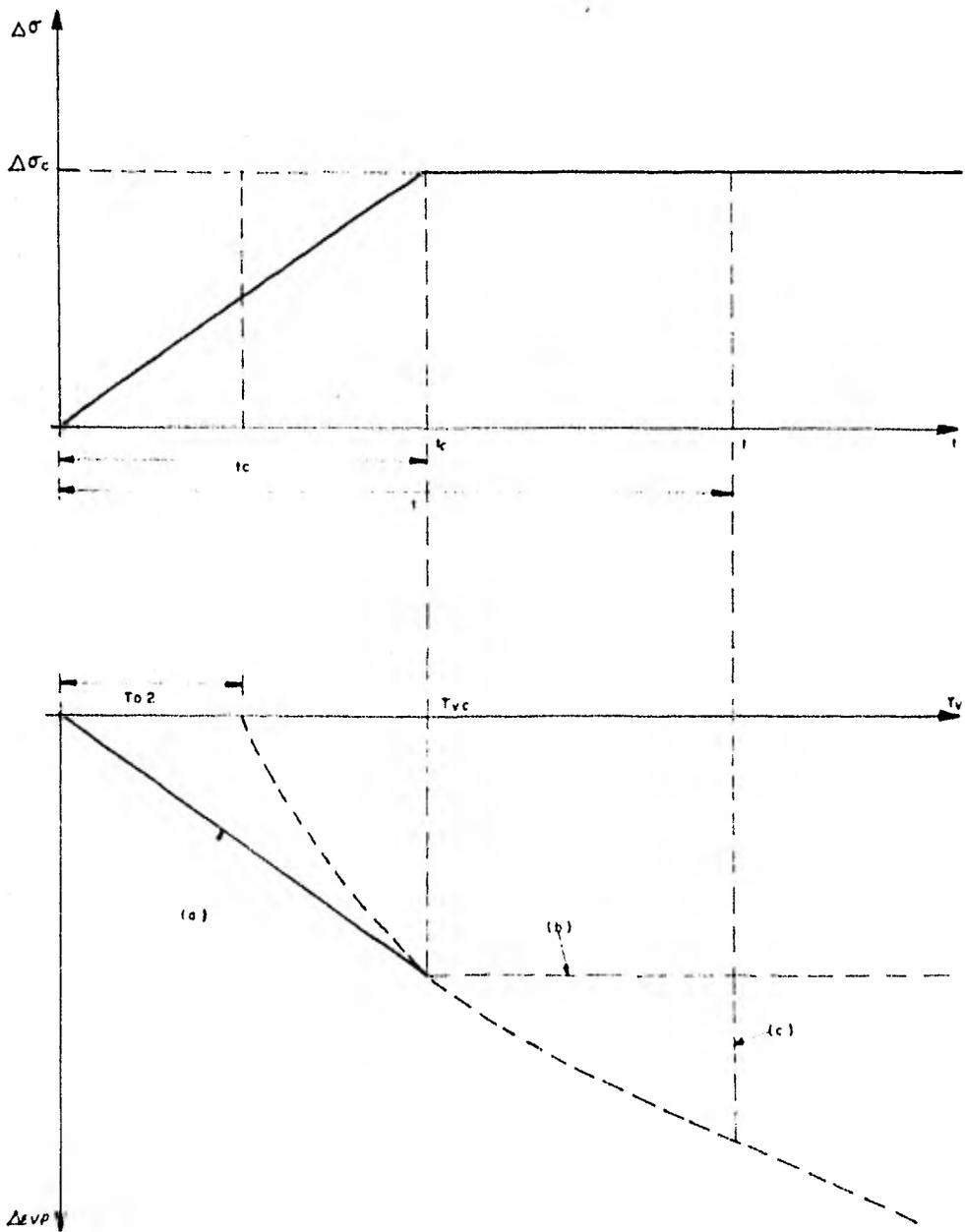


FIG. H-21 DEFORMACION DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR PARA APLICACION LINEAL DE CARGA.

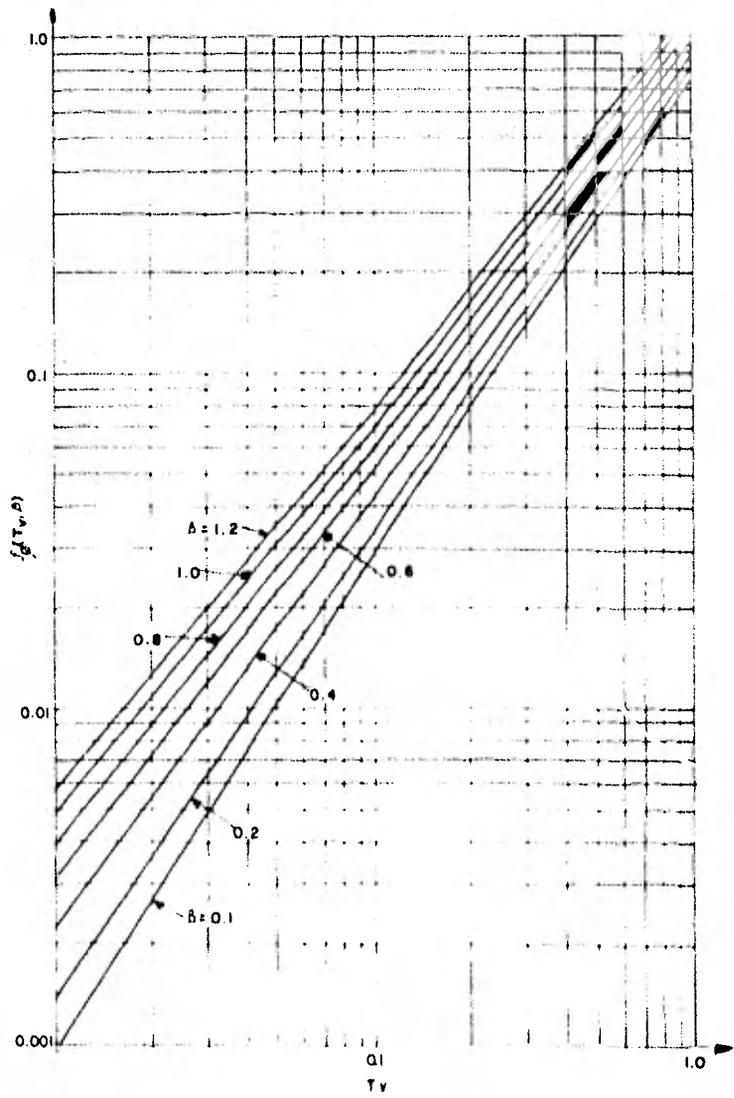


FIG II-22 FUNCION $f_p(T_v, A)$ PARA VALORES DE 0.01 A 1.0

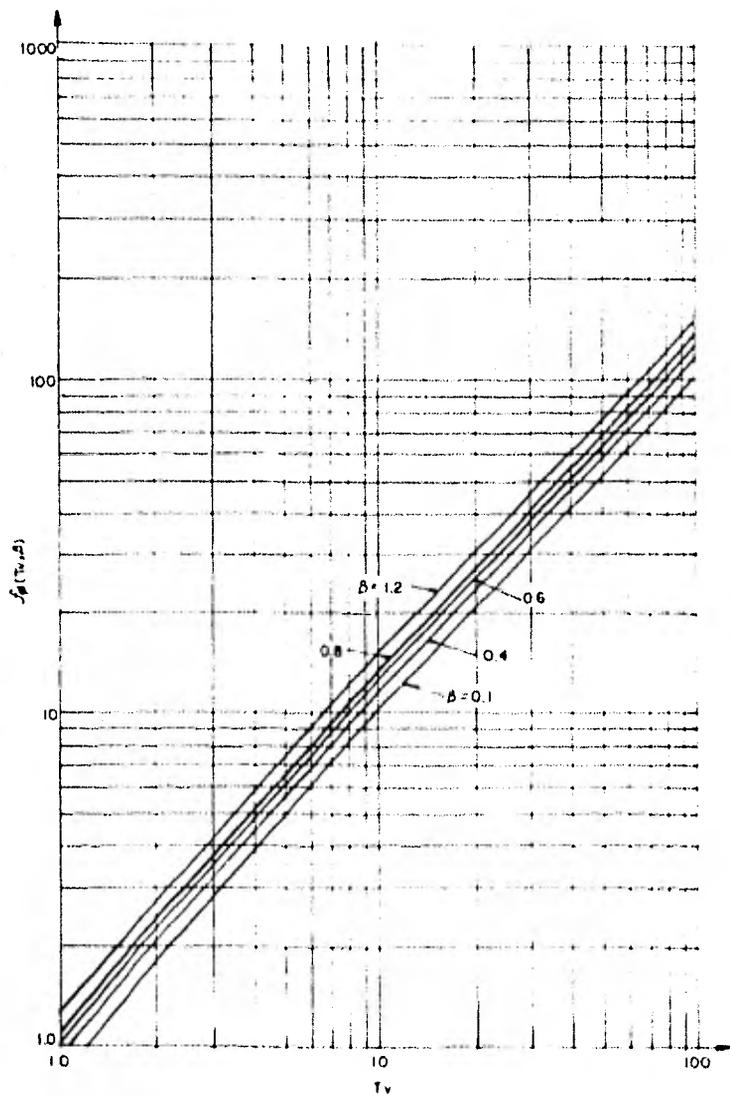


FIG II-23 FUNCION $f_{\beta}(T_v, \beta)$ PARA VALORES DE T_v DE 1.0 A 100

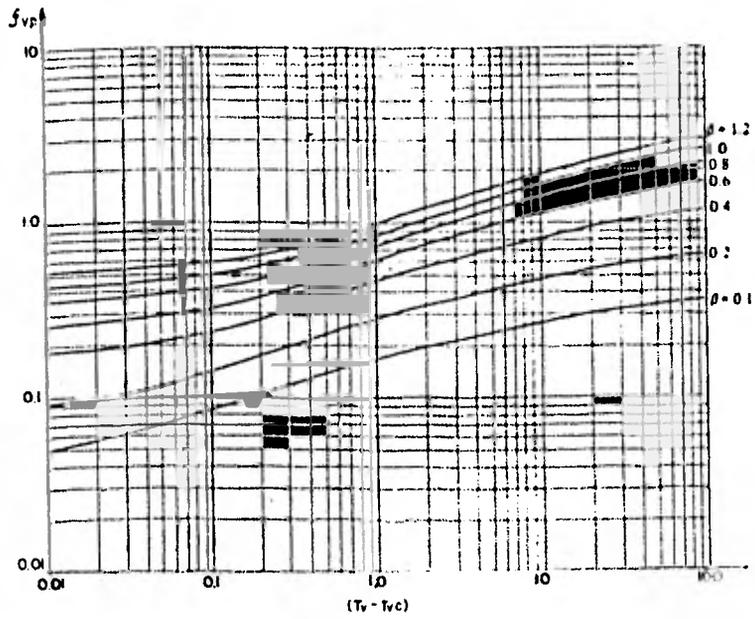


FIG. II-24 FUNCION $f_{vd}(T_v - T_{vc}, \rho)$.

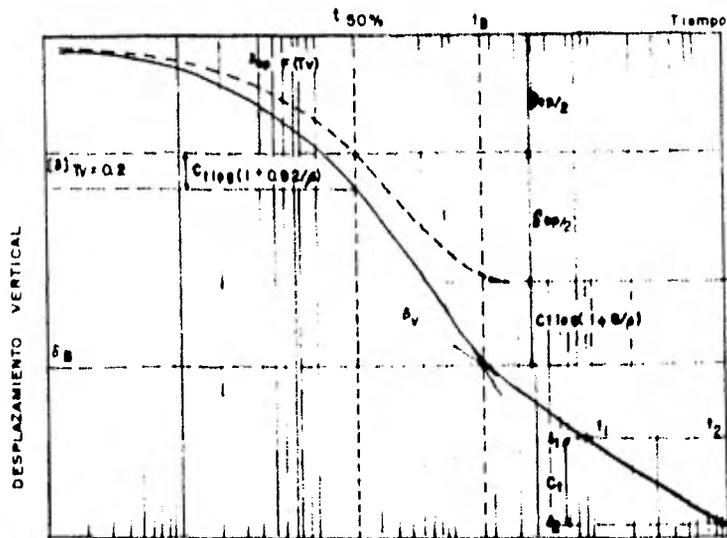


FIG. II-25 DETERMINACION DE PARAMETROS DE CONSOLIDACION

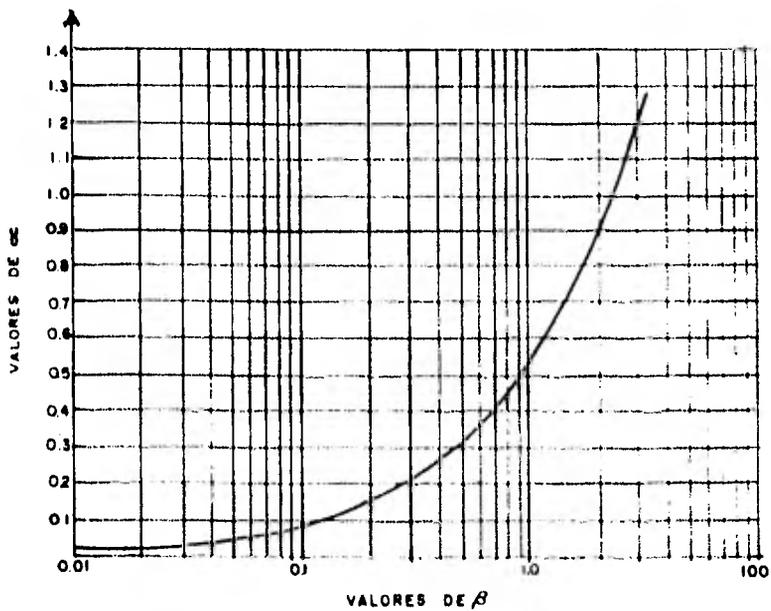


FIG. II-26 FUNCION AUXILIAR ($1/2 + \log(1 + 0.2\beta)$).

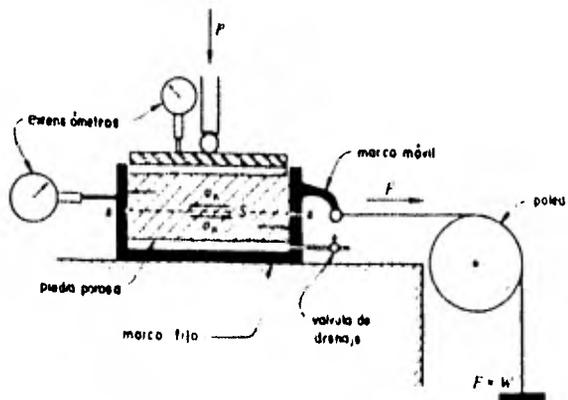


FIG II-27 ESQUEMA DEL APARATO DE RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DIRECTO

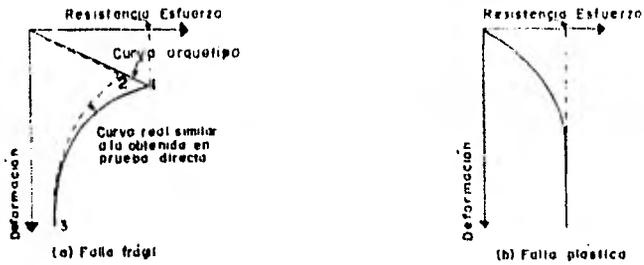


FIG. 11-28 TIPOS DE FALLA CONSIDERADOS EN LOS SUELOS.

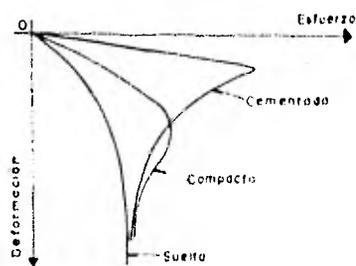


FIG. 11-29 GRAFICAS ESFUERZO DEFORMACION PARA UNA ARENA EN ESTADO SUELTO, COMPACTO Y CEMENTADO, BAJO LA MISMA PRESION NORMAL.

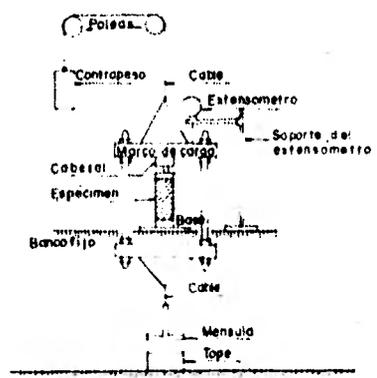


FIG. 11-30 ESQUEMA DE UN APARATO CON APLICACION DE CARGA DIRECTA PARA PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

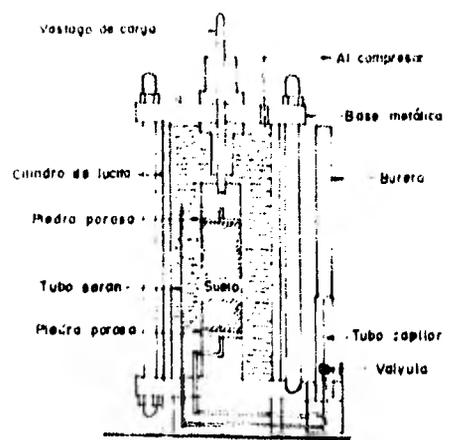


FIG. 11-31 ESQUEMA DE LA CAMARA DE COMPRESION TRIAXIAL

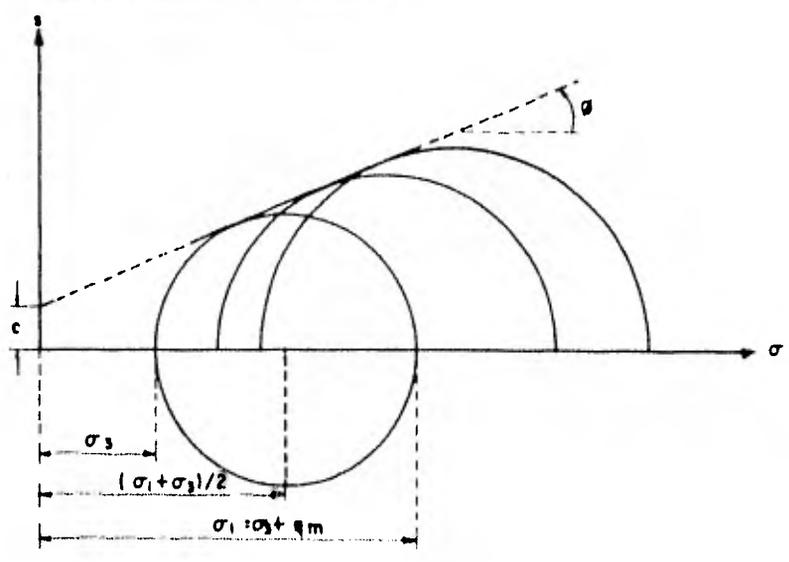
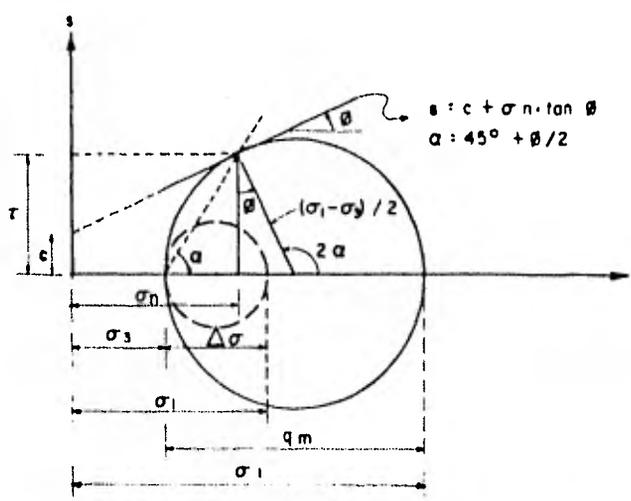
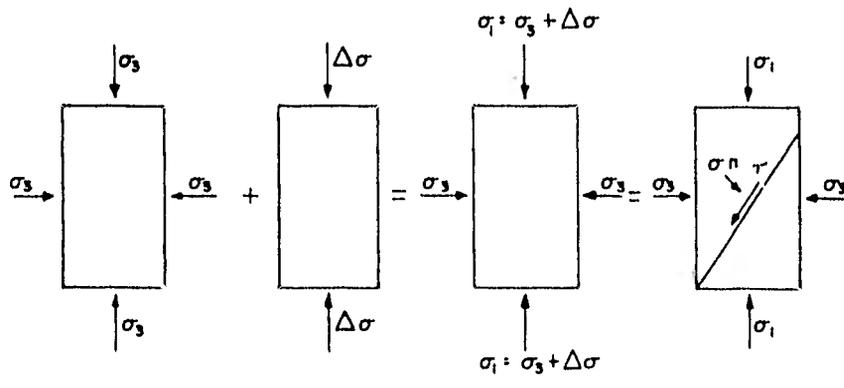


FIG. 11-32 DIAGRAMAS DE MOHR.

CAPITULO III. - CARACTERISTICAS DEL SUBSUELO EN LA CIUDAD DE MEXICO.

III.1. GENERALIDADES

La ciudad de México descansa sobre un vaso natural donde se han depositado productos de erosión derivados de las sierras laterales, así como las cenizas de numerosos volcanes, principalmente del Sur, activos durante los últimos 700,000 años.(ref. 3)

A continuación daremos algunos datos de como se formó esta -- cuenca, de su zonificación, estratigrafía y propiedades mecánicas con el fin de basar en ellos el contenido de capítulos -- posteriores.

III.2. ZONIFICACION

Durante una época de intensa actividad volcánica aparecieron las sierras que formarían un vaso de almacenamiento natural. La figura III.1 (ref. 3) nos muestra el orden cronológico en que surgió cada una de ellas, observándose que el último evento -- geológico de importancia tuvo lugar al sur de la cuenca, donde sobrevinieron potentes efusiones lávicas del Chichinautzin, de unos 2000 m de espesor, que cerraron el drenaje hacia el Sur -- transformando el valle de México en una cuenca cerrada.

Durante el Plioceno Superior, en que predominaba un clima semiárido, lluvias torrenciales erosionaron el relieve abrupto, depositando al oriente y al poniente de la cuenca extensos abanicos aluviales integrados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos. Esta es la formación denominada Tarango, cuyo rasgo notorio es la ausencia de lavas, considerándose por ésto posterior al vulcanismo del Plioceno.

Previos al cierre de la cuenca por el Sur, existían dos grandes valles quedrenaban por el río Amacuzac; el más grande de ellos corría paralelo a la Sierra de las Cruces y pasaba por lo que hoy es Xochimilco, hasta llegar a Cuernavaca, mientras que el menor pasaba a las faldas de la Sierra Nevada, atravesaba Chalco y Amecameca hasta llegar a Cuautla. Manifestaciones de la erosión ocurrida son los cañones de Contreras y San Rafael. (ref. 3).

A consecuencia de la obstrucción por el Sur, los depósitos fluviales se acumularon en las barrancas, regularizando el relieve abrupto debido a la erosión. A estos depósitos se les denomina serie clástica fluvial y aluvial del Pleistoceno, cuya característica descollante es la gran cantidad de fragmentos redondeados empacados en arena.

A continuación ocurre una intensa deposición de cenizas volcánicas transportadas por aire o agua hacia los lagos de las regiones bajas, denominando a este período Tacubaya. A éste, siguió otro de clima seco, siendo típicos los suelos cementados con caliche (Formación Morales). Sobre la formación Becerra, constituida por estratos de aluvión y polvo volcánico con alto contenido de fósiles, descansa la formación Barrilaco donde se manifiestan capas y vetas de caliche debido a un período árido. Finalmente, la formación Totolsingo, integrada por tierras color café y negro con materia orgánica en cantidad apreciable, precede a la época Arqueológica. (ref. 2).

La figura III-2 (ref. 1) nos muestra el perfil propuesto por el Dr. L. Zeevaert, donde aparecen las distintas formaciones y algunas características de las mismas.

En base a numerosos sondeos realizados en el área del Valle de México, se ha propuesto la zonificación que aparece en la figura III-3 (refs. 2 y 3) y donde se distinguen las zonas siguien

tes:

- Zona lacustre
- Zonas de transición
- Zona pétreo
- Zona aluvial

Es necesario aclarar que la figura III-3 muestra una aproximación de los límites de las diferentes zonas, tanto lacustre, - pétreo, aluvial y de transición, no siendo una zonificación de finitiva.

Debido a que las zonas aluviales se presentan fuera del área - de nuestro interés, además de que es difícil establecer una correlación de propiedades y secuencias de formación, únicamente se hará mención de su existencia sin profundizar en aspecto alguno. En esta zona, los sondeos aconsejables son pozos a cielo abierto o el uso de equipo rotatorio con muestreador tipo - Denison.

La zonificación y cortes que aparecen, son los propuestos en - las referencias 2 y 3.

III.2.1 ZONA LACUSTRE

Una gran parte del área de la Ciudad de México descansa en esta zona, debido a lo cual existe información estratigráfica y de propiedades mecánicas confiables. En base a ella se han de finido cinco estratos principales en orden descendente:

- Manto superficial
- Formación arcillosa superior
- Capa dura
- Formación arcillosa inferior
- Depósitos profundos

Agregaremos que diversas exploraciones y trabajos de perforación, ejecutados para la instalación de sistemas de bombeo bajo los lagos Desviación combinada y Texcoco Sur, detectaron dentro de los depósitos profundos una formación compresible de espesor mayor a 6 m., la que se reporta como una Tercera -- Formación Arcillosa cuyo contenido de agua medio es de 147 %, con valores máximos de 280 %. Bajo ella se localizaron estratos arenosos, limosos y limoarenosos conteniendo en ocasiones arcilla y gravas. A éstos se denominaron Depósitos Profundos Inferiores, cuyo contenido de agua medio es de 37 % (ref. 3).

Debido a que la existencia de estas dos últimas formaciones no es de interés práctico para este trabajo, solamente nos concretaremos a su mención.

MANTO SUPERFICIAL

Constituído por arcillas consolidadas por secado, arenas limosas y limos arcillosos en la zona del lago de Texcoco, añadiéndose rellenos artificiales y restos de cimentaciones precoloniales y recientes en áreas más céntricas. Su espesor varía erráticamente, siendo de unos cuantos centímetros en áreas del lago de Texcoco sujetas a inundación permanente y en aquellas expuestas a secado recientemente, alcanzando hasta 10 m. en el área céntrica. Este manto corresponde a las formaciones Barrilaco y Totolsingo y a pesar de su irregularidad es de mayor resistencia y menor compresibilidad que los suelos arcillosos-subyacentes, excepto en sitios donde el relleno se encuentra en estado muy suelto. En la tabla III-1 (ref. 2) se resumen las propiedades medias de este manto y de los subsecuentes.

FORMACION ARCILLOSA SUPERIOR

Son suelos que corresponden a la Formación Tacubaya, formados por el arrastre y sedimentación de ceniza volcánica de reduci-

do tamaño. Así, está compuesta por arcillas lacustres muy compresibles de diversos colores y consistencia entre blanda y media, conteniendo, en ocasiones, lentes delgadas de arena, destacando una capa de arena negra en estado suelto con espesor entre 0.2 y 2 m.

El espesor de esta formación arcillosa aumenta de Poniente a Oriente, es decir, hacia el vaso de Texcoco, existiendo puntos donde se unen ésta y la formación arcillosa inferior por la ausencia o reducido espesor de la capa dura; su potencia oscila entre 15 y 32. M.

Cabe mencionar que en el área de Texcoco el contenido de agua se ve afectado por las sales disueltas, ya que el peso de las mismas es tomado como parte del peso de sólidos después del proceso normal de secado, dando lugar a una subestimación apreciable en la magnitud de esta propiedad. En el área céntrica, la cantidad de sales es reducida por lo que no se consideran de importancia.

CAPA DURA

En ella predominan suelos de los grupos SM, SC y ML, según clasificación S.U.C.S., apareciendo con menor frecuencia GP, GW, SW y SP, todos cementados con carbonato de calcio.

Esta descripción se apega a una época geológica donde predominó la sequía.

Su espesor varía de unos cuantos centímetros hasta varios metros, siendo su media de unos 3.0 m.; no es extraño que en algunas áreas sea complicado identificarlo con precisión.

La resistencia a la penetración estándar es notablemente va-

riable, aún para la misma zona, oscilando entre 5 y 70 golpes; tiene una media de 50.

FORMACION ARCILLOSA INFERIOR

Es de origen y características similares a la superior, con la diferencia de que ésta tiene un contenido de agua menor, mayor resistencia al corte y menor compresibilidad. En ella se encuentran intercalados lentes y estratos limoarenosos y de vidrio volcánico, siendo éstos más frecuentes que en la superior. Su espesor varía entre 4 y 20 m., correspondiendo éste último valor al centro del lago de Texcoco, según la referencia 3. Este material pertenece a la formación Tarango.

DEPOSITOS PROFUNDOS

Están constituidos por limos y arenas finas limosas en estado compacto, apareciendo en ocasiones lentes de arcillas arenosas y gravas. Su horizonte superior se aprecia a profundidades comprendidas entre 24 y 64 m., siendo su resistencia a la penetración estándar mayor a 50 golpes. Estos depósitos forman acuíferos de alta permeabilidad que se han explotado para el abastecimiento de agua. Las últimas tres formaciones C.D., F.A.I. y D.P., corresponden a la formación Tarango.

MANTO FREATICO

El nivel de aguas freáticas en el ex-lago, se localiza a profundidades inferiores a 1.50 m. y se encuentra influenciado por el estrato arenoso situado en la parte superior de la F.A.S., así como por las grietas rellenas con materiales permeables.

En las zonas del lago poco influenciadas por bombeo, existen pérdidas de presión con respecto a la hidrostática del orden de 2 y 5 m., para la capa dura y la parte superior de los de-

pósitos profundos respectivamente. En áreas céntricas el NAF-se reporta a 2 m, con variaciones pequeñas.

HUNDIMIENTO REGIONAL

Se atribuye a la consolidación de la arcilla compresible ocasionada por la explotación de acuíferos. Sin embargo, existen zonas donde se ha observado que la velocidad de hundimiento se ha acelerado de 3 a 17 cm/año, y otras donde esta velocidad ha disminuído de 17 a 5 cm/año (ref. 4). Este comportamiento irregular impide adoptar un criterio generalizado para la predicción de la velocidad de hundimiento, por lo que es necesario seguir muy de cerca la evolución del fenómeno contando con información actualizada.

Es necesario mencionar también los agrietamientos que se observan en la superficie del terreno de algunos sitios, principalmente en la zona del Vaso de Texcoco, asociados a esfuerzos de tensión por desplazamientos horizontales debidos a los hundimientos y que a la larga pueden afectar el comportamiento de instalaciones importantes como el Aeropuerto de la Ciudad de México.

SONDEOS

Los mantos arcillosos en el área urbana de la Ciudad de México, en la región estudiada por la Comisión del Lago de Texcoco y el fondo de los lagos de Chalco y Xochimilco, no presentan mayores inconvenientes para su muestreo. La penetración estándar es valiosa, no tanto por la estimación de la resistencia a partir -- del número de golpes, sino por permitir la identificación de -- campo del material en húmedo y en seco y por la determinación - del contenido del agua. Para este último, en el caso de la ciudad de México, existe información experimental que permite correlacionarlo con valores medios de compresibilidad y resistencia al corte,

no ocurriendo lo mismo en el caso de Xochimilco, Chalco y Zumpango por la escasez de datos.

Es recomendable también obtener muestras inalteradas en tubos de pared delgada, de 4 a 6 pulgadas de diámetro, y someterlas a los ensayos convencionales de consolidación, compresión simple, triaxiales rápidas, rápidas consolidadas, amén de determinar sus propiedades índice como relación de vacíos, densidad de sólidos, peso volumétrico y límites de consistencia.

Cabe mencionar que las características determinadas para los lagos de México y Texcoco no son aplicables a los de Chalco y Xochimilco, debido a que su proceso de formación es diferente. (ref. 3).

III.2.2. ZONA DE TRANSICION

Denominada así por presentarse en las fronteras de las formaciones lacustre, pétreo y aluvial, presenta erraticidad tanto en propiedades mecánicas como en estratigrafía. En esta zona se han reconocido tres condiciones típicas, tomadas de la ref. 3:

A) Transición progresiva. - Donde la formación rocosa se encuentra cubierta por depósitos aluviales, los que a su vez soportan las capas recientes de arcilla lacustre.

B). - Transición Interestratificada. - En este caso la fase aluvial y lacustre se alternan, dando lugar a la intercalación de mantos blandos arcillosos con otros de matriz granular contaminados por finos, generalmente duros y más resistentes. Dentro de este tipo de transición puede clasificarse el caso de derrames de lava sobre suelos aluviales o lacustres, cubiertos por capas más recientes de formación lacustre o acarrees aluviales, como en algunos lugares circundantes al cerro

C). - Transición Abrupta. - Cuya característica es que los depósitos lacustres se encuentran en contacto con la formación rocosa.

En esta zona de transición la formación arcillosa inferior es de pequeño espesor y en algunos sondeos no ha sido detectada, - por tanto, en la Tabla III-2 (ref. 2) correspondiente a las diversas características, no es mencionada.

MANTO FREÁTICO

Debido a la estratigrafía irregular y a la explotación de acuíferos profundos que ocasiona fuertes abatimientos en la presión de poro, es difícil delimitar la profundidad del manto freático. En ocasiones pueden aparecer "mantos colgados", que son bolsas de agua confinadas por capas impermeables, y que de no tener -- cuidado puede reportarse como un nivel freático aparente.

HUNDIMIENTO REGIONAL

En algunas áreas, debido a la explotación de acuíferos antes -- mencionada, se presentan hundimientos que parecen ocurrir en ca pas bajo el nivel de desplante del común de los cimientos, ya -- que las construcciones no muestran daños estructurales. Por -- otro lado, en áreas donde los espesores de arcillas compresibles son mayores, ocurren enjutamientos sobre el nivel de desplante, pudiendo ocasionar hundimientos diferenciales que dañen la es-- tructura. Esto último ocurre principalmente en zonas de transi-- ción abrupta.

SONDEOS

Debido a la irregularidad en esta zona, para conocer el -----

patrón de estratificación se requiere realizar un gran número de sondeos, los cuales deben ser rápidos y económicos. Estos sondeos se pueden complementar con un muestreo inalterado del subsuelo, realizado cerca de la exploración económica, con el objeto de establecer correlaciones. Si la construcción abarca una superficie amplia, es indispensable obtener información de las presiones en el agua mediante la instalación de piezómetros en los estratos más permeables, previniendo la existencia de algún "manto colgado".

III.2.3. ZONA DE LOMAS

Denominada así por su mayor elevación relativa, abarca las serranías y lomeríos del Oeste y Suroeste de la cuenca, como son las Cruces y la Sierra de Guadalupe, adicionando las partes altas de el Peñón de los Baños, Peñón del Marqués y Cerro de la Estrella, incluyendo también los derrames basálticos del Pedregal.

En términos generales, la elevada capacidad portante y su baja deformabilidad los hacen suelos de características confiables para cimentar.

En esta zona se han detectado seis tipos de suelos, clasificados según los problemas de cimentación que presentan (ref. 3).

a) Tobas compuestas por mezclas de arena y grava en proporciones variables, cementadas por una matriz de suelos finos con alta capacidad de carga, estables aún bajo la acción erosiva del agua. Estos suelos aparecen al Oeste de la cuenca y -- principalmente en la parte alta de las Lomas de Chapultepec. -- Cuando limpios, son los mejores para utilizarse como agregados pétreos, existiendo cavernas que una vez se explotaron para obtener materiales de construcción, constituyendo actualmente un -

problema para las cimentaciones. En muchas ocasiones, la detección de estas cavernas resulta difícil debido a su desarrollo - caprichoso y a que un gran número de ellas se han derrumbado y contienen arena en estado suelto.

b) Tobas compuestas en gran proporción por arcillas de - plasticidad media a alta con cementación pobre, inestables bajo la acción erosiva del agua. Se encuentran con frecuencia al -- Suroeste de la cuenca (Contadero y las Aguilas). Cuando saturadas, sus propiedades de resistencia disminuyen notablemente.

c) Suelos constituídos por arena pumítica limpia con espesores de 1 a 3 m., una de cuyas características es la ruptura -- de granos si se someten a altas presiones de contacto (25 kg/cm^2) (ref. 3). Aparecen en estratos sensiblemente horizontales y con frecuencia entre capas de mucha mayor dureza, por lo que debe - tenerse presente al diseñar cimentaciones profundas que transmitanan altas presiones de contacto. En algunas ocasiones las arenas pumíticas se encuentran mezcladas con suelos finos, lo cual reduce su grado de compresibilidad por ruptura.

d) Rellenos. - En ocasiones se ha tratado de aprovechar -- las barrancas relleniéndolas con material mal compactado. Los - problemas derivados son hundimientos después de la primera saturación y que continúan varias estaciones de lluvia después.

e) Suelos de origen eólico. - Se tiene conocimiento de depósitos de arena suelta al pie de la Sierra de Guadalupe que sufren hundimientos bruscos bajo cargas dinámicas. Los espesores de estos suelos son del orden de 4.0 m.

f) Roca Basáltica. Se presentan al sur de la cuenca, en el área de El Pedregal, donde se tienen derrames de lava con diversos grados de fracturamiento, apareciendo cuevas u oquedades en el contacto de los distintos derrames basálticos. -- Las partes sanas del basalto tienen las mayores capacidades -- portantes en el Valle de México.

La mención de todo lo anterior es importante, pues a pesar de ser una zona adecuada para la urbanización también puede presentar irregularidades que, si no son detectadas oportunamente, ocasionan serios problemas a cualquier tipo de estructura.

MANTO FREÁTICO

Debido a su elevación, en esta zona el manto freático se encuentra a profundidades mayores que las usuales para afectar el comportamiento de las cimentaciones.

HUNDIMIENTO REGIONAL

En esta zona también ocurren enjutas, que si bien se pre

sentan en capas relativamente profundas, son detectadas en la superficie.

SONDEOS

En caso de edificios con descargas de gran magnitud es necesario estimar los asentamientos bajo la cimentación basados en los resultados de sondeos de penetración calibrados mediante su comparación con pruebas de carga sobre zapatas estándar. Si la estructura es ligera, lo conveniente es extraer muestras de pozos a cielo abierto determinando su resistencia al corte en ensayos de compresión simple si son suelos cohesivos o cementados; en caso de estratos o lentes de arena, la compacidad relativa es el aspecto principal a investigar, en tanto que su capacidad de carga se evalúa con resultados satisfactorios utilizando las fórmulas de Terzaghi. Para suelos arenosos finos uniformes, por encontrarse invariablemente en estado suelto, la compactación artificial o su sustitución han sido las soluciones utilizadas.

La sospecha de existencia de minas de arena y grava, como las oquedades en el seno de los derrames de lava, hacen indispensable una exploración minuciosa para detectarlas y prevenir un colapso de la cimentación.

Para detectar minas de grava y arena se recurre al auxilio de fotografías aéreas de años anteriores, buscando indicios de bo

caminas antiguas. También se emplean métodos como el geoelectrico y en otros casos se hacen perforaciones directas sin recuperación de muestras.

En el caso de sospechar la presencia de una oquedad en la masa de un derrame basáltico, es aconsejable hacer una perforación de diámetro reducido bajo cada uno de los apoyos. Si se encuentra una caverna, es conveniente rellenarla con lechada agua-cemento aprovechando la perforación ya realizada.

III.3. DATOS SOBRE LAS ARCILLAS DEL VALLE DE MEXICO

A pesar de no contar aún con resultados definitivos respecto a la composición mineralógica de las arcillas, los resultados -- arrojados por los análisis térmicos, espectrográfico nuclear y de intercambio de bases, muestran que el grupo mineral predominante es el de las ilitas, siguiendo las montmorilonitas, coalinitas, dickitas, haloisita y nontronita (ref. 2). Esto no concuerda con la tesis de investigadores en el campo de la microscopía electrónica que ubican el grupo de las montmorilonitas en primer plano.

Por otro lado, el contenido de materia orgánica en las arcillas varía erráticamente, fluctuando en forma semejante al contenido de agua natural. En dos sondeos a cuyas muestras se -- practicó la prueba, se obtuvieron valores que oscilaron entre 1 y 7% del peso de sólidos. Mediante lavados sucesivos se separaron las arenas y fósiles de muestras arcillosas, no siendo mayor su contenido que un 20 % del peso de sólidos.

RESISTENCIA AL CORTE.

Debe tenerse especial cuidado al determinar la resistencia al esfuerzo cortante, ya que las arcillas son materiales frágiles susceptibles de agrietamiento durante la extracción con muestreadores convencionales, además de estar naturalmente fisuradas en algunos casos. Esto puede provocar que se subestimen -

los resultados, como veremos posteriormente en este mismo capítulo.

PRUEBA DE COMPRESION SIMPLE

Las curvas esfuerzo-deformación unitaria típicas de las arcillas del Valle de México, tanto en estado natural como remoldeado, se muestran en la figura III-4 (ref. 2).

Puede observarse que las deformaciones son proporcionales a los esfuerzos axiales hasta valores cercanos a la falla, la cual ocurre por un agrietamiento de la probeta, conforme a planos que varían entre 0° y 45° respecto al eje de simetría de la misma. Las grietas pueden ser compuestas y en muchos casos parecen ser provocadas por el instrumento muestreador. Amasando los mismos especímenes, sin alterar su contenido de agua, se obtuvieron muestras remoldeadas cuyo comportamiento es notoriamente plástico como se puede ver en la misma figura. Si llamamos sensibilidad de la arcilla a la relación entre la resistencia a la compresión simple de una muestra inalterada y la de una muestra remoldeada, ésta variará entre 2 y 20, teniendo un promedio de 8.

La figura III-5 (ref.2) muestra las curvas esfuerzo-deformación para varios procesos de carga y descarga, donde puede notarse la tendencia del módulo de deformación (M) a disminuir. Asimismo aparece una deformación denominada anelástica (ref.2) -- que llega a recuperarse con el transcurso del tiempo.

Las figuras III-6 y III-7 nos muestran la variación de la resistencia a la compresión simple, según resultados contenidos en la referencia 2, de acuerdo al contenido de agua y a la consistencia relativa.

Con el fin de eliminar en un buen porcentaje la interferencia del agrietamiento provocado por el muestreo o fisuramiento natural de las arcillas, se sometieron especímenes a la prueba de corte simple. Los datos obtenidos se reportarán y comentarán al realizar la comparación entre los resultados de las diversas pruebas. La referencia 2 contiene el procedimiento seguido y el dispositivo empleado para la ejecución de esta prueba.

PRUEBAS TRIAXIALES

En general, la resistencia a la compresión en arcillas homogéneas saturadas determinada por medio de ensayos triaxiales rápidos es prácticamente igual a la obtenida en pruebas de compresión simple. Sin embargo, en el caso de tratar con materiales fisurados, las diferencias pueden ser significativas.

Los diagramas de Mohr y las curvas esfuerzo-deformación típicas de las arcillas del Valle de México son las mostradas en las figuras III-8 y III-9 (ref. 2) tanto para triaxiales rápidas como para rápidas consolidadas.

PRUEBA " IN SITU "

Con el objeto de cuantificar la influencia de las fisuras naturales, así como el agrietamiento que pudiera sufrir el espécimen durante el muestreo, se ejecutaron pruebas de campo utilizando un dispositivo denominado "veleta" (ref. 2), aplicando un par torsor a velocidad de rotación constante (4 grados por minuto) con el fin de determinar la resistencia al corte " in situ". La figura III-10 (ref. 2) muestra algunas de las curvas obtenidas.

Ahora bien, a partir del valor obtenido con la prueba de compresión simple (q_u), se considera la resistencia al corte de las arcillas (S) como el valor $q_u/2$, valor aceptable cuando no se toma en cuenta la evolución de la resistencia con el tiempo, (importante en taludes y excavaciones).

Sin embargo, al estudiar la influencia del fisuramiento por medio de las pruebas mencionadas anteriormente, se encontró que -- las resistencias al corte obtenidas por medio de corte simple --- (S_c) eran 55 % mayores que las correspondientes a $q_u/2$. Partiendo del ángulo de fricción determinado en pruebas consolidadas rápidas y de una estimación aproximada del esfuerzo normal actuante, se observó que en este caso la resistencia era un 39% mayor a $q_u/2$. Por el mismo camino, las pruebas rápidas reportaron un 20 % más de resistencia, en tanto que la prueba "in situ" superaba en un 66 % a las determinaciones de $q_u/2$.

Lo anterior fue obtenido de un gran número de sondeos en conjunto. La tabla III-3 (ref. 2) nos muestra los resultados comparativos para uno de ellos.

La conclusión obvia es que la prueba de compresión simple conduce a una subestimación de la resistencia al corte, debido al fisuramiento natural o provocado por el muestreador y el manipuleo de la muestra en el laboratorio. Sin embargo, la prueba de compresión simple, por su sencillez, es la empleada comúnmente en la práctica, interpretando los resultados en base a la experiencia y un buen criterio ingenieril.

COMPRESIBILIDAD DE LAS ARCILLAS

Por su utilidad para la determinación de la capacidad de carga, se mencionó la variación de la resistencia al corte de las arcillas, sin embargo, el problema básico es la magnitud de los --- asentamientos que pueden inducir las sobrecargas, puesto que -- las arcillas del Valle de México se caracterizan por su elevada

compresibilidad.

En estas arcillas las presiones efectivas no siempre coinciden con los esfuerzos producidos por su propio peso, debido principalmente a las sobrecargas de construcciones en la superficie y a los procesos de secado durante la gestación de la corteza arcillosa. Asimismo, el bombeo del agua subterránea ha ocasionado un incremento en las cargas de preconsolidación en áreas afectadas por el mismo.

En la figura III-11 (ref. 1) se muestran curvas de compresibilidad obtenidas de muestras arcillosas provenientes del subsuelo de la ciudad de México, donde puede observarse claramente el efecto de endurecimiento comentado en el capítulo anterior. Este efecto es notorio cerca del quiebre de la curva, donde una protuberancia indica la transición entre los tramos de recompresión y virgen.

Las curvas de consolidación típicas de la ciudad de México son similares a las que aparecen en la figura III-12 (ref. 1), en donde el tramo recto se define claramente. Este tramo recto, como vimos anteriormente, no es sino la representación gráfica del proceso de viscosidad intergranular que se presenta durante la consolidación secundaria, y que, como puede observarse en la misma figura, algunas veces es de gran magnitud.

Propiedad	Manto Sup.	F. A. S.	C. D.	F. A. I.	D. P.
W _l %	95.	270.	50.	170.	52.
S _s	2.525	2.416	2.543	2.392	2.537
θ _l	2.82	6.44	1.36	4.38	1.27
LL en%	102.8	283.2	51.4	213.8	70.5
LP en%	53.5	86.2	37.6	69.6	41.8
IP	49.6	197.0	15.4	144.0	32.2
q _u (Kg/Cm ²)	0.91	0.90	1.65	1.94	2.72
M (Kg/Cm ²)	49.1	40.2	104.4	84.8	157.8
σ _{vm} (Cm ² /Kg)	0.23	0.58	0.23	0.19	0.23
σ _{vp} (Cm ² /Kg)	0.44	1.25	0.44	0.39	0.44
σ _{vmo} (Cm ² /Kg)	0.73	1.84	0.73	0.57	0.73
m _o	0.32	0.48	0.32	0.54	0.32
m _d	0.032	0.053	0.032	0.045	0.032
P _c (Kg/Cm ²)	2.50	1.55	2.50	2.80	2.50
C _{vm} (10 ⁻³ Cm ² /Kg)	12.41	8.28	12.41	9.87	12.41
C _{vp}	5.56	1.43	5.56	2.82	5.56
C _{vv}	4.84	0.52	4.84	0.24	4.84

Tabla III-1 Zona del lago

<i>Propiedad</i>	<i>M.S</i>	<i>F.A.S.</i>	<i>C.D.</i>	<i>D.P.</i>
WI	74.	225.	67.	70.
S _s	2.506	2.431	2.517	2.528
e _i	2.09	5.56	1.80	2.24
LL	67.3	243.3	68.0	104.0
LP	43.0	78.1	44.7	50.5
IP	38.4	164.0	23.9	53.5
q _e	0.89	0.91	1.22	1.48
M	52.1	37.2	55.2	72.1
o _{vm}	0.13	0.52	0.13	0.13
o _{vp}	0.17	1.10	0.17	0.17
o _{vmax}	0.25	1.57	0.25	0.25
m _d	0.026	0.044	0.026	0.026
P _c	2.26	1.47	2.26	2.26
C _{vm} (10 ⁻⁵)	14.29	7.04	14.29	14.29
C _{vp}	9.43	2.56	9.43	9.43
C _{vv}	7.44	0.44	7.44	7.44
m _s	0.25	0.43	0.25	0.25

Tabla III-2 Zona de Transición

Elevación	Límites de Atterberg		Compresión Simple		Triaxial Rápida		Corte Simple		Triaxial Consolidada Rápida				Velera	
	LL	LP	w _i	$\frac{q_u}{2}$	w _i	$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$	w _i	s _c	w _i	P _c	y _{CR}	e _i	w _i	e _v
	%	%	%	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	grados	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²
- 8.20	252	70	359	0.31	334	0.36	357	0.40	317	1.10	17.9	0.36		
- 8.35													421	0.40
- 8.55	328	98	385	0.19	379	0.19	366	0.38	379	1.10	16.7	0.33		
- 8.65													412	0.40
- 9.21	476	142	371	0.22	355	0.26	367	0.43	410	1.00	19.6	0.36		
- 9.30													363	0.39
- 9.59	622	189	451	0.36	421	0.35	468	0.43	400	1.00	23.6	0.44		0.44
-10.01	51	35	59	0.26	58	0.29	60	0.44	79	1.00	17.2	0.31		
-10.14														0.44
-10.39	409	108	309	0.41	312	0.49	309	0.52	313	1.10	19.1	0.38		
-10.49													233	0.39
-10.60	363	65	278	0.23	277	0.48	277	0.57	282	1.15	19.7	0.41		
-10.76													322	0.42
-10.96	360	103	378	0.29	366	0.36	377	0.39	381	1.15	19.1	0.40		
-11.40	253	84	246	0.43	249	0.43	253	0.44	251	1.00	16.3	0.33		0.42
-11.60														0.43
-13.50														0.48
-13.80	320	92	296	0.45	307	0.46	290	0.47	326	1.20	16.9	0.37		
-13.96													175	0.76
-15.25													390	0.41
-15.61	304	93	319	0.17			313	0.37	300	1.40	16.1	0.46		
-15.65													363	0.41
-15.78	250	101	342	0.16	343	0.16	341	0.25	344	0.90	16.5	0.27		
-16.16														0.38
-16.50													381	0.41
-16.79	372	87	386	0.31	405	0.41	404	0.39	421	1.30	16.7	0.39		
Promedios				0.29		0.35		0.42				0.37		0.44

Tabla III-3 Resultados Comparativos en Pruebas de Resistencia Sobre Arcillas del Valle de México

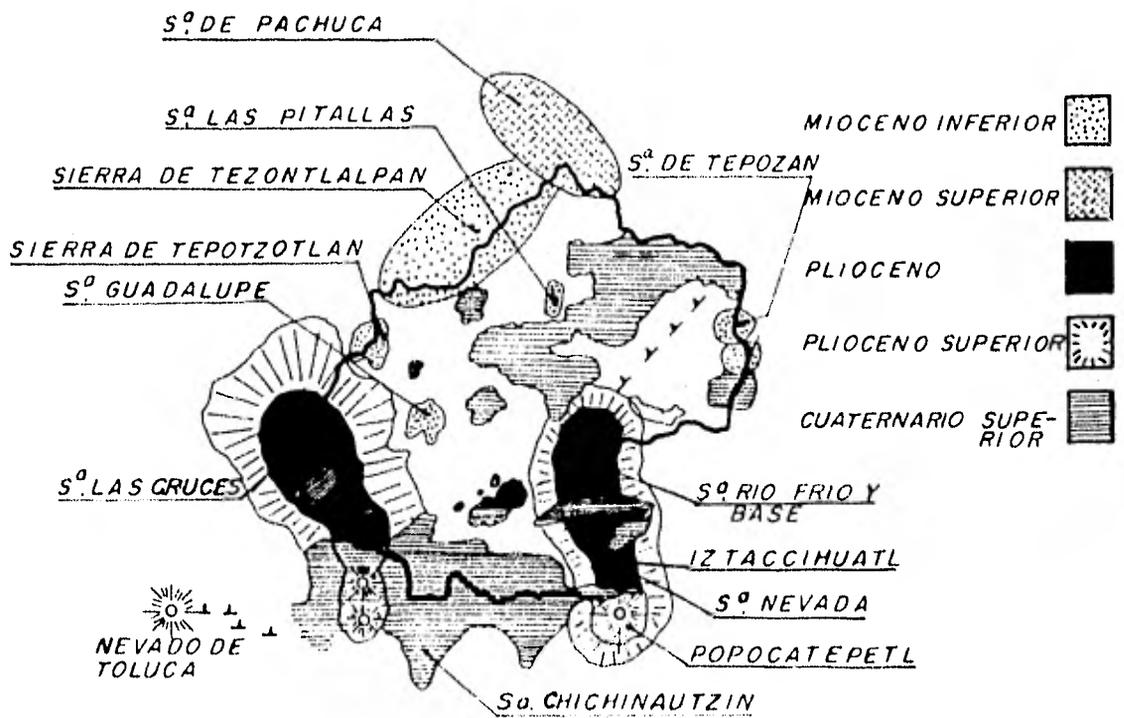


Fig. III-1 Desarrollo Volcánico de la Cuenca del Valle de México

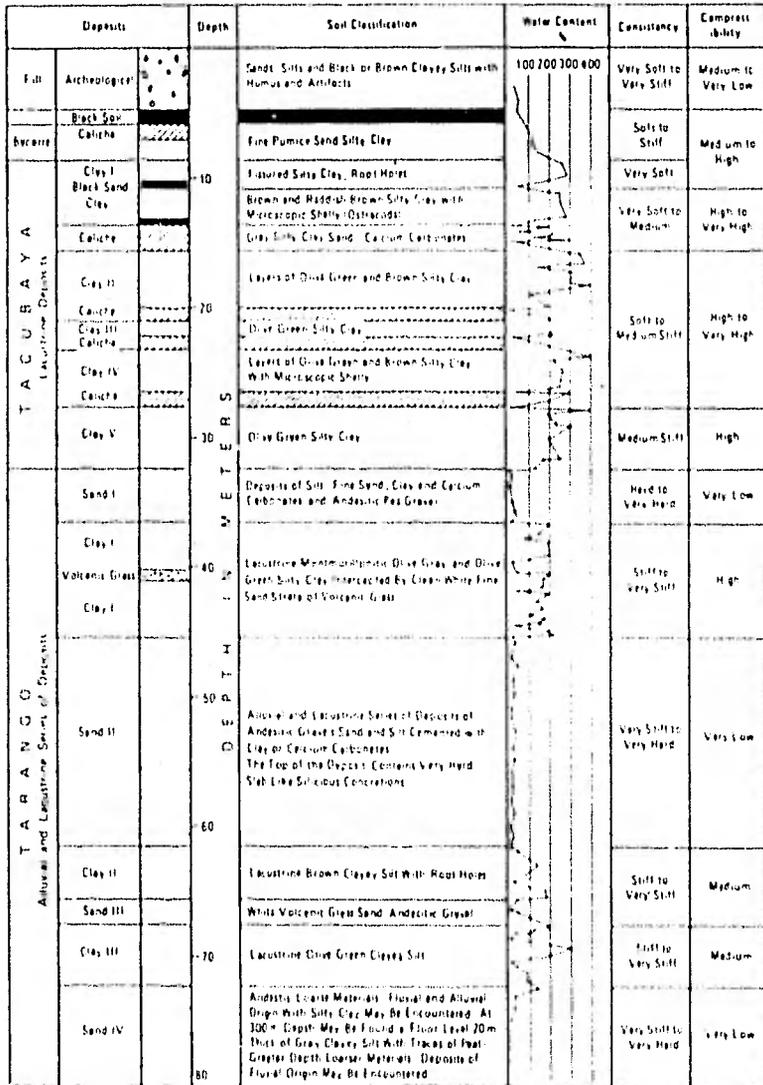


Fig. III-2 Perfil del Subsuelo de la Cd de México

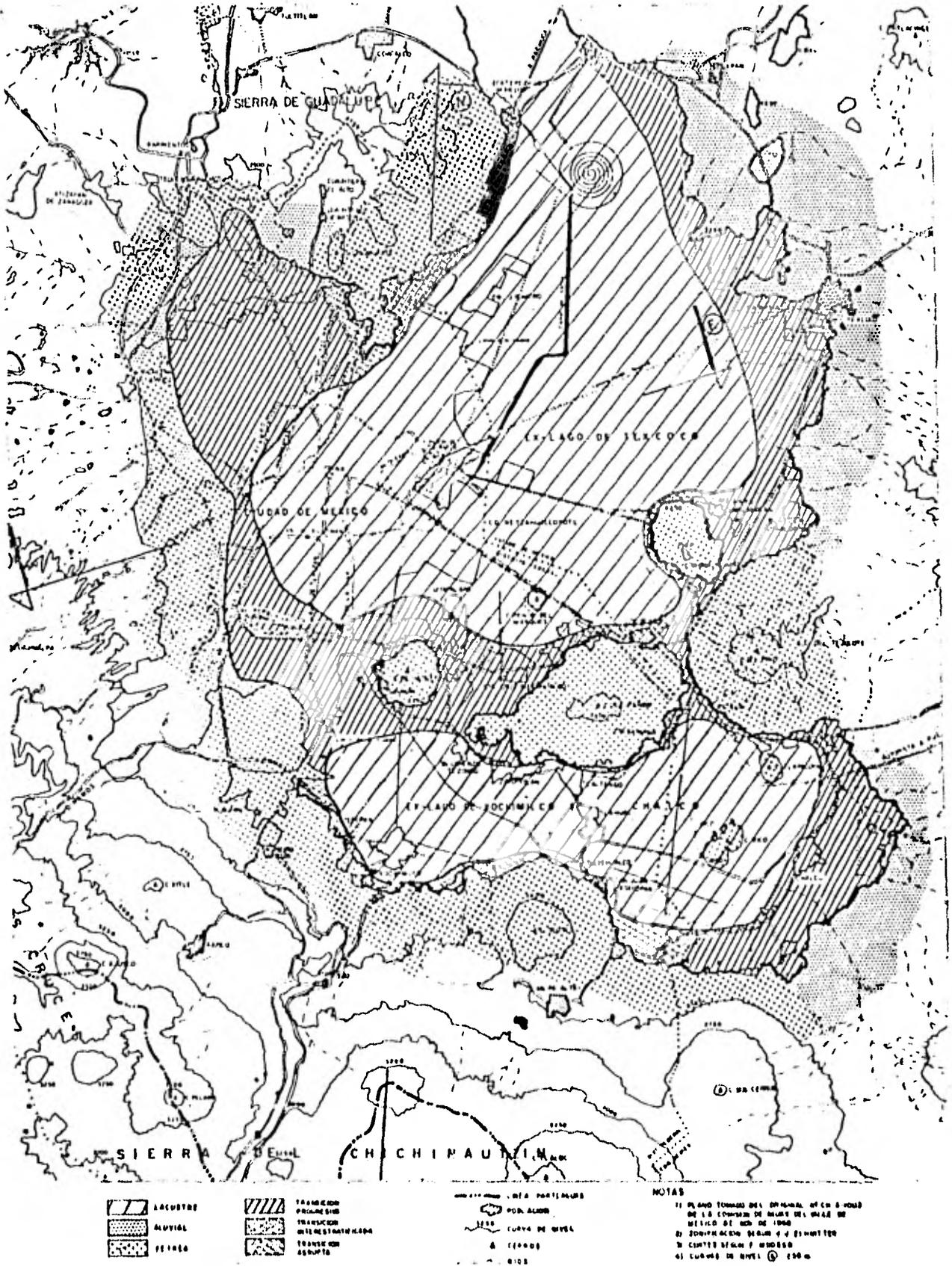
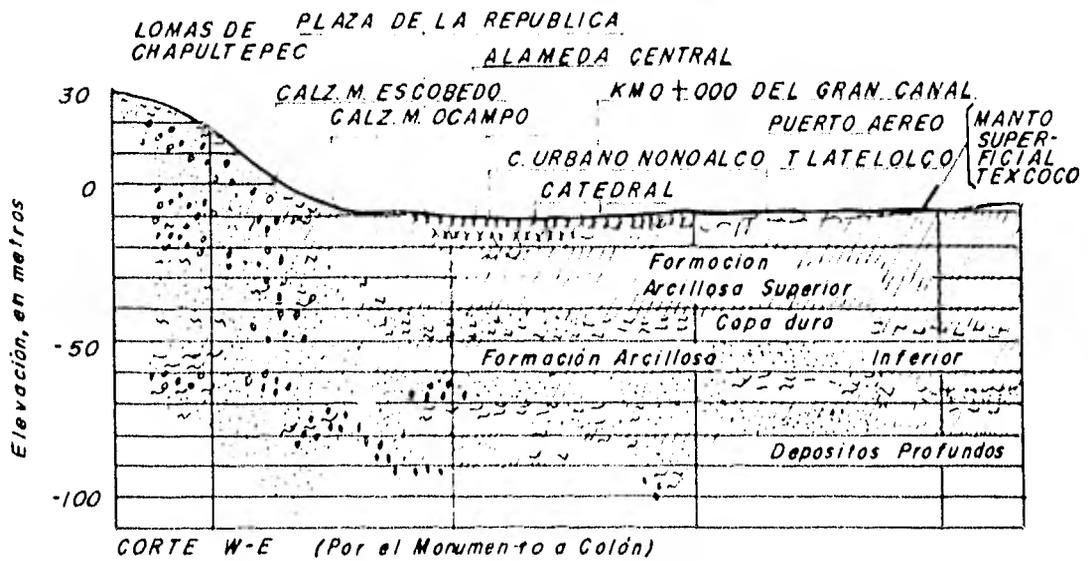
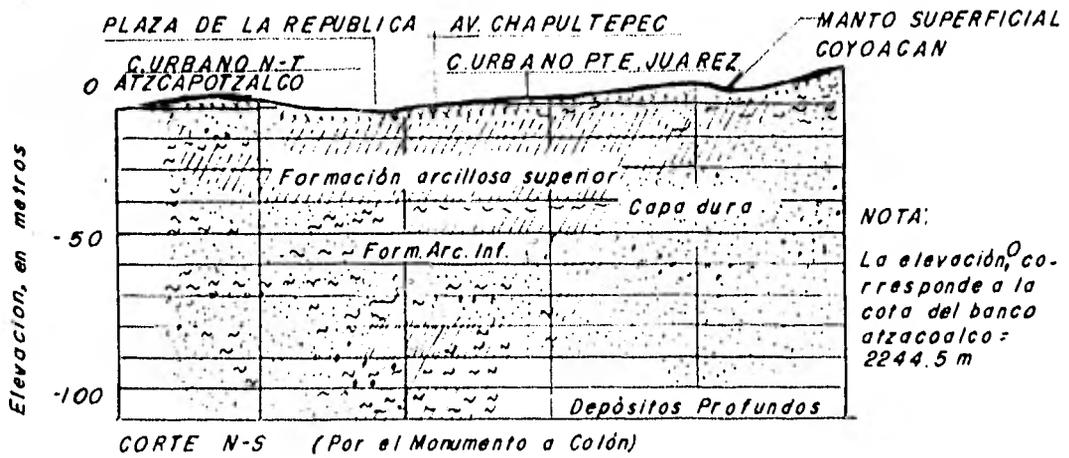


FIG. III - 3 ZONIFICACION DE LA CIUDAD DE MEXICO



SIGNOS CONVENCIONALES

- | | | | | | |
|--|---------|--|-------|--|------------------|
| | RELLENO | | LIMO | | GRAVA |
| | ARCILLA | | ARENA | | ARCILLA COMPACTA |

Fig. III-3 Cortes Estratigraficos

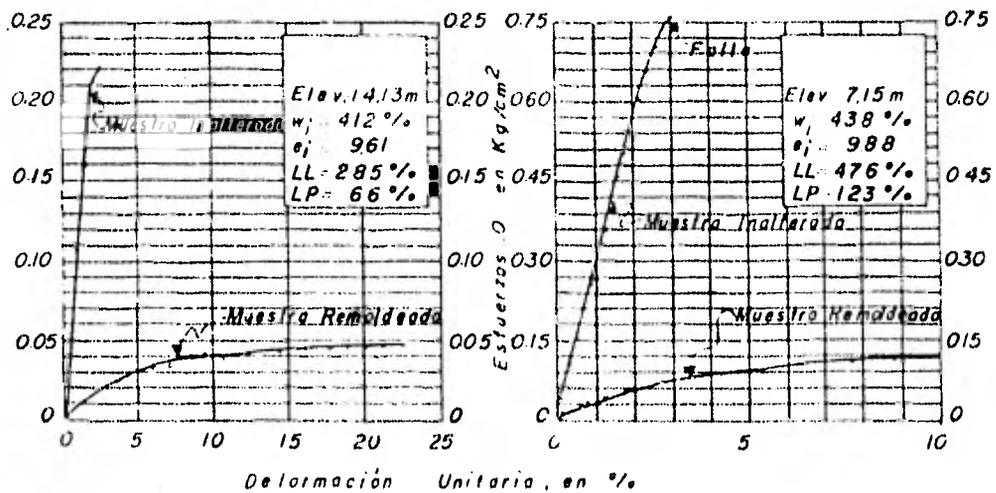
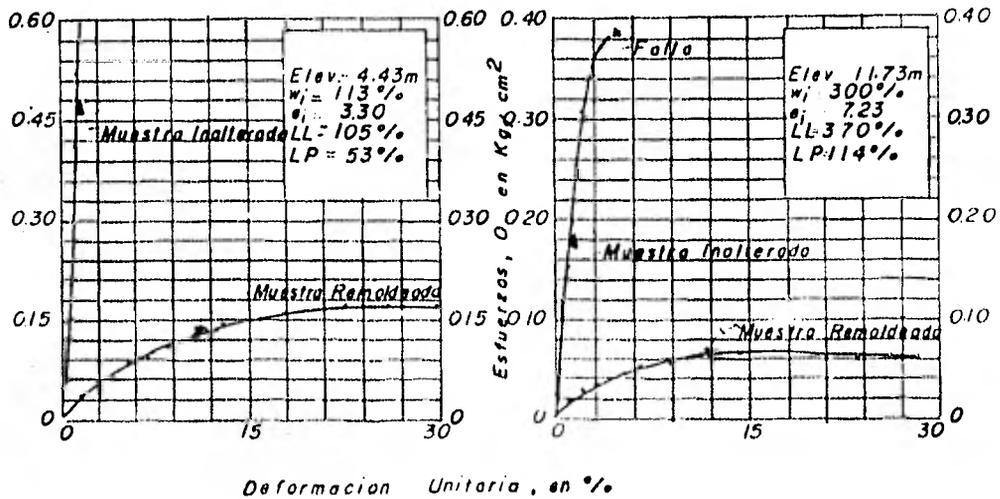
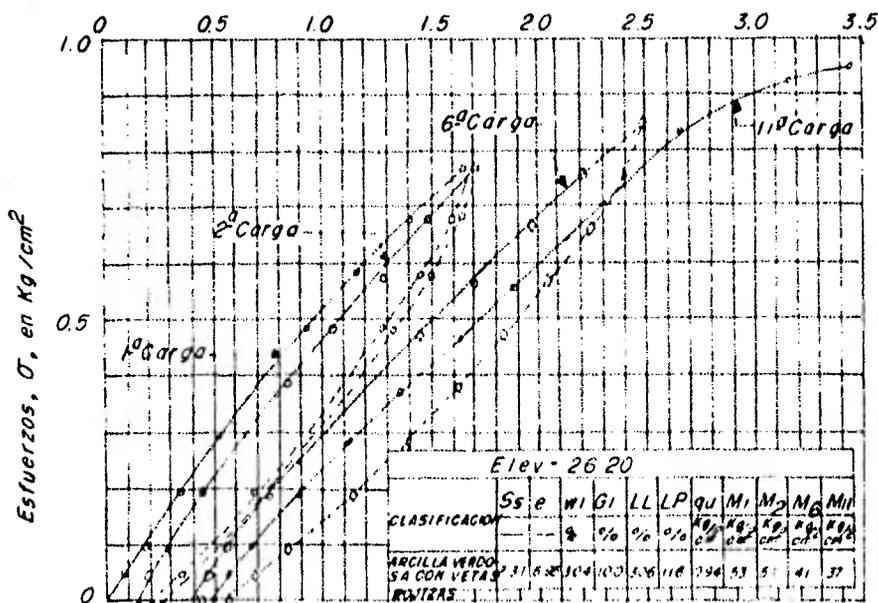
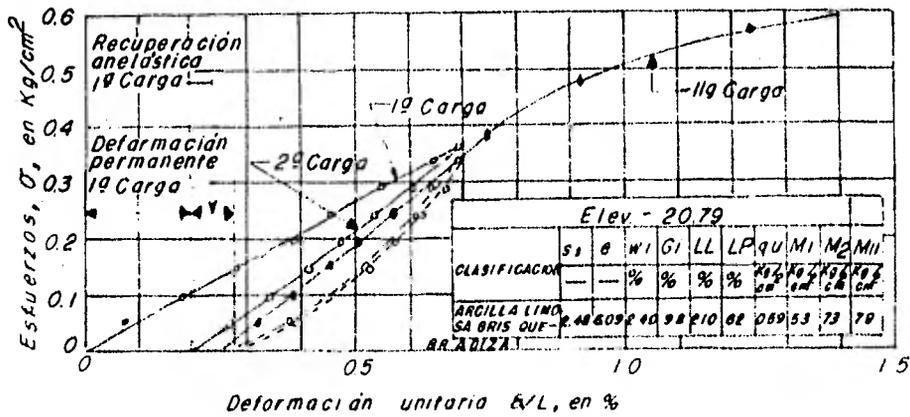


Fig III-4 Pruebas de Compresión Simple
 Esfuerzo - Deformación en Muestras
 Inalteradas y Remoldeadas



Ss: Densidad de sólidos
 e: Relación de vacíos
 wi: Contenido de agua natural
 Gi: Grada de saturación inicial
 LL: Límite líquida
 LP: Límite plástica
 qu: Resistencia a la compresión simple
 M: Modulo de deformación

NOTA: Las pruebas se replicaron con especímenes cilíndricos de 3.6 cm de diámetro, manteniendo constante la velocidad de deformación e igual a 2 mm/min

Fig. III-5 Ensayos de compresión no confinada

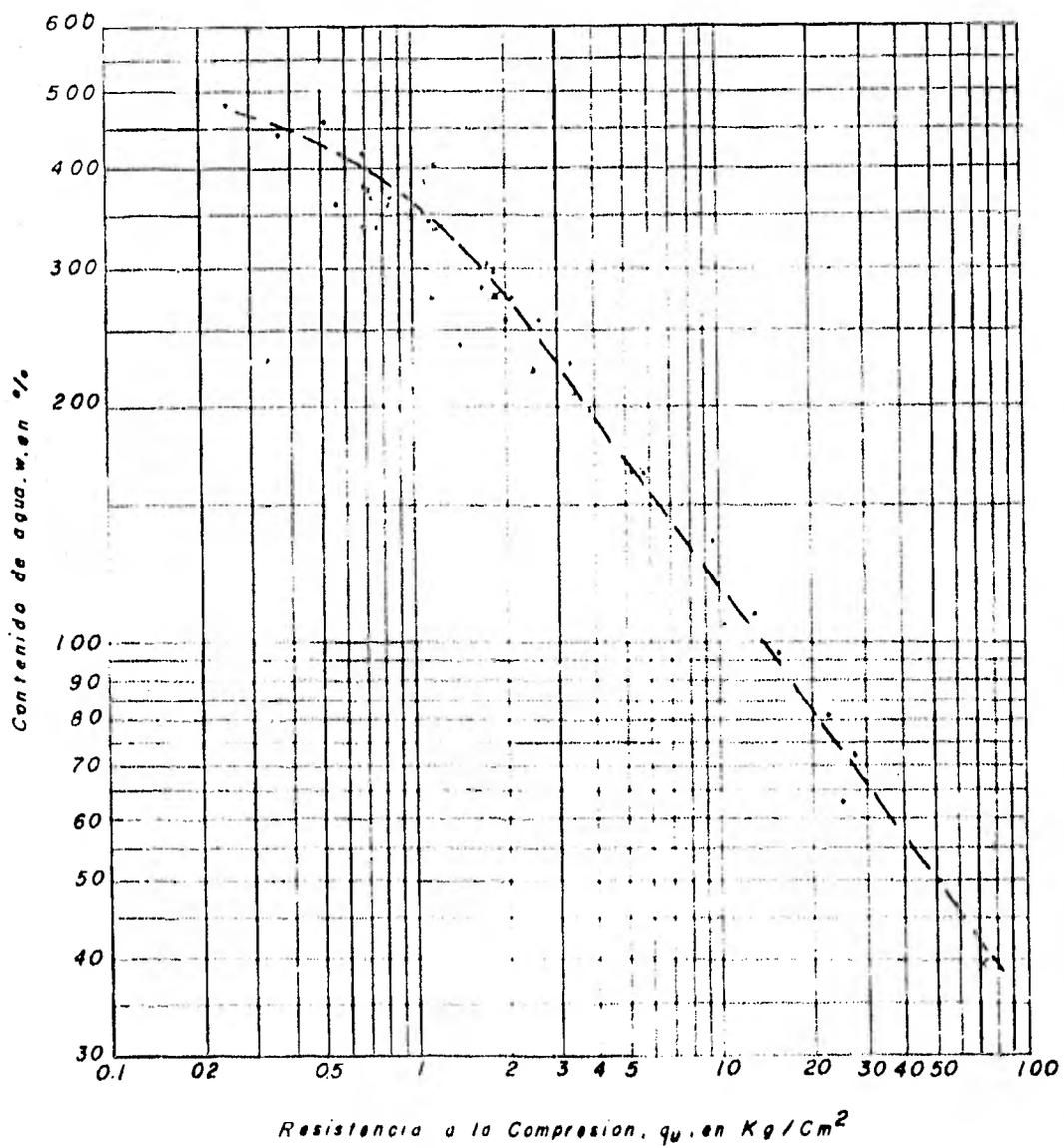


Fig. III-6 Variación de la Resistencia a la Compresión Simple Con el Contenido de Agua

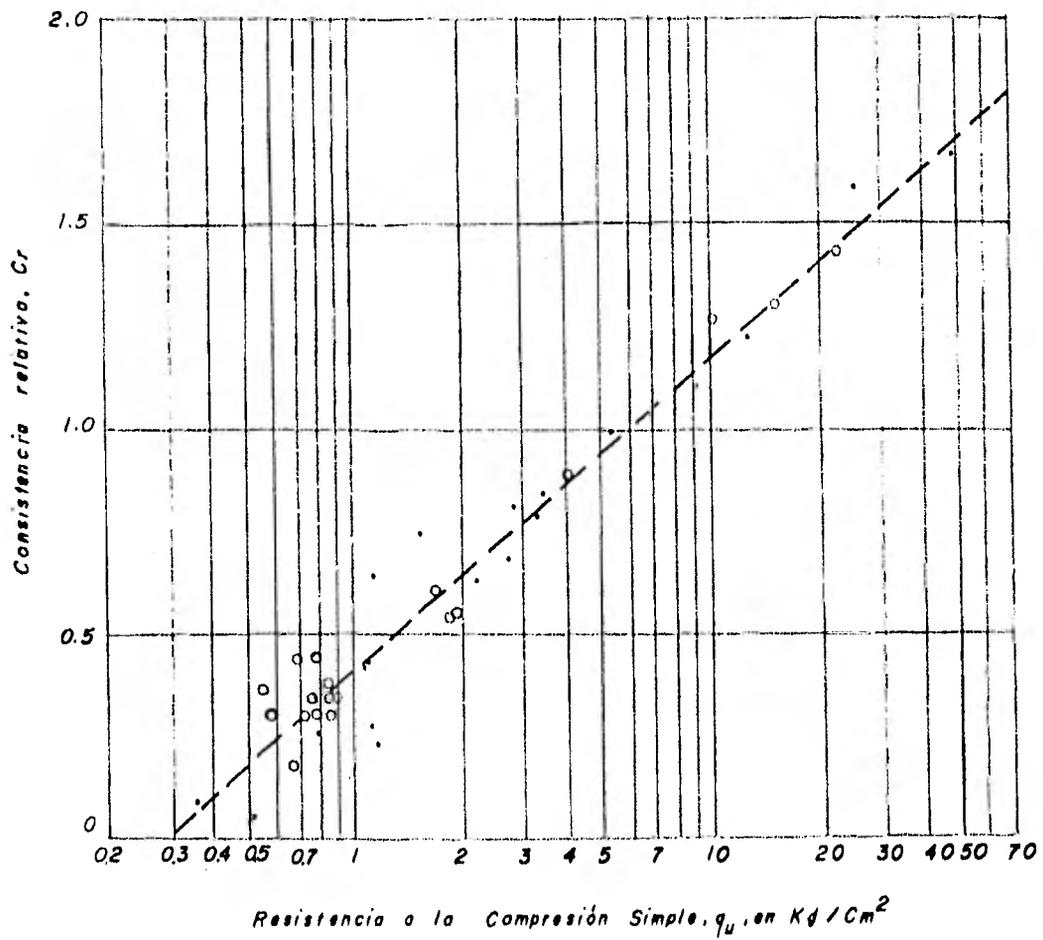


Fig. III-7 Variación de la Resistencia a la Compresión Simple Con la Consistencia Relativa

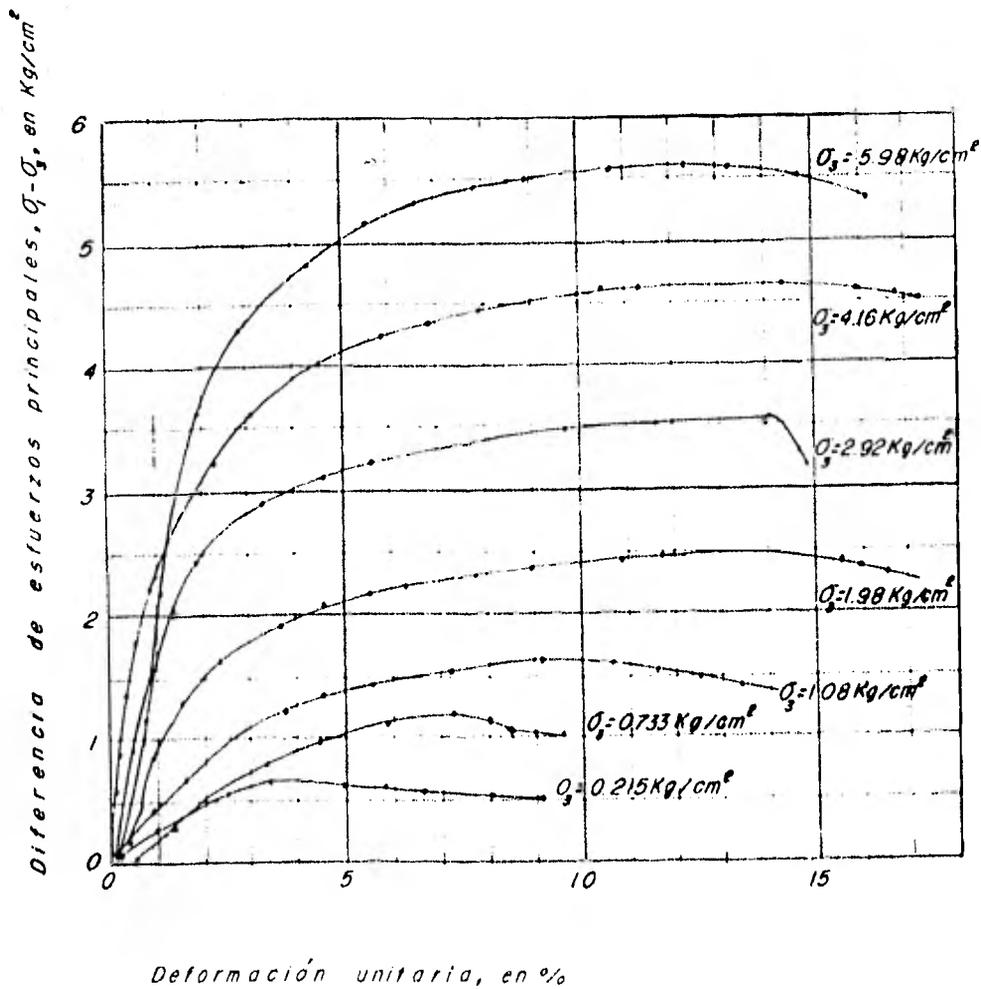
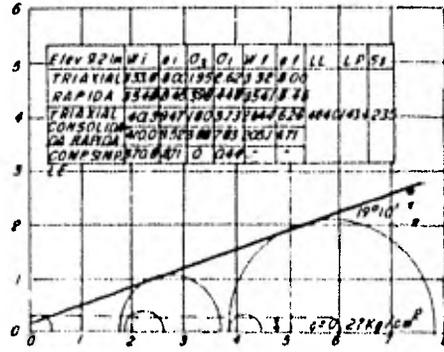
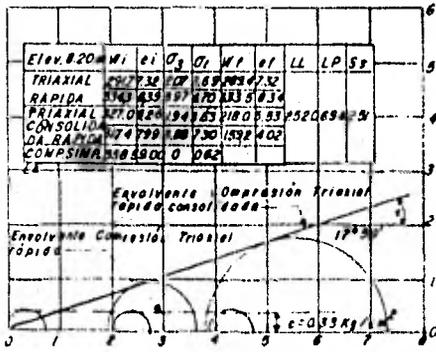
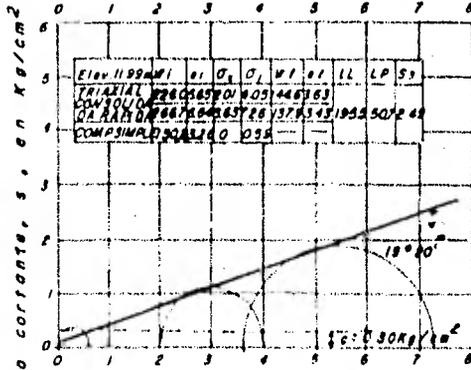
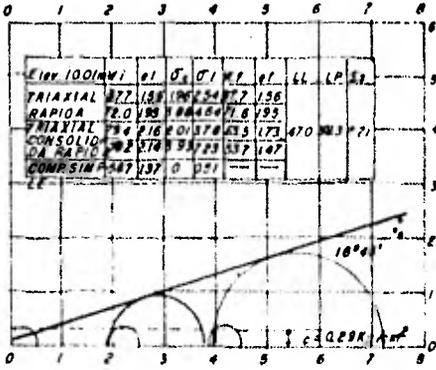


Fig-III-8 Curvas esfuerzo-deformación en pruebas triaxiales consolidada-rápidas.



Esfuerzos normales, σ , en Kg/cm²



Esfuerzos normales, σ , en Kg/cm²

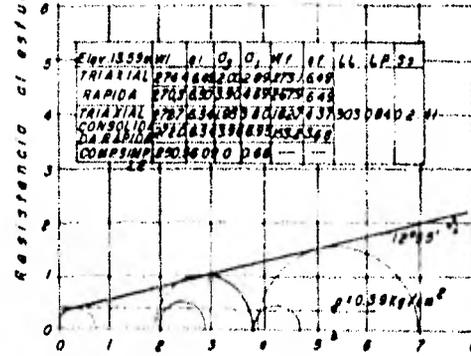
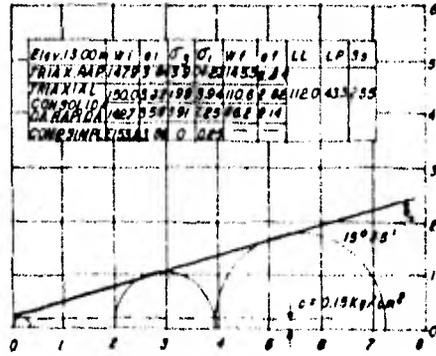
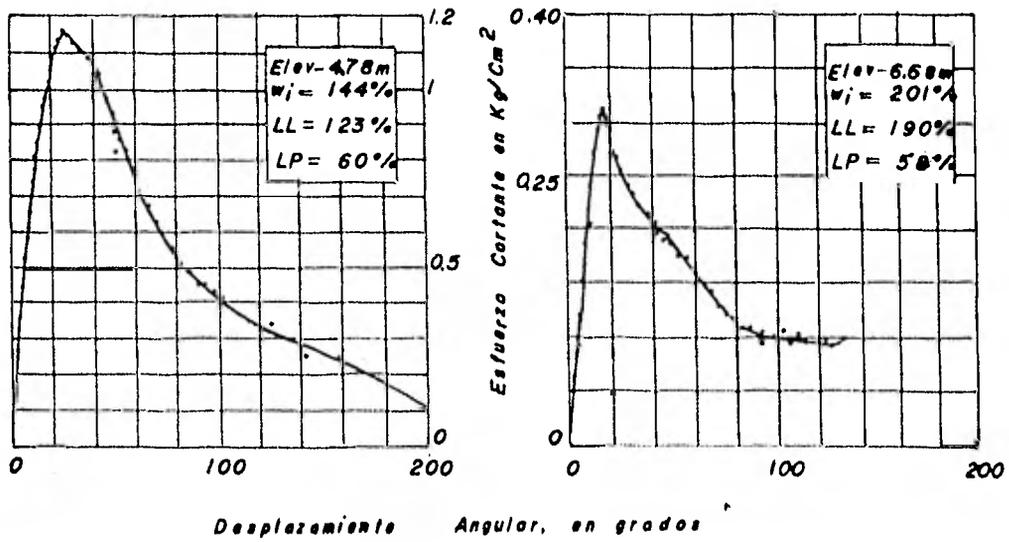
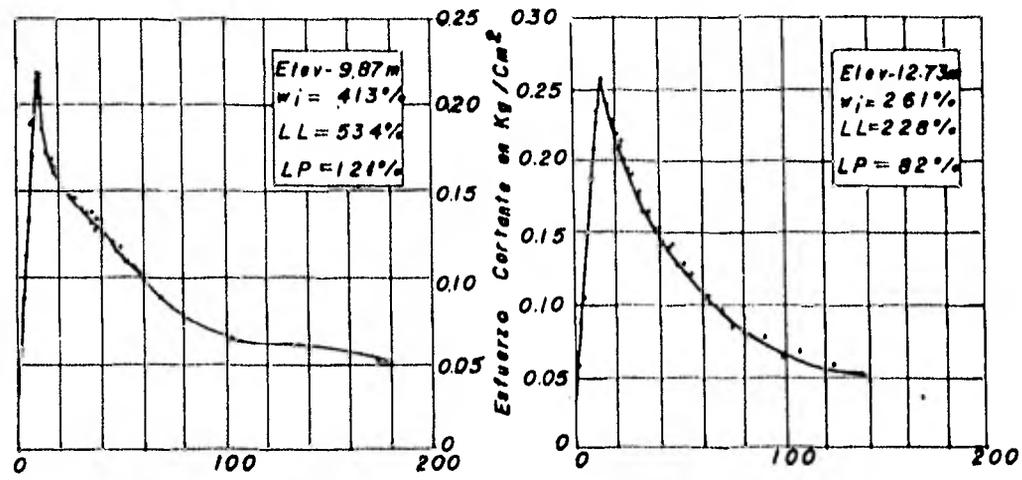


Fig.-III-9 Resistencia al esfuerzo cortante, pruebas triaxiales rápidos y consolidada-rápidos.



Desplazamiento Angular, en grados



Desplazamiento Angular, en grados

Fig. III-10 Pruebas de Esfuerzo Cortante in situ. Curvas Esfuerzo-Desplazamiento Angular

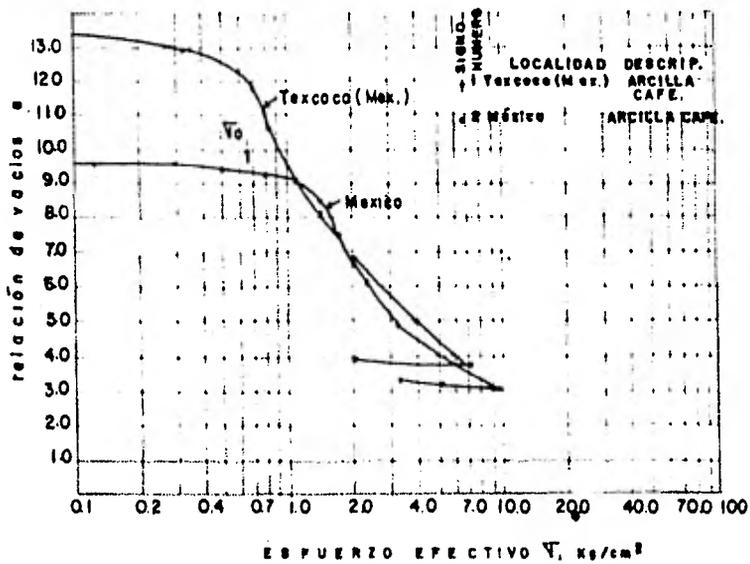


Fig. III - 11 Curvas de Compresibilidad en la ciudad de México.

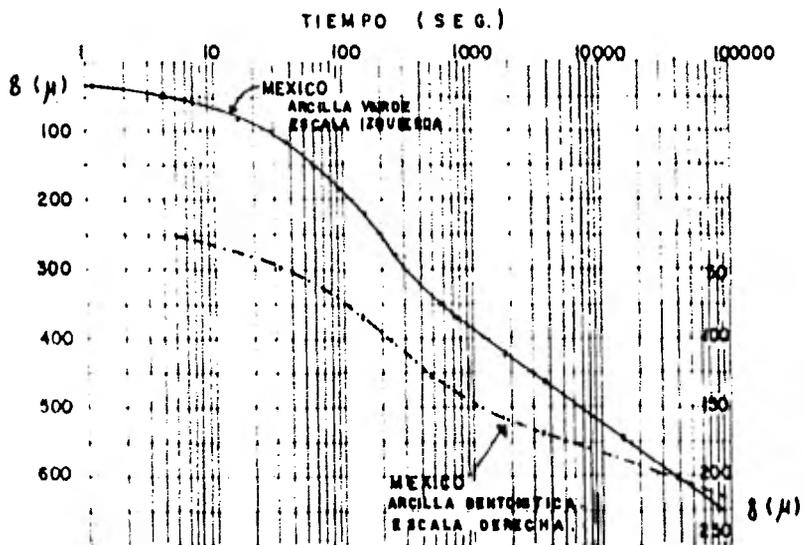


Fig. III-12 Curvas de Consolidación sobre materiales inalterados, mostrando Consolidación Secundaria.

CAPITULO IV CIMENTACIONES SUPERFICIALES

IV.1. GENERALIDADES

Una cimentación se puede definir como la o las partes de una estrutura que proporcionan apoyo a la misma y a sus descargas, - incluyendo el suelo o roca que sirve de sustento.

Generalmente al hacer el análisis de una cimentación se estu--- dian varias alternativas eligiendo entre ellas la más apropiada, entendiendo por esto, aquella que además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea de fácil ejecución y de costo razonable. Así, para hacer una buena elección es necesario conocer tanto procedimientos constructivos como los aspectos económicos involucrados.

Podemos clasificar los factores que determinan el tipo de cimentación en tres categorías:

1). - Características de la superestructura

- a). - Dimensiones y forma.
- b). - Magnitud, tipo y distribución de las descargas.
- c). - Sensibilidad de la estructura.
- d). - Destino y condiciones de funcionamiento requeridas.

2). - Condiciones del subsuelo.

- a). - Estratigrafía y propiedades mecánicas.
- b). - Condiciones hidráulicas.
- c). - Comportamiento bajo la acción de agentes o fuerzas externas.

3). - Factores económicos.

Se buscará que el costo de la cimentación sea acorde con la importancia de la super estructura.

En lo referente a los requisitos que debe satisfacer una cimentación, en orden de importancia tenemos:

- a) Localización adecuada de la cimentación, para evitar --- cualquier influencia futura que pudiera afectar su com-- portamiento.
- b) Deberá proporcionar seguridad contra fallas por resisten cia al corte.
- c) No inducirá deformaciones intolerables a la estructura.

Podemos ver la importancia que tienen la dimensión y forma de la estructura si tomamos dos casos extremos para una misma carga; un área extensa donde la presión de contacto será menor pero su bulbo de presiones afectará mayores profundidades o bien un área pequeña que transmita presiones elevadas.

En lo referente a las descargas será necesario saber si se distribuyen uniformemente en el área o bien se concentran en algunos puntos.

La sensibilidad a la descarga es baja en estructuras muy flexi-- bles o muy rígidas, ya que en ambos casos pueden soportarse de-- formaciones de importancia. Por otro lado, los edificios altos o con grandes claros, los que contienen muros de tabique o mampostería frágiles con grandes claros y pocas juntas, y ciertos tipos de cascarones y marcos continuos son de elevada sensibilidad.

El destino de la estructura adquiere importancia al diseñar la ci mentación de máquinas con mecanismos de precisión que pueden da--

ñarse u operar deficientemente si se presentan asentamientos diferenciales, o bien, instalaciones donde los asentamientos pueden ocasionar la ruptura de conexiones con el exterior.

En cuanto a las condiciones del subsuelo, la ejecución de un --- buen trabajo de campo es fundamental para la buena identifica--- ción de los materiales, incluyendo la estratigrafía y condicio--- nes hidráulicas. Poniendo casos extremos, la cimentación sobre--- suelos compresibles será radicalmente opuesta a una cimentación--- sobre roca, asimismo la variación de la presión en el agua del - subsuelo será básica para determinar las presiones efectivas tan importantes en el análisis de la cimentación.

Por otro lado, el comportamiento del subsuelo bajo cargas externas, por ejemplo un sismo, será de importancia para elegir una - solución adecuada.

Los factores económicos aparecen en primer plano cuando la alternativa elegida presenta problemas de construcción, o bien la cimentación es excesiva con la consiguiente elevación de costos.

En el requisito de una buena localización de la estructura y su cimiento es frecuente observar fallas. Han habido casos donde se construye sobre un terreno irregular, tanto en estratigraffa- como en propiedades mecánicas, y al poco tiempo aparecen diver-- sos problemas. Casos típicos, son los de terraplenes sobre espe-- sores variables de arcillas compresibles, donde los hundimientos diferenciales los inutilizan por completo.

En cuanto a resistencia al corte y compresibilidad huelga cual- quier comentario que pudiera hacerse sobre ellos.

IV.2. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Se han denominado así a aquellas cimentaciones cuya profundidad no es mayor que dos veces el ancho del cimiento, siendo utilizadas cuando las capas superiores poseen una capacidad portante adecuada a las descargas y su compresibilidad es baja o media.

Generalmente se clasifican de la siguiente manera:

- a). - Zapatas {
 - Aisladas
 - Corridas
- b). - Losas de cimentación
- c). - Cajones {
 - Totalmente compensados
 - Parcialmente compensados
 - sobre compensados

IV.2.1. ZAPATAS

ZAPATAS AISLADAS. _ Son apoyos rígidos que comúnmente tienen forma rectangular o cuadrada, contruídos de concreto o mampostería y que por lo general soportan la carga transmitida por una columna en suelos donde los hundimientos diferenciales pueden ser soportados por la sensibilidad de la estructura, figura IV-1.

Posteriormente se mencionarán las teorías de capacidad de carga, clasificadas según el material de desplante.

ZAPATAS CORRIDAS. - Son elementos longitudinales que soportan la carga de una serie de columnas estrelazadas por una trabe de cimentación (ver figura IV-2) o bien para proporcionar apoyo a muros de carga. Se utilizan cuando se requiere controlar la magnitud de los hundimientos diferenciales, lo cual se logra por medio de la trabe. Este tipo de zapatas pueden diseñarse para ligar columnas en una sola dirección o en ambas, de acuerdo a la magnitud y distribución de las descargas. Así, para descargas -

elevadas, se utilizarán zapatas corridas en ambos sentidos. -

Tanto para zapatas aisladas como para corridas debe cuidarse - que no ocupen más del 50 % del área total, en cuyo caso, por - economía, deberá analizarse el uso de una losa de cimentación.

IV.2.2. LOSAS DE CIMENTACION

En este caso, la carga total de la estructura se considera como uniformemente distribuida en toda el área ocupada con lo que -- disminuye la presión de contacto, en tanto que los hundimientos diferenciales son controlados por la rigidez de la losa.

Cuando se requiera restringir severamente los movimientos verticales entre columnas será necesario ligar las líneas de columnas mediante contratraveses de cimentación, ver figura IV-3.

En construcciones ligeras las losas sirven como piso de planta baja, ver figura IV-4.

Debemos destacar que aun cuando la losa reduce la presión de -- contacto y controla los hundimientos diferenciales, al ocupar - un área más extensa su bulbo de presiones puede afectar capas - más profundas que, en caso de ser compresibles, aportarán una cierta deformación.

IV.2.3. CAJONES DE CIMENTACION

Se utilizan en suelos de compresibilidad alta o media con el fin de reducir la descarga neta, evitando con ello elevados incrementos de presión que pudieran provocar asentamientos intolerables a la estructura.

Generalmente están constituidos por un cajón subterráneo rígido

de concreto armado, formado por las losas de cimentación y tapa, muros de contención y en ocasiones retícula de trabes, ver figura IV-5. Cuando el manto freático se encuentra a una profundidad menor que la de desplante es necesario garantizar la estanquidad del cajón para aprovechar el efecto de flotación.

En este tipo de cimiento pueden distinguirse tres casos:

a). - Totalmente compensado. - Cuando la presión efectiva al nivel de desplante y el efecto de flotación, en caso de existir, - equilibran la descarga total de la estructura.

b). - Parcialmente compensado. - Cuando existe cierta descarga neta, es decir, el efecto de flotación y la presión efectiva al nivel de desplante no son suficientes para contrarrestar el peso total de la construcción.

c). - Sobrecompensada. - En el caso de que la descarga total de la estructura sea menor que la suma de los dos efectos mencionados, siendo importante el control de los movimientos verticales ascendentes.

Los cajones parcialmente compensados son una alternativa adecuada cuando el diseño sin compensación alguna da lugar a bajos factores de seguridad, en cuanto a capacidad de carga o asentamientos. Es frecuente que debido a estos últimos factores se combinen la compensación parcial con pilotes de fricción.

Las cimentaciones totalmente compensadas y sobrecompensadas dependen de la necesidad de espacio subterráneo utilizable, por ejemplo, en los pasos a desnivel, el ferrocarril metropolitano en sus tramos subterráneos y la necesidad de proporcionar sótanos para estacionamiento a edificaciones con numerosos usuarios.

El diseño y construcción de cajones requiere un conocimiento deta

llado del perfil estratigráfico, de las condiciones hidráulicas-- y de las propiedades mecánicas del subsuelo hasta una profundi-- dad donde el incremento de presión no sea significativo, lo cual será utilizado para el control de los niveles piezométricos, los análisis de estabilidad tanto del fondo de la excavación como de sus paredes, la elección de la profundidad de desplante y el cál-- culo de deformaciones (expansiones y asentamientos).

CONTROL DE NIVELES PIEZOMETRICOS

Cuando el manto freático se encuentra sobre el nivel de desplante, la excavación en seco exige un abatimiento de los niveles -- piezométricos iniciales.

En suelos finos de baja permeabilidad (como las arcillas del Va-- lle de México) no siempre se requiere bombeo previo. Cuando la excavación se efectúa con la rapidez suficiente como para evitar que el agua invada la zona de trabajo, lo único necesario será invertir la dirección de las filtraciones en las zonas próximas a los taludes y fondo de la excavación de tal forma que ocurran hacia el interior de la masa de suelo. Esto se logra mediante -

un sistema de bombeo profundo, siendo pequeños los gastos requeridos para mantener esa condición (ref. 4). Lo anterior es aplicable siempre y cuando la excavación no corte un estrato de alta permeabilidad.

La intensidad del bombeo puede reducirse después de colada la losa, pero cuidando siempre que el peso de la misma y el lastre, cuando sea menester este último, sea mayor en cualquier momento a la subpresión.

Al calcular el monto de la subpresión deberá considerarse que -- las condiciones piezométricas pueden variar con el tiempo, ya -- que si en este momento son menores a la hidrostática debido al intenso bombeo, bien pueden recuperarse al suspender éste local o totalmente.

Puede considerarse que, además del peso propio de la subestructura, la adherencia de las paredes laterales del cajón con el suelo también se opone a la subpresión, sin embargo, esta última es incierta y puede desaparecer en su totalidad si se presentan tensiones laterales en el terreno por excavaciones vecinas u otras razones. (ref. 4) .

Ya sea que la excavación corte un estrato de alta permeabilidad, o bien que el programa de construcción requiera un bombeo muy prolongado que puede ocasionar asentamiento en edificaciones vecinas, es necesario aislar el área de trabajo con tablestacas o muros impermeables que corten cualquier estrato limoso o arenoso que se encuentre entre el manto freático y la máxima profundidad de abatimiento piezométrico.

Otro método utilizado en las zonas muy compresibles de la ciudad de México para abatir o mantener el nivel piezométrico es el bombeo electrosmótico, el cual reduce el tiempo necesario para un cierto abatimiento y la magnitud de las expansiones; además, in-

crementa la resistencia al corte del suelo sujeto al flujo electrosmótico.

Sin embargo, para las arcillas del Valle de México, la eficiencia de este método es baja, pues se ha observado que el coeficiente de transporte electrosmótico, (volumen de agua extraído bajo una intensidad de corriente unitaria durante una unidad de tiempo) es pequeño. Por otro lado, el agrietamiento que se presenta poco después de iniciar el bombeo, rompe la continuidad de las tensiones en el agua intersticial y la reducción de expansiones y elevación de resistencia sólo ocurren hasta la grieta más próxima al ánodo. Así, esta reducción de eficiencia ocasiona que sus resultados sean similares a los de un bombeo convencional (ref.4).

ESTABILIDAD DE LA EXCAVACION.

El desplazamiento de las paredes hacia la excavación puede manejarse de dos formas: una de ellas consiste en elegir una talud que proporcione una buena resistencia al corte, considerando para esto que el factor de seguridad no sea menor a 1.5 y se haya determinado con conocimiento de la resistencia no drenada del suelo y después de analizar la aparición de grietas en diversos mecanismos de falla.

La otra alternativa es el troquelamiento de paredes, donde se ha observado que la magnitud de los empujes depende del factor de estabilidad N.

$$N = \gamma h / S \quad (\text{ref.4})$$

γ . - Peso volumétrico de la masa de suelo

h . - Profundidad de la excavación.

S . - Resistencia al corte del suelo desde el nivel del fondo hasta una profundidad igual al ancho de la excavación.

Para las arcillas del Valle de México, las mediciones han mostrado que cuando N es menor a 5 el troquelamiento puede hacerse sin que ocurran desplazamientos apreciables en la estructura de retención en uno y otro sentido, y que las cargas en los troqueles pueden calcularse con coeficiente de empuje de tierras en reposo (K_0 que en nuestro caso varían entre 0.5 y 0.6). Cuando N supera a 5, los empujes sobre los puntales dependen de las deflexiones de la estructura de contención antes de colocarlos, así como de la disminución de la resistencia que, debido a la sensibilidad de las arcillas de la Ciudad de México, provoquen las deflexiones (ref. 4).

Debido a la escasa profundidad del manto freático, el uso de la regla empírica de Terzaghi y Peck para el cálculo de empuje sobre troqueles suele ser peligroso, ya que el empuje dado por esta regla es inferior aún al empuje hidrostático. (ref. 4).

En las arcillas del Valle de México para verificar la estabilidad del fondo a corto plazo, el método más adecuado es el de Skempton, utilizando la resistencia media al corte hasta una profundidad de $\frac{2}{3} B$ bajo el mismo. Debe vigilarse que la resistencia, en ese intervalo, no difiera en más del 50% del promedio, siendo B el ancho de la cimentación.

Si consideramos la teoría de Skempton para capacidad de carga:

$$q_c = CNc + \gamma D_f$$

Y además una sobrecarga q :

$$q_c = CNc + \gamma D_f + q$$

Donde CNc representa la resistencia de un suelo arcilloso a lo largo de la superficie de falla, y $\gamma D_f + q$ representa el esfuerzo

al nivel de desplante por el peso del suelo y sobrecargas vecinas. En una excavación, al tener un estado de falla incipiente, estos dos efectos se equilibran:

$$C_{Nc} = \gamma D_f + q$$

Si adoptamos un factor de seguridad definido por:

$$F.S. = \frac{C_{Nc}}{\gamma D_f + q}$$

Podemos decir que es satisfactorio contra una falla de fondo cuando su valor es por lo menos 1.5. Aún más, de esta última expresión podemos calcular la profundidad máxima que podemos excavar sin que falle por fondo.

EXPANSIONES A CORTO PLAZO

También se denominan elásticas y ocurre a medida que se excava. Este problema siempre se presentará y adquiere importancia ya que, en general la expansión no es uniforme y se recupera al ser aplicada la carga de la estructura, sumándose a los asentamientos.

Si los análisis prevén una expansión excesiva, será necesario programar cuidadosamente la secuencia de excavación, realizándola por partes y colando inmediatamente la porción de cimentación correspondiente. Cuando se utilizan pilotes, la magnitud de las expansiones son controladas por éstos, ya que funcionan como anclas de fricción, transmitiendo el esfuerzo a estratos más profundos de mayor módulo de deformación.

Para el subsuelo de la Ciudad de México, las expansiones a corto plazo se han calculado, con cierto éxito, a partir de la teoría de Steinbrenner (ver capítulo II), utilizando el módulo de la rigidez dinámico (E_d) que resulta de pruebas de vibración torsional libre en probetas cilíndricas., (ver ref. 3)

$$\Delta H_E = \rho \frac{B}{E_d} \left[(1 - \mu^2) F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2) F_2 \right] = \rho \frac{B}{E_d} (F\mu)$$

ρ . - Carga removida por unidad de área

Los parámetros, las consideraciones que se hacen para suelos estratificados y el uso de las gráficas son las mencionadas en el capítulo II. En la misma fuente de información, se concluye que para arcillas saturadas la relación de Poisson es muy próxima a 0.5.

Existen otros métodos de cálculo que se basan en el módulo de deformación a la tensión, los cuales no se comentarán en este trabajo pero pueden consultarse en la referencia 9.

EXPANSIONES A LARGO PLAZO

Ocurren después de las elásticas, cuando una excavación ha permanecido abierta durante un período de tiempo muy largo, implicando un aumento en la relación de vacíos y en el contenido de agua en un terreno de baja permeabilidad.

Estas expansiones se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$\Delta H_e = \sum_{Z=D_f}^H m_{vd} \cdot \Delta \sigma \cdot \Delta Z \quad (\text{ref. 4})$$

m_{vd} - Módulo de expansión volumétrica

$\Delta \sigma$ - Decremento de esfuerzo vertical

ΔZ - Espesor de cada estrato elemental considerado

D_f - Profundidad de la excavación.

H - Profundidad total de la zona compresible.

En caso de que la cimentación contenga pilotes, la expansión se calcula del mismo modo, pero variando los límites de aplicación desde $Z=h$ hasta $Z=H$, donde:

$$h = D_f + L - h_{se}$$

$$h_{se} = \frac{a_t \cdot \Delta\sigma}{PS} \quad \text{longitud en que ocurre deslizamiento entre pilote y suelo. (ref. 1)}$$

- a_t . - Area tributaria de cada pilote.
- $\Delta\sigma$. - Magnitud del decremento de carga.
- P . - Perimetro de cada pilote.
- S . - Resistencia al corte del suelo.
- L . - Longitud de los pilotes.

ESTANQUIDAD DEL CAJON

La parte de la cimentación que queda bajo el nivel freático debe protegerse contra filtraciones, si se desea aprovechar el efecto de flotación. Esto puede lograrse de dos maneras; mediante la combinación de juntas con sellos flexibles y bombeo, o mediante la impermeabilización del cajón con membranas.

El primer método se usa cuando pueden tolerarse pequeñas filtraciones. Se requiere un concreto de baja porosidad, libre de defectos y de alta impermeabilidad, lográndose con aditivos adecuados para tal efecto. Las uniones entre elementos deben contener juntas de impermeabilización con sellos flexibles, comúnmente de plástico por tolerar movimientos de varios centímetros en la junta. A pesar de lo anterior deben esperarse pequeñas filtraciones que deben encausarse por drenes en el piso del sótano y desalojarse por bombeo.

El segundo método consiste en colocar una membrana de material plástico o bituminoso en la parte exterior del cajón. Generalmente la membrana se adhiere con asfalto y brea, protegiéndola con capas de fieltro impregnadas de asfalto, las que a su vez se recubren con una capa de mortero de cemento.

DISEÑO DE LA SUBESTRUCTURA.

Empezaremos por dar algunas ideas sobre el contacto suelo-estructura. Consideremos un área uniformemente cargada y totalmente flexible sobre un medio idealmente elástico (arcillas saturadas - por ejemplo) donde la deformación inmediata debida exclusivamente al cambio de forma (excluyendo el asentamiento por consolidación) adopta un perfil como el mostrado en la figura IV-6 (a) -- (ref. 5) siendo mayor al centro que en la periferia. Por el contrario, cuando el apoyo flexible se coloca en arenas o gravas, - fig. (b), la deformación es mayor en los extremos, ya que la rigidez de estos materiales aumenta con el confinamiento.

Si ahora colocamos una placa infinitamente rígida sobre los mismos materiales, las distribuciones de presión respectivas serán similares a las mostradas en la figura IV-7 (ref.5). La parte (a) nos muestra que para un medio homogéneo y elástico (arcillas saturadas) la presión deberá ser máxima en los bordes y mínima al centro para llegar a un asentamiento uniforme ocasionado por la rigidez de la placa. Lo contrario sucede con el medio en que la rigidez aumenta con el confinamiento (arenas y gravas), parte (b), donde para alcanzar un asentamiento uniforme la presión será máxima al centro y menor en los extremos.

En nuestro caso, para las arcillas del valle de México, las presiones de contacto y las deformaciones son similares a las mostradas en los casos (a) de las figuras anteriores.

Por lo anteriormente expuesto podemos decir que para diseñar estructuralmente la cimentación se requiere conocer los diagramas de elementos mecánicos, los cuales dependen de la reacción del terreno. Esta reacción depende a su vez de la magnitud y distribución de las cargas, de la rigidez de la estructura y de la compresibilidad del suelo. Es decir, hay una interacción directa entre el suelo y la estructura.

Actualmente existen modelos teóricos que tratan de analizar el problema de interacción suelo-estructura; sin embargo, se carece de información sobre comportamiento de estructuras que permitan apreciar la bondad de estos métodos. Por ello, usualmente, la solución empleada supone una reacción uniforme del suelo -- que, aunada al conocimiento de las características del mismo, -- permitiría calcular los elementos mecánicos actuantes sobre la cimentación, siempre utilizando factores de seguridad elevados -- que tomen en cuenta las posibles variaciones.

En cuanto al diseño de las paredes, ésto se debe fundamentar en el empuje de tierras (ver ref. 5).

IV.3. - TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES SUPERFICIALES.

La siguiente clasificación se elaboró en base a las características de los materiales de sustentación y puede consultarse el uso de gráficas y tablas en la referencia 5.

IV.3.1. - MATERIALES COHESIVOS. -- En este caso la teoría más utilizada es la debida a Skempton.

$$q_{\text{admisible}} = \frac{CNc}{F.S.} + \gamma Df$$

C. = Cohesión determinada en pruebas de laboratorio sobre -- muestras inalteradas.

Nc. = Factor de capacidad de carga obtenido en función de -- D/B y que varía para cada tipo de cimientos, figura IV-8.

B. = Ancho del cimiento

D. = Profundidad que el cimiento penetra en el estrato re-- sistente.

γDf = Sobrecarga al nivel de desplante.

F.S. = Factor de seguridad.

Como puede observarse, la capacidad de carga está dada por la cohesión y por el peso del suelo que actúa en la vecindad del cimiento; cuando existan sobrecargas cercanas sobre la superficie

del terreno, su efecto deberá añadirse al segundo término.

IV.3.2. - MATERIALES COHESIVO FRICCIONANTES. - Para este tipo de suelos se han utilizado las teorías de Terzaghi y Meyerhof, siendo más aceptable, para el subsuelo de la Ciudad de México, la -- del primero.

. TEORIA DE TERZAGHI

Zapata cuadrada:

$$q_{adm} = (1.3 C_{nc} + \gamma D_f \cdot N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma) / F.S.$$

Zapata circular:

$$q_{adm} = (1.3 C_{nc} + \gamma D_f N_q + 0.68 R N_\gamma) / F.S.$$

Zapatas corridas:

$$q_{adm} = C_{nc} + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma) / F.S.$$

Los factores N_c , N_q y N_γ son función del ángulo de fricción interna ϕ y corresponden a la falla general. En caso de temerse una falla local, se utilizarán los factores corregidos N'_c , N'_q y N'_γ reduciendo el valor de la cohesión a $\frac{2}{3} C$. (ver figura-- IV. 9)

B . - Ancho del cimiento

R . - Radio de la Zapata

En este caso, los dos primeros términos de las expresiones son similares a los descritos para suelos cohesivos, teniendo validez los comentarios hechos respecto al segundo. El último término representa los efectos normales y de fricción actuantes en la porción de superficie de falla comprendida bajo el nivel de desplante y que son ocasionados por el peso de la masa de suelo en esa zona

$$q_{adm} = (CN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma) / F.S.$$

donde los factores N_c , N_q , y N_γ , dependen de ϕ (ver figura IV.10.)

Este criterio proporciona valores de capacidad de carga comparativamente elevados.

IV.3.3. - MATERIALES FRICCIONANTES.

Las teorías antes expuestas para suelos cohesivo-friccionantes son válidas en este tipo de materiales, con la diferencia de -- que en ellos la cohesión es considerada nula ($c = 0$)

En el caso de que el valor de ϕ , tan importante en la determinación de los factores de carga, sea determinado a partir de una correlación con el número de golpes de la prueba de penetración estándar, se deberá tener cuidado en el caso de arenas muy finas bajo el nivel freático, donde la permeabilidad es relativamente baja y el agua no fluye con rapidez al producirse el impacto. Para considerar este efecto, el número de golpes (N) deberá ser reducido de acuerdo a la expresión siguiente (ref. 5):

$$N = \frac{N' + 15}{2} \text{ siempre y cuando } N' > 15$$

Este número de golpes corregido será el utilizado para obtener el valor de ϕ por medio de las gráficas propuestas en la referencia 5, (ver figura IV.11).

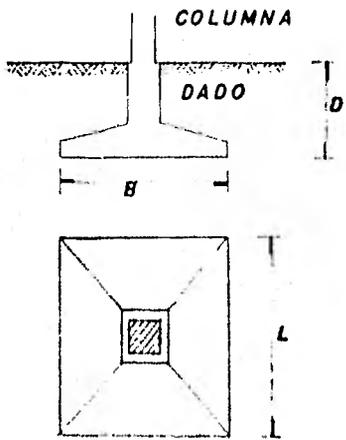
IV. 4. ASENTAMIENTOS

Con anterioridad se comentó que en suelos como el de la ciudad de México predominan los asentamientos a largo plazo, tanto por consolidación primaria como secundaria. La teoría de Terzaghi es satisfactoria pero incompleta, ya que no considera el efecto de la consolidación secundaria tan importante en suelos finos como los contenidos en el subsuelo de nuestra ciudad. El segundo capítulo de este trabajo contiene la teoría debida al Dr. Leonardo Zeevaert, la cual toma en consideración el efecto de este tipo de consolidación así como el debido al incremento gradual de la carga durante la construcción de la estructura.

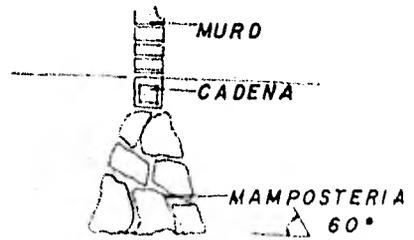
Como información adicional, para suelos granulares se presenta la figura IV.12, debida a Peck, Hanson y Thornburn; esta gráfica empírica permite obtener la presión de contacto correspondiente a un hundimiento de 2.5 cm en función del ancho de zapata y del número de golpes reportado de una prueba de penetración estándar, (ref. 5).

Al trabajar con arenas sumergidas, donde el peso volumétrico es aproximadamente la mitad del no sumergido y con ello se reduce la presión confinante, los valores de la presión de contacto dados por las gráficas deberán reducirse a la mitad.

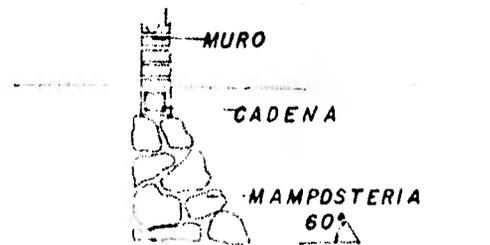
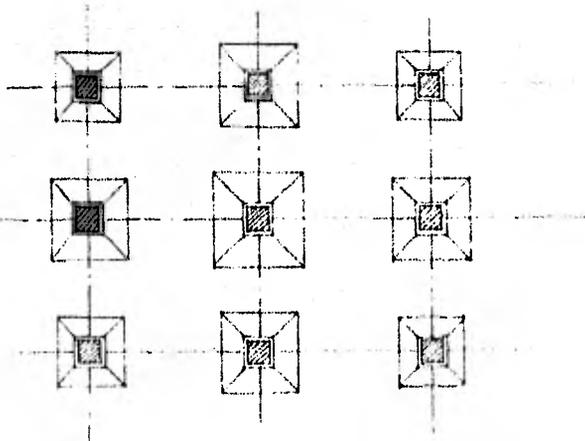
En algunos casos, para obtener las presiones de contacto correspondientes a asentamientos diferentes de 2.5 cm, se hace la suposición de que ambos son proporcionales; por ejemplo, para una presión de gráfica duplicada, considerando que los demás factores no varían, el asentamiento será de 5.0 cm.



$L \leq 1,5 B$



CIMENTO EN MURO INTERIOR



CIMENTO EN MURO DE COLINDANCIA

Fig-IV-1a) Zapatas Alisladas

b) Zapatas Corridas

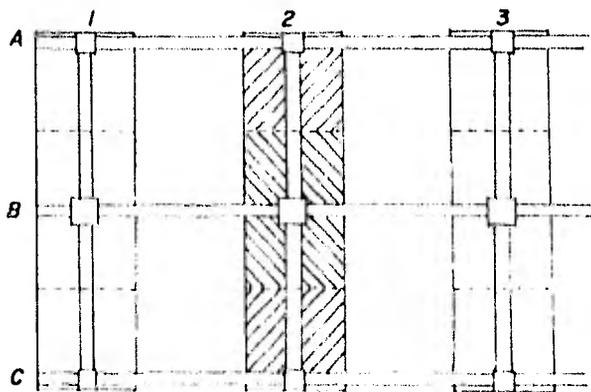
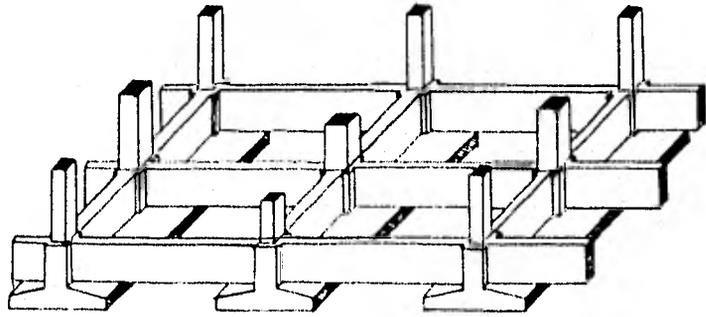


Fig. IV-2 Zapatas Corridas

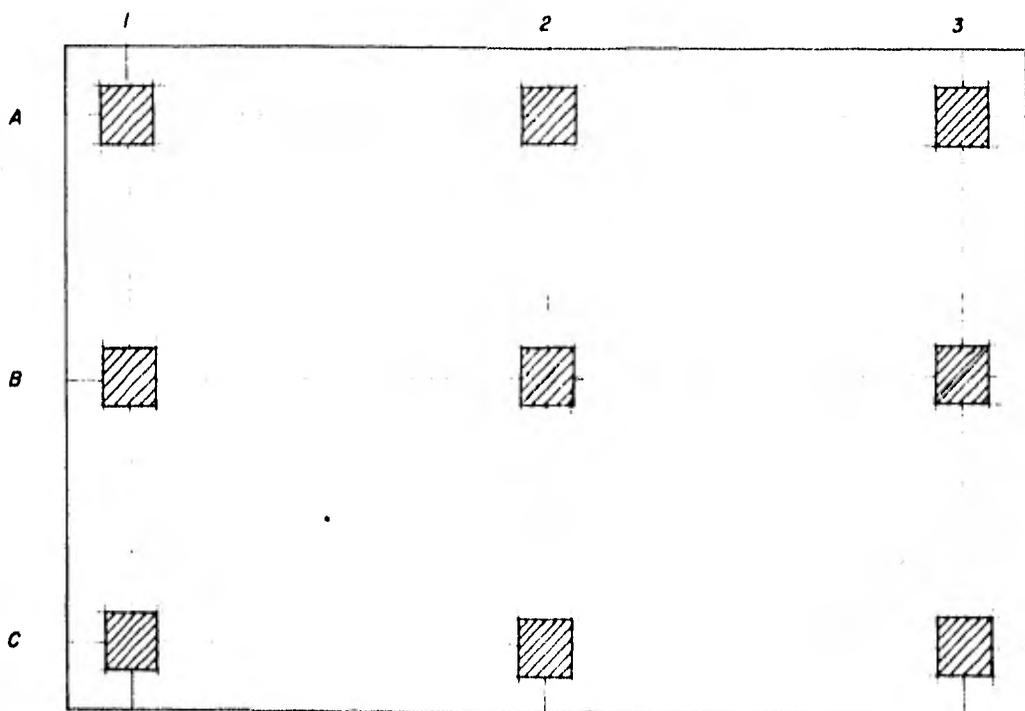
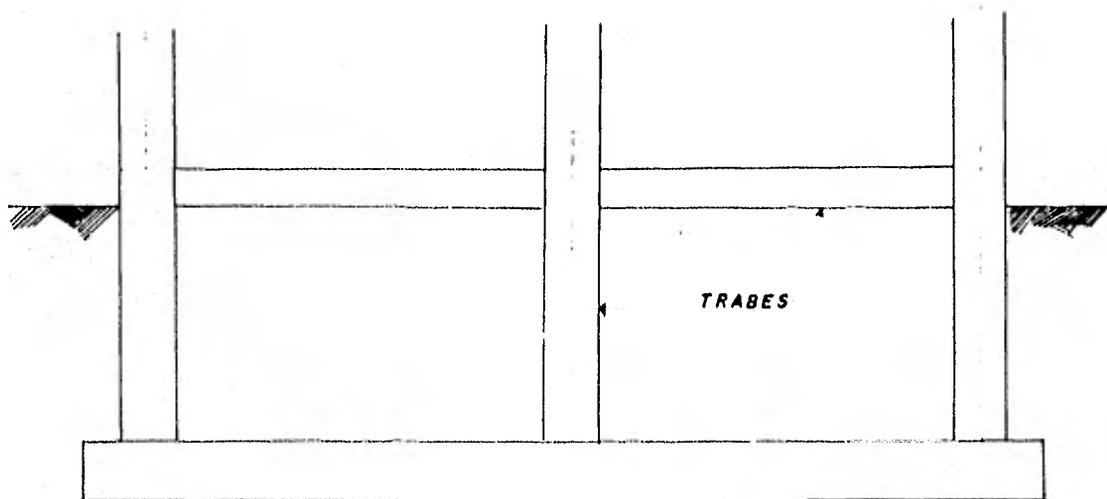


Fig IV-3 Losa de Cimentación

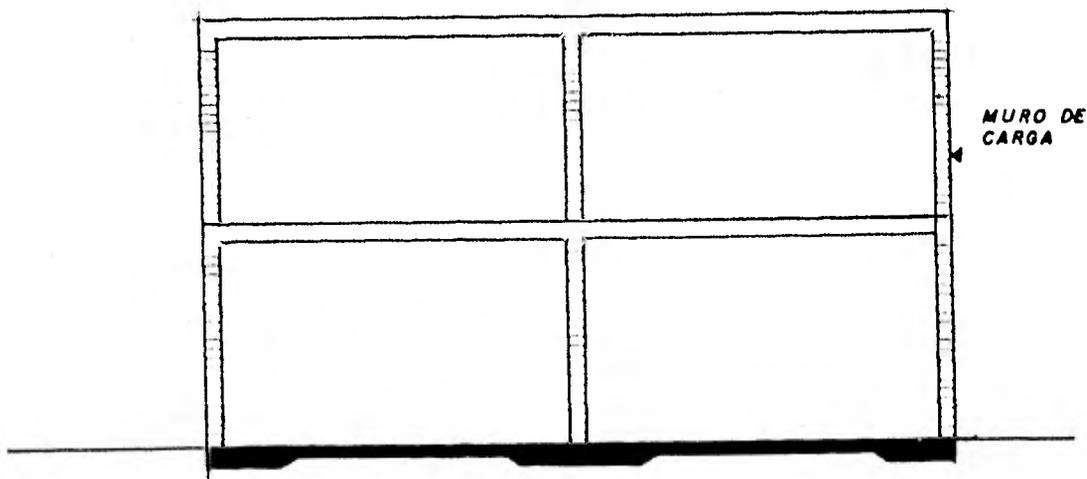


Fig. IV-4 Losa-Piso en Casas Económicas

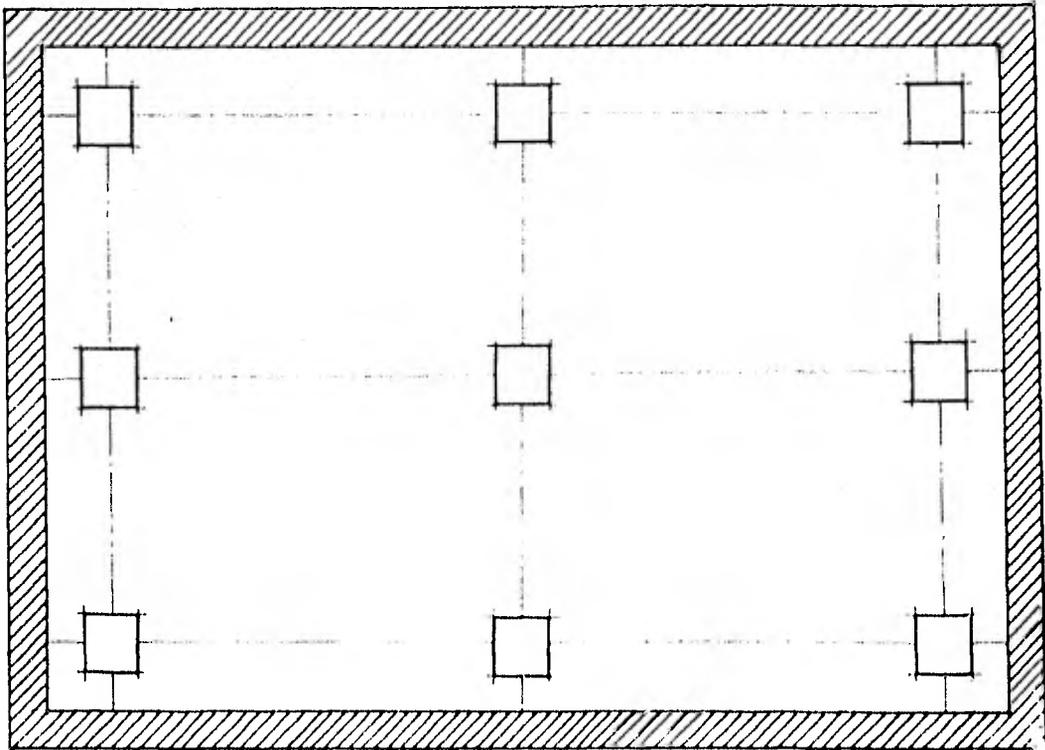
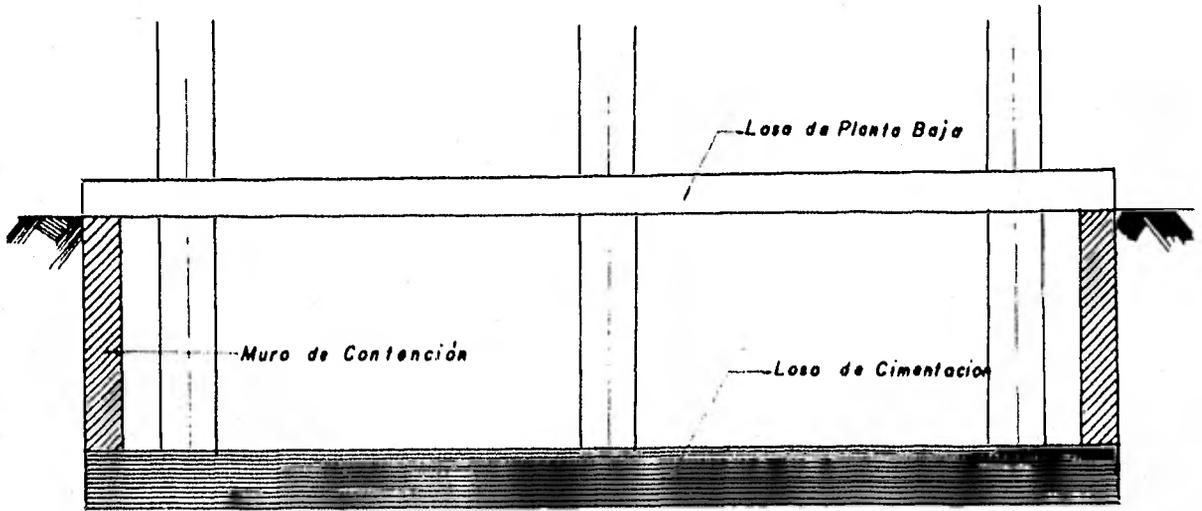


Fig. IV-3 Cojón de Cimentación

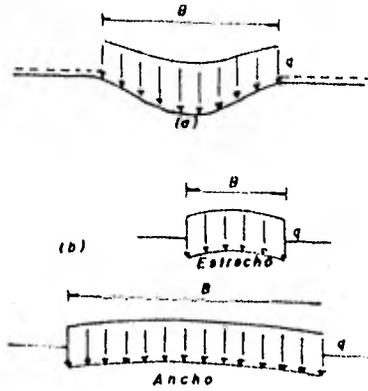


Fig. IV-6 Perfil de asentamiento bajo un área uniformemente cargada sobre la superficie de un medio semi-infinito

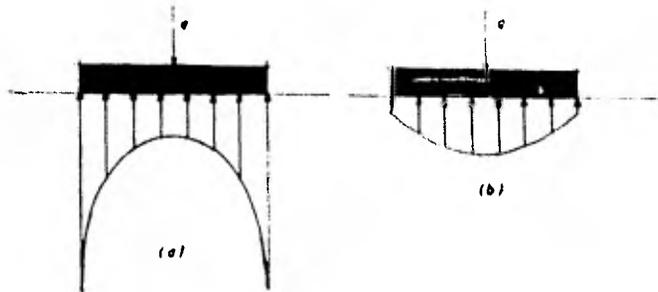


Fig. IV-7 Distribución de presiones bajo una placa infinitamente rígida
 a) Medio homogéneo y elástico
 b) Medio cuya rigidez aumenta con el confinamiento.

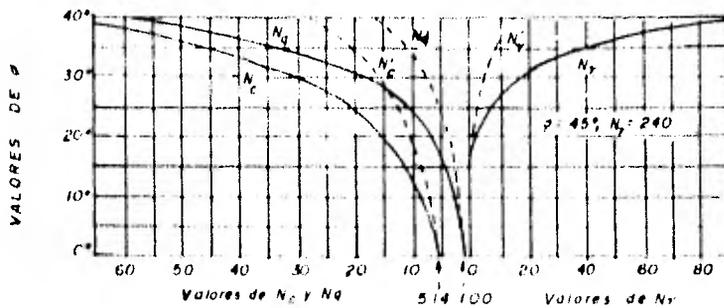
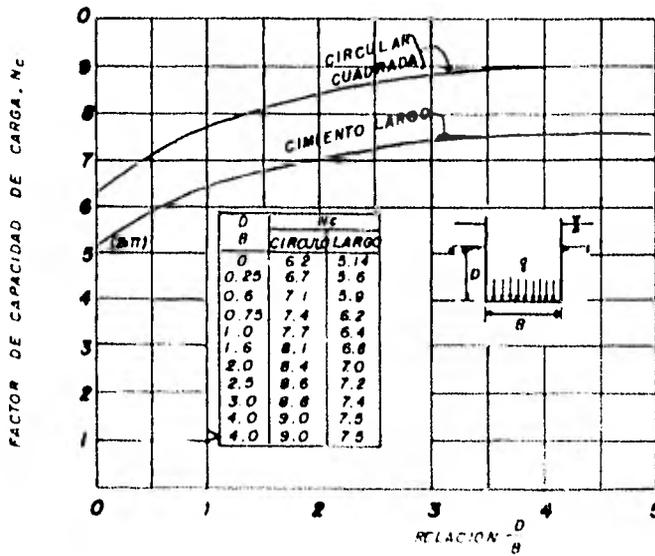


Fig. IV-9 Factores de Capacidad de Carga para Falla General y Falla Local, en Funcion del Angulo ϕ

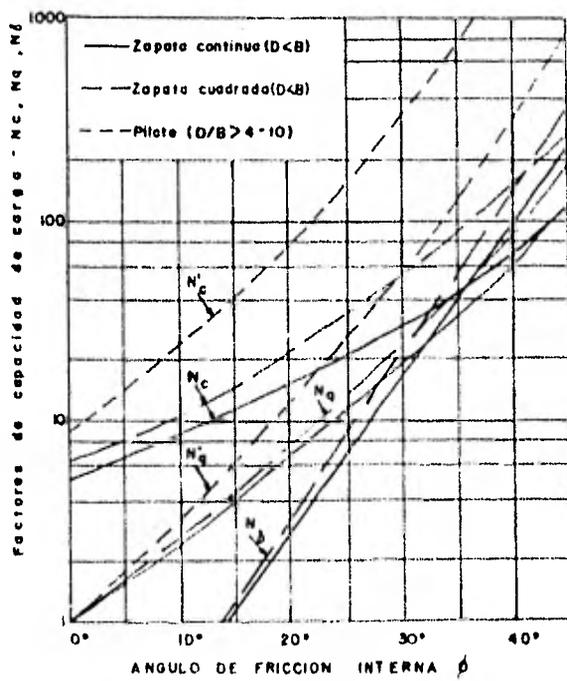
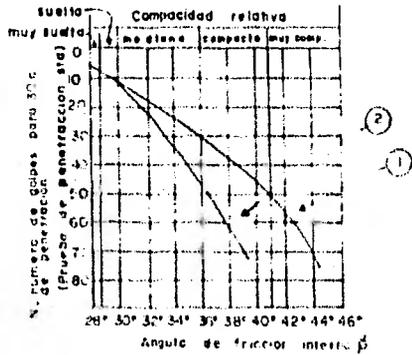


Fig. IV-10 Factores de capacidad de carga para zapatas y pilotes.



- (1) Relacion para arenas de grano angular o redondeado de mediano a grueso
- (2) Relacion para arenas finas y para arenas limosas

Correlacion entre el numero de golpes para 30 cm de penetracion estandar y el angulo de friccion interna de las arenas

Fig. IV-11 Correlacion en función del nº de golpes

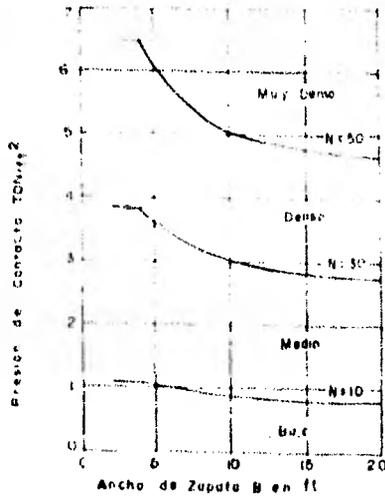


Fig. IV-12 Presion de contacto para una pulgada de hundimiento en función de el ancho de zapata B y del nº de golpes N

CAPITULO V. CIMENTACIONES PROFUNDAS

V.1. GENERALIDADES

Los comentarios que aparecen en el capítulo anterior respecto a los factores que determinan el tipo de cimentación y los requisitos que debe satisfacer, son válidos también en el caso de cimientos profundos.

Cuando las capas superficiales del subsuelo son muy compresibles, formadas ya sea por arcilla muy blanda, suelos orgánicos, turba, limos o arena en estado muy suelto, de tal forma que un cajón de cimentación razonablemente económico sea insuficiente para controlar los asentamientos totales, se utilizan cimientos profundos -- constituidos por elementos alargados que transmiten todo o parte del peso de la estructura a capas profundas menos compresibles -- que las superiores. En ocasiones estas capas no se encuentran a niveles alcanzables, provocando problemas constructivos y la consecuente elevación de costos, siendo necesario apoyarse en suelos de menor calidad construyendo elementos de apoyo que distribuyan adecuadamente la carga.

En la ciudad de México, la función primordial de una cimentación profunda es, casi siempre, la reducción de asentamientos. Sin embargo, en construcciones que transmiten cargas netas elevadas por unidad de área, la necesidad de incrementar la capacidad de carga predominará sobre la reducción de asentamientos. Es necesario -- apuntar que, para el control de asentamientos y para evitar daños a estructuras vecinas, son importantes un buen diseño y un procedimiento constructivo satisfactorio.

V.2. CLASIFICACION DE CIMENTACIONES PROFUNDAS

La clasificación general es la siguiente:

- De Punta
- De fricción y/o adherencia
- Pilotes - Mixtos
- Especiales

Pilas

Cilindros

Cajones

Debido a que las cimentaciones profundas más usuales en la ciudad de México están formadas por pilotes de diversos tipos y -- aun pilas, sólo se harán comentarios generales respecto a cilindros y cajones.

V.2.1. CILINDROS

Los cilindros de cimentación son elementos huecos de grandes di mensiones (del orden de 3 m. o mayores) cuya capacidad de carga es elevada, utilizándose generalmente para apoyo de grandes-puentes y otras estructuras pesadas.

Debido a sus grandes dimensiones requiere de un procedimiento - constructivo especial, consistente en colocar sobre el terreno- al elemento y excavar en su interior con un cucharón de almeja; así, al retirar el material bajo el cilindro, se produce una fa lla del terreno por resistencia al corte, con lo cual el cimien to va penetrando hasta alcanzar el nivel de desplante.

Con el fin de facilitar la penetración se construye con la pun ta biselada, colocando una cuchilla de acero en su parte infe-- rior, (Ver fig. V.1.).

Cuando son de longitud extrema, el cilindro se construye por -- tramos, colocando las secciones en la superficie y uniéndolas - con la porción hincada anteriormente.

Los cilindros se introducen venciendo también la fricción lateral, por lo que se debe tener presente durante el diseño esta condición. Con el fin de disminuir esta fricción lateral se han utilizado métodos como:

- a). - En suelos friccionantes, mediante inyecciones de agua a través de chiflones.
- b). - En suelos cohesivos, disminución de la adherencia por medio de electrósmosis.
- c). - Disminución de la adherencia por destrucción de la estructura del suelo fino.
- d). - Mediante lastre.

Una vez que han sido colocados en posición, se cuele un tapón en su parte inferior y la tapa en la superior, como lo muestra la fig. V. 1.

La verticalidad del cilindro es una condición difícil de cumplir en la práctica por la heterogeneidad del suelo y por el procedimiento constructivo, recurriéndose frecuentemente a sobrecargas excéntricas, disminución de la adherencia y/o fricción en un lado del cilindro, empujes horizontales, etc.;

La capacidad de carga y los asentamientos del elemento pueden calcularse con las teorías correspondientes a pilotes.

V.2.2. CAJONES.

Se distinguen de los cilindros por tener forma paralelepípedica, pudiendo adoptar técnicas diferentes en los casos de existir o no un tirante de agua en el lugar.

Si no hay agua, el cajón de una o varias celdas sigue un procedi---

miento similar al descrito para los cilindros, cuidando que las celdas sean de dimensiones adecuadas para permitir la excavación.

Si existe un tirante de agua, se puede utilizar un molde de acero que constituirá la sección inferior del cajón, y sobre él se vacía concreto para ir formando los muros de las celdas. Este concreto hará las veces de lastre y provocará que el molde de acero llegue al fondo. Así, se inicia la extracción del material de las celdas con lo que, al igual que un cilindro, se introducirá en la masa de suelo hasta la profundidad deseada bajo el tirante de agua. En caso de ser muy grande, el molde podrá construirse por secciones en la superficie a medida que se va hincando. (Ver fig. V.2).

Los anteriores, por estar abiertos tanto en el fondo como en la superficie se denominan cajones abiertos.

Otro procedimiento consiste en introducir aire a presión en la parte inferior del cajón con el objeto de equilibrar la presión del agua del suelo y evitar que inunde el interior del cajón. Con ello, es posible que obreros excaven el suelo de apoyo y propicien el hundimiento del elemento. Este método permite inspeccionar el suelo o roca de apoyo además de efectuar un buen colado del tapón. Por utilizar aire a presión es denominado cajón neumático.. (Ver fig. V.2). Su utilización es factible hasta profundidades del orden de 30.0 m. (ref. 5) .

V.2.3. PILOTES

Son elementos esbeltos, de sección transversal comprendida generalmente entre 0.30 y 0.60 m. y cuya forma puede ser circular, hexagonal, cuadrada, triangular, I o H; el material de que está formado comúnmente es madera, acero, concreto reforzado o preesforzado, aunque en la actualidad el uso de pilotes de madera cada vez es menor.

PILOTES DE PUNTA.

Son elementos estructurales cuya punta está debidamente rigidizada con el fin de lograr penetración o bien un apoyo en la capa resistente. El hincado de los mismos se efectúa, generalmente, con una perforación previa, salvo los casos en que las capas superficiales sean muy blandas y permitan la penetración a base de golpes, además de no existir estructuras cercanas que puedan resultar afectadas. Esto último se comentará más adelante. El inconveniente más importante para este tipo de pilotes en la ciudad de México es que el hundimiento regional provoca una emersión relativa del edificio con el tiempo, ocasionando daños a construcciones vecinas cimentadas superficialmente y aún sobre pilotes de adherencia. Sin embargo, en zonas donde este efecto no es tan importante, la solución a base de pilotes de punta es aceptable.

PILOTES DE ADHERENCIA Y/O FRICCIÓN.

El principio en que se basa este tipo de cimientos es transmitir las cargas mediante la adherencia y/o fricción que se genera entre el área de contacto lateral del pilote y el subsuelo, siendo relativamente menor la carga soportada por la punta.

Si la fuerza resistente del terreno se debe a cohesión, como en el caso de pilotes hincados en arcilla, se les denomina pilotes de adherencia; asimismo, serán pilotes de fricción si la fuerza resistente es producto de la fricción entre pilote y un suelo granular.

Es práctica común hacer una perforación previa de menor dimensión que el diámetro del pilote.

Este tipo de pilotes es muy aceptado como solución para cimentaciones en la ciudad de México debido al hundimiento regional, ya que estos, aparentemente, permiten que el edificio se hunda con-

la misma velocidad que la superficie; sin embargo, esto mismo puede provocar asentamientos diferenciales si el suelo presenta diferentes condiciones de adherencia (principalmente en los pilotes perimetrales donde se concentra el efecto de la fricción negativa, ref. 1).

Es común que cuando el subsuelo es muy compresible, los pilotes de adherencia y/o fricción se utilicen en combinación con un cajón superficial que compense parte del peso de la estructura.

PILOTES MIXTOS.

Son denominados así aquellos pilotes donde se combinan el trabajo de punta con el de fricción y/o adherencia, siendo los dos efectos de una importancia similar.

PILOTES ESPECIALES.

Las peculiares condiciones del subsuelo de la ciudad de México ha provocado el desarrollo de varios tipos de pilotes cuyo mecanismo de trabajo es enfocado a la reducción o eliminación de efectos indeseables como: la emersión de estructuras y la sobrecarga inducida por la fricción negativa. A continuación se comentan brevemente algunos casos.

a). - DE CONTROL

Son esencialmente pilotes de punta cuya cabeza atraviesa la cimentación, uniéndola a la losa mediante un puente. El mecanismo tiene como finalidad permitir el hundimiento de la estructura conforme lo hace el suelo, haciendo trabajar al pilote a la carga que se desee pero siempre inferior a la falla. Esto se logra mediante los cubos de madera. (ver fig. V.3).. -

Por ejemplo, cuando la estructura tiende a bajar más aprisa que la superficie del suelo, los pilotes se harán trabajar a mayor carga aumentando el número de cubos por capa, con lo que se alivia parte de la carga -

transmitida por la losa al suelo, deteniendo de esta forma el descenso relativo de la estructura.

Por el contrario, si la estructura empieza a emerger, los pilotes se harán trabajar a menor carga colocando un número menor de cubos de madera por capa, con lo que la losa transmitirá una carga mayor al suelo acelerando su hundimiento. Si la estructura presenta hundimientos diferenciales, lo arriba descrito podrá aplicarse a diferentes áreas de la cimentación con el fin de tener un hundimiento uniforme.

Es importante colocar un número adecuado de pilotes, ya que en caso de ser excesivo la estructura puede emerger aun cuando no se aplique carga a la cabeza de los pilotes; por el contrario, si su número es reducido, la estructura presentará hundimientos, pues los pilotes no podrán sobrepasar su carga de falla. (ref. 5).

El número de cubos de madera a colocar por capa se determina dividiendo la carga a tomar por el pilote entre la carga de falla del cubo de madera.

Los pilotes de control no se colocan bajo columnas o trabes, sino que atraviesan libremente la losa quedando accesibles para ejecutar las maniobras antes descritas.

El inconveniente más importante que presenta este tipo de solución es el costo del mantenimiento que se le debe dar periódicamente.

b).- PENETRANTES DE SECCION VARIABLE

El objetivo primordial de este tipo de pilotes es evitar que las estructuras emerjan por efecto de la consolidación regional. Trabajando por punta, se colocan tramos metálicos tubulares en el extremo inferior (ver fig. V.4) los cuales penetran en el estrato resistente

cuando la fricción negativa ha alcanzado un valor suficiente. Con ello cualquier tendencia creciente de la fricción negativa es anulada por la penetración del pilote, (ver ref. 10).

Existe el peligro, en el caso de cargas excéntricas de que la estructura se desplome debido al exceso de carga en una sección de la misma con la consiguiente inestabilidad de la edificación. Sería conveniente que en la cimentación se dispusiera de espacios libres, los cuales pudieran utilizarse para lastrar la estructura y con esto, en cierta medida, controlar los movimientos.

c).-ELECTROMETALICOS.

Son esencialmente pilotes de fricción tubulares de acero, de pequeño diámetro (1" a 3") y que generalmente se hincan sin perforación previa hasta la profundidad deseada; este hincado se realiza con un martinete ligero de caída libre y en tramos de 1.5 a 6.0 m. de longitud unidos con soldadura. El pilote hará las veces de ánodo (+), cerrando el circuito unas varillas de acero colocadas a cierta distancia de él, que funcionarán como cátodo (-).

Una vez conectado el polo positivo del generador al pilote y el polo negativo a las varillas, el agua tenderá a fluir del polo positivo al negativo, lográndose así una consolidación del suelo alrededor del pilote, aumentando la adherencia disminuída por el remoldeo durante el hincado.

La intensidad de corriente debe ser tal que el gradiente medio esté comprendido entre 0.2 y 0.3 volts/cm, (ref.4).

La figura V.5 nos muestra la influencia del tiempo de tratamiento en la capacidad de carga de un pilote hincado en la arcilla del valle de México, notándose que la resistencia al corte máxima se logra con un tiempo de --

tratamiento alrededor de 3.0 hrs.

Los pilotes electrometálicos se han utilizado para recimentar estructuras desplomadas o con asentamientos excesivos y los resultados han sido satisfactorios.

Entre las ventajas que ofrecen como elementos de recimentación tenemos:

- a). - Facilidad de hincado, que puede realizarse con un martinete pequeño de caída libre y peso no mayor de 150 Kg.
- b). - La dimensión reducida de las perforaciones que deben hacerse en la cimentación original, las que -- pueden hacerse fácilmente con máquina rotatoria.
- c). - Debido a su pequeña sección sólo ocasiona desplazamientos y remoldeos reducidos.
- d). - La pequeña capacidad de carga individual del pilote, que hace posible el apoyarse casi en cualquier parte de la subestructura sin necesidad, en general, de una reestructuración de la misma.

d). - ENTRELAZADOS.

Los pilotes entrelazados constan de dos sistemas, uno de los cuales está ligado convencionalmente a la subestructura pero que no se apoyan en el estrato resistente, y otro que, no colineal al primer conjunto, está apoyado en la capa dura y desligado de la cimentación, ver fig.V. 6.

Los colchones de suelo entre la punta de los pilotes, la capa dura y losa de cimentación respectivamente, absorben los enjuntamientos de la formación arcillosa superior debidos a consolidación regional, impidiendo que la estructura sufra una aparente emersión, (ref. 11).

V.2.4. GRUPO DE PILOTES.

El comportamiento de un pilote aislado es diferente al de un grupo de pilotes, tanto en lo referente a capacidad de carga como en asentamientos, según se muestra esquemáticamente en la figura V.7. (ref.5).

La información sobre capacidad de carga de un grupo de pilotes es escasa, reduciéndose a una serie de reglas, algunas de las cuales aparecen en seguida recopiladas de la ref. 5.

Para pilotes de punta apoyados en un estrato resistente no subyacente por suelos compresibles, la capacidad de carga del grupo es igual a la suma de las capacidades de los pilotes individuales, siempre y cuando se respete una separación centro a centro de 2.5 a 3 veces el diámetro o lado mayor de la sección del pilote; una separación menor puede provocar levantamiento de pilotes previamente hincados, haciéndoles perder su apoyo, o bien una interferencia entre pilotes adyacentes por desviación durante el hincado.

Cuando el estrato resistente que servirá de apoyo está subyacente por suelos suaves, la capacidad de carga del grupo queda limitada por la capacidad de carga de dichos suelos y por los asentamientos que aumentan notablemente con el ancho del área piloteada.

En el caso de pilotes de fricción, la capacidad de carga del grupo será la menor entre la suma de las capacidades individuales y la capacidad de carga de un bloque de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes y colocado al nivel de desplante del grupo.

Si consideramos que:

n . - número de pilotes de fricción

p . - perímetro del pilote individual

f_a . - adherencia y/o fricción entre suelo y pilote

L . - longitud de pilote
 P . - perímetro del prisma

Se considera que el peligro de falla del conjunto deja de ser crítico si se cumple:

$$n \cdot p \cdot L \cdot f_a \leq P \cdot f_a \cdot L$$

$$n \cdot p = P \quad (\text{ref. 5})$$

V.2.5. PROBLEMAS DURANTE EL HINCADO DE PILOTES.

En la Ciudad de México el método más usual para construir cimentaciones piloteadas es la hinca de pilotes precolados, aunque en ocasiones también se recurre a colarlos "in situ". Esto último se comentará más adelante al hablar de pilas, enfocando por ahora los problemas inherentes a la hinca de pilotes -- precolados, entre los que se cuentan, la verticalidad y las de formaciones verticales y horizontales.

Como se mencionó anteriormente, la separación mínima que deben tener los pilotes centro a centro es de tres veces su diámetro o la mayor dimensión de su sección transversal; esto se hace -- con el objeto de que cada pilote desarrolle su propia zona de esfuerzos y su capacidad de carga completa sin interferirse -- unos a otros.

VERTICALIDAD

La baja resistencia de las formaciones arcillosas del Valle de México es favorable para que se produzcan desviaciones de verticalidad pequeñas, aun cuando la hinca se haga con razonable cuidado y los tramos del pilote estén unidos con juntas resistentes.

Es difícil hacer un estudio analítico confiable para determinar las desviaciones, y las observaciones directas son escasas.

La figura V-8 (ref.4) nos muestra algunas mediciones hechas en pilotes de concreto hincados sin perforación previa en arcillas de $q_u = 4 \text{ ton/m}^2$ (a), y otras sobre pilotes tubulares de 2" de diámetro.

Los perfiles obtenidos con el inclinómetro se reportan en esas figuras, notándose que las desviaciones son relativamente pequeñas.

Es posible concluir que la pérdida de verticalidad durante la hincada no representa un problema de trascendencia, siempre y cuando esté dentro de límites razonables.

Se recomienda que la desviación no exceda del 2 % de su longitud, cuidando la verticalidad mediante alguna guía en el cabezal de la máquina piloteadora o alguna guía independiente.

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

Cuando se hincan pilotes a través de una masa de suelo blando, como arcilla, limo o arena suelta, se produce un desplazamiento del suelo bajo la punta y alrededor del pilote. Este desplazamiento afecta una zona de suelo vecina al pilote, produciendo una gran distorsión de la estructura original que se tenía antes del hincado que, en el caso de arena suelta, disminuye su volumen compactándose. La disminución de volumen en la zona afectada será mayor conforme la arena esté más suelta, pero nunca llega a ser igual al volumen del pilote hincado, lo cual nos lleva a que siempre se producirá un desplazamiento en la superficie del terreno alrededor del pilote.

Por otro lado, si el suelo es una arcilla saturada muy sensible al remoldeo, alterará la estructura original y disminuirá por lo menos temporalmente su resistencia al corte.

Esto último es particularmente importante en caso de trabajar con pilotes de fricción, puesto que su comportamiento depende del contacto suelo-pilote.

Por otro lado, en pilotes de punta, el desplazamiento del suelo produce un levantamiento en la superficie del terreno y éste, al subir, arrastra a los pilotes haciendo que pierdan el apoyo en la capa resistente. Al cargar los pilotes con el peso de la superestructura estos bajan nuevamente, pero como los desplazamientos ascendentes son diferentes de un pilote a otro, se pueden provocar asentamientos diferenciales imprevistos que dañan la estructura.

Se han medido desplazamientos verticales de importancia, como en el caso de grupos de pilotes de 0.5 m de diámetro, longitud 25 m, y separación de 1.5 m, donde alcanzaron 0.5 m. Esto no sólo afecta a la estructura a la que sustentarán, sino también a las estructuras vecinas. (ref. 12.).

La única forma de reducir estas expansiones es mediante una perforación previa, la cual debe ejecutarse cuidando de no reducir la capacidad de carga por adherencia, tan importante en pilotes de fricción. Por lo general, se hace la perforación previa con dimensión de $\frac{2}{3}$ del diámetro del pilote, y es llevada hasta una profundidad no menor de $\frac{2}{3}$ la longitud del mismo o, preferentemente, hasta 0.9 de la longitud del pilote.

Para pilotes de punta se recomienda una perforación de 10% a 15% menor que la sección transversal del pilote.

El desplazamiento vertical hacia arriba (A_v), debido al hincado de n pilotes, puede calcularse de acuerdo a la expresión siguiente:

$$A_v = 1.5V \sum_{i=1}^n r_i \quad (\text{ref. 4})$$

r_i . - Distancia horizontal del pilote al punto considerado, en metros.

V . - Volumen del pilote hincado, en M^3 .

A_v . - Desplazamiento vertical hincado, en cm.

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

En base a lo descrito en el inciso anterior, es de esperarse que también se presenten desplazamientos horizontales del suelo, y - en ocasiones su magnitud es mucho mayor que la de desplazamientos verticales (ref. 4).

Se distinguen dos tipos de comportamiento: para distancias horizontales pequeñas, respecto al centro de gravedad geométrico del equipo de pilotes, la variación del desplazamiento horizontal -- con la profundidad muestra un máximo a la mitad de la profundidad total, siendo nulo en la punta, figura V-9 (a) (ref. 4).- Para distancias grandes, el máximo desplazamiento ocurre en la superficie y es nulo al nivel de la punta, como lo muestra la -- figura (b).

Si consideramos a:

L . - Longitud del pilote

R . - Distancia horizontal del pilote al sitio de interés

r . - Radio de un pilote circular de área equivalente

Z . - Profundidad.

Para distancias $R > L$, el desplazamiento radial producido por la hincada de un pilote será:

$$\Delta h = (\sqrt{R^2 + r^2} - R)(0.92 - 0.006R)(2 - \frac{Z}{20}) \quad (\text{ref.12})$$

Para distancias $R \leq L/2$ sólo se proporciona el valor del máximo desplazamiento que ocurre a $Z = L/2$

$$\Delta h_{\max} = \sqrt{R^2 + r^2} - R$$

El efecto de un grupo de pilotes se obtiene sumando vectorialmente los efectos de cada uno de los pilotes, siendo la precisión de $\pm 25\%$. Es evidente que la única forma de reducir este efecto es mediante la ejecución de una perforación previa, con las características antes mencionadas.

V.2.6 RECOMENDACIONES PARA EL HINCADO DE PILOTES.

- a). - El hincado de pilotes debe hacerse en forma continua -- una vez iniciado, sobre todo en suelos arcillosos de alta sensibilidad, pues un retardo de horas puede generar recuperación de la adherencia por tixotropía, requiriendo una mayor energía para reiniciar el hincado.
- b) Es conveniente llevar un registro del número de golpes contra profundidad para cada pilote, a fin de garantizar, en el caso de pilotes de punta, la profundidad de desplante de proyecto mediante la "energía de rechazo" especificada, y en el caso de pilotes de fricción, para conocer la variación de la adherencia durante el hincado. En el caso de detectar lentes o capas de materiales compactos a una profundidad menor que la de desplante, es conveniente recurrir a una perforación previa que atraviese estos materiales y permita el paso del pilote. En cuanto a la energía de rechazo, pueden tolerarse resistencia a la penetración de unos 2 cm. en los últimos 10 golpes, siempre y cuando se haya alcanzado la profundidad de desplante.

- c). - Los pilotes pueden ser dañados estructuralmente ---- agrietándose o rompiéndose durante la maniobra de izado o hincado; en el primer caso es posible detectar - el daño, pero cuando ocurre bajo la acción del martinete puede ocurrir que la rotura se presente en la - parte ya hincada siendo difícil detectarla. Por ello la energía de hincado no debe ser excesiva, siendo -- conveniente reforzar las partes extremas del pilote .
- d). - Es frecuente que se coloquen capas de madera blanda - sobre la cabeza del pilote a fin de protegerlo durante el hincado.

Existe también la opción de colar los pilotes in situ, pero es to se tratará cuando hablemos de pilas, ya que el procedimiento constructivo es básicamente el mismo en ambos casos.

V.2.7. COMPORTAMIENTO SISMICO

Las cimentaciones piloteadas casi siempre están asociadas a estructuras altas, siendo las más susceptibles a mal comporta--- miento durante un sismo.

Cuando un suelo compresible es sometido a cargas cíclicas en - condiciones no drenadas se generan presiones de poro acumulativas que provocan un incremento en la velocidad de hundimiento. Este comportamiento es frecuente en cimentaciones sobre-- pilotes de fricción, pudiendo observarse después de un sismo.

Por otro lado, el sismo también provoca un momento de volteo, - que en caso de sismos intensos ocasiona asentamientos bruscos - en los extremos de la estructura, no siendo atribuibles a defor--- maciones volumétricas sino de corte a volumen constante.

Cuando el momento de volteo no es suficiente para causar una fa

lla local por capacidad de carga, debe esperarse que los hundimientos debidos al primer mecanismo sean casi uniformes; sin embargo, si durante el sismo se rebasa la capacidad de carga de un pilote o de una sección del grupo, pueden presentarse asentamientos diferenciales permanentes.

Así se debe tener cuidado al determinar la capacidad de carga de cimentaciones sujetas a grandes momentos de volteo durante un sismo, ya que esta no debe excederse localmente.

En resumen, debe asegurarse que al incluir las solicitaciones de momento de volteo no se exceda la capacidad de carga de ningún pilote individual y, considerando al grupo como una zapata profunda sujeta a carga vertical y momento, se debe verificar que no haya falla local.

La componente horizontal de la fuerza de inercia provoca un esfuerzo cortante y un momento en la cabeza del pilote cuando éste se encuentra empotrado a la subestructura. Por esta razón es aconsejable dar cierta holgura al extremo superior del pilote mediante juntas plásticas con el fin de reducir los efectos del momento de empotramiento, pudiendo así reducir el armado.

V.2.8. PILAS

Son los elementos prismáticos colados en una horadación previa - apoyados en los estratos resistentes o roca y cuya función es -- transmitir la carga al suelo mediante el apoyo de su base; su -- sección transversal es del orden de 0.6 a 3.0 m y puede o no tener una ampliación en su extremo inferior denominada campana. Se emplea en casos que, por necesidades del proyecto, se tienen --- grandes concentraciones de carga que no pueden ser soportadas -- por otro tipo de cimentaciones, cuando por facilidad y economía -- en el procedimiento constructivo es preferible a otro tipo de --- cimiento o bien por determinar así las condiciones estratigráficas y mecánicas del suelo.

Entre las ventajas que tienen sobre los pilotes podemos mencionar: por ser un elemento más robusto puede soportar mayor concentración de carga axial, pueden construirse hasta la profundidad de proyecto no obstante la presencia de lentes compactos o cementados, permiten corroborar la naturaleza de los materiales de apoyo y no extruyen los materiales cohesivos blandos que --- atraviesan.

Sin embargo, pueden ocasionar asentamientos de la superficie -- del terreno si durante su construcción no se evita el flujo del agua hacia la perforación. Además, al contrario de los pilotes, cuyo hincado mejora la compacidad del estrato granular de apoyo, en el fondo de la excavación para una pila la compacidad puede reducirse si hay fuerzas de filtración ascendentes. (ref. 4).

La construcción de pilas, como se mencionó, se hace únicamente mediante el colado en el sitio de la obra, a diferencia de los pilotes que pueden ser prefabricados e hincados posteriormente; los pilotes también pueden colarse in situ siguiendo un procedimiento análogo al de la construcción de pilas.

La campana se construye con el fin de obtener más área para la distribución de carga y generalmente trabajan como pedestal --- (talud de 30°), ver figura V.10. Cuando las cargas en las columnas son bajas no se hace campana, siendo suficiente con el diámetro de la pila para alcanzar la capacidad de carga. Puesto que las pilas se utilizan donde el hundimiento regional es pequeño o tiene lugar a una profundidad mayor que la de desplante (zonas de transición y de lomas), el emergimiento de construcciones es poco importante.

PERFORACION.

El suelo se extrae por medio de brocas, botes o espirales accionados por una máquina rotatoria; si se opta por dotarla de campana se procede mediante un bote dentado retráctil y aun cuando las perforaciones son estancas, se han efectuado a pico y pala.

CONCRETO COLADO EN SECO.

El método seco se aplica donde es posible efectuar la perforación sin la presencia de agua, siendo adoptado cuando el manto freático se encuentra a una profundidad mayor que la de desplante o cuando las filtraciones son reducidas y no se originan en el fondo de la perforación. Estas condiciones se encuentran en las zonas de transición y de lomas (ref. 4). Para los períodos usuales en que la horadación permanece abierta (unas horas a 2-días), las paredes son estables, aunque suelen ocurrir desprendimientos locales en estratos limosos o en gravas y arenas limpias.

El procedimiento seguido es: una vez realizada la perforación y limpiado el fondo de la misma con una cuchara especial para liberarla de azolves contaminantes, se coloca el acero de refuerzo siguiendo las especificaciones de proyecto en cuanto a recubrimiento y localización; dicho refuerzo debe anclarse para que al momento de colar el concreto no sea expulsado hacia la superficie.

El colado de concreto se realiza mediante líneas "Tremie", procurando que su extremo inferior siempre esté ahogado en el concreto con el fin de evitar la inyección de aire y su contaminación.

CONCRETO COLADO BAJO AGUA

En los sitios donde se intercepta el nivel freático o las paredes de la perforación no son estables, el uso de lodos bentoníticos simultáneamente a la horadación es frecuente.

Una vez terminada esta operación se hace la limpieza de los materiales del suelo en suspensión, procediendo posteriormente a la colocación de armado debidamente anclado para evitar su emergimiento por efecto de flotación al ser colocado el concreto. - Finalmente se cuela mediante tubería "Tremie", a la cual se le coloca previamente un neumático en su parte inferior para asegurar que el concreto llegará libre de contaminación al fondo. - El extremo inferior de la tubería deberá estar sumergido dentro del concreto ya colado, con el fin de prevenir que se mezcle -- con el fluido estabilizador. Al progresar el colado, la dife--rencia de densidades ocasionará que el concreto ocupe el espa--cio del lodo bentonítico .

Se deberá colar un tramo extra por encima de la cota de proyecto, procediendo posteriormente a su demolición ya que es la - parte final de contacto con lodos bentoníticos y en consecuen--cia está contaminada.

Una variante a los métodos anteriores es el uso de ademe o camisa metálica en suelos blandos, los cuales son inestables y pueden ocasionar desprendimientos o deformarse excesivamente. El ademe o camisa puede recuperarse a medida que avanza el colado, extrayéndolo con la máquina de perforación o bien puede dejarse ahogado según lo impida la fricción del suelo.

RECOMENDACIONES

En cuanto al concreto y lodos bentoníticos .

- a). - El concreto debe ser fluido con un alto revenimiento - (aproximadamente 15 cms.) para garantizar su fluidez y acomodo dentro de la perforación.
- b). - Deberá evitarse la segregación.
- c). - El colado del concreto será continuo
- d). - El lodo bentonítico tendrá una viscosidad de 50 seg., medida en el cono Marsh. La densidad de sólidos oscilará entre 1.05 y 1.07 ton/M³.

V.3 FRICCIÓN NEGATIVA

Este fenómeno se desarrolla a consecuencia de la consolidación del suelo circundante al elemento, debiéndose a alguna de las causas siguientes:

- a). - Sobrecarga superficial reciente
- b). - Reducción en los niveles piezométricos por bombeo de agua.
- c). - Abatimiento del nivel freático por evaporación o fugas hacia el sistema de drenaje.
- d). - Remoldeo inducido por el hincado de pilotes en suelos sensitivos. (ref. 3).

Al ocurrir el enjutamiento del estrato compresible, se originará un movimiento relativo a los pilotes y pilas, comparativamente fijos, generando esfuerzos de fricción en sentido descendente a lo largo del área lateral del elemento.

Uno de los indeseables efectos de esta fricción negativa, es -- que reduce la capacidad de carga útil de los pilotes y pilas; -- el no considerar esta reducción afectaría el factor de seguridad utilizado, pudiendo ocasionar incluso la falla del elemento.

La magnitud de la fuerza de fricción negativa está limitada por

la resistencia al corte del suelo y por el volumen tributario de suelo correspondiente a cada pilote, o pila. Así, para un grupo de pilotes uniformemente distribuidos, la máxima fricción se presentará en los pilotes de esquina, decreciendo en los intermedios de borde e interiores, en ese orden respectivo.

Para cimientos apoyados por punta el otro efecto importante es la disminución de presión efectiva al nivel de desplante, debido a que parte del peso del suelo es transmitido por fricción a lo largo del fuste del elemento, dando como resultado una disminución de la capacidad de carga (ref. 1).

En vista de la importancia que reviste la fricción negativa, se ha intentado, con éxito relativo, la disminución de su efecto mediante productos lubricantes (pinturas, bitumen) aplicados en el fuste del elemento.

En la referencia 1 se presenta una metodología para el cálculo de la fricción negativa y en la referencia 3 aparecen informes recientes sobre el fenómeno.

V.4. TEORIAS DE CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS

La fórmula general adoptada para el cálculo de capacidad de carga a corto plazo sin considerar la fricción negativa:

$$Q_T = Q_P + Q_F$$

Q_T . - Capacidad de carga total

Q_P . - Capacidad de carga por punta

Q_F . - Capacidad de carga por fricción y/o adherencia.

1). - SUELOS COHESIVOS

a). - Elementos trabajando por punta. - En esta caso en que predomina la capacidad por punta y se considera despre-

ciable la capacidad por fricción lateral, se utiliza - la teoría de Skemton.

$$q_{adm} = \frac{CNc}{F.S.} + \gamma D_f$$

Las literales tienen el mismo significado que el descrito anteriormente en cimientos superficiales.

- b). - Elementos trabajando por adherencia. - Se utiliza la siguiente expresión, despreciando la capacidad por punta.

$$q_{adm} = \frac{C_a \cdot A_f}{F.S.}$$

C_a = adherencia entre suelo y cemento.

$C_a = 0.6 q_u$ en arcillas del Valle de México

A_f = Área lateral del pilote.

F.S. = Factor de seguridad.

- c). - Elementos mixtos. - La capacidad de carga total será - la suma de las dos anteriores.

2). - SUELOS COHESIVOS -FRICCIONANTES.

- a). - Elementos trabajando por punta. - Se utilizan las teorías de Meyerhof o Zeevaert.

Teoría de Meyerhof:

$$q_{adm} = (CN'c + \gamma D_f N'_q) / F.S.$$

Los factores de capacidad de carga tendrán el valor máximo (N'_q), cuando el elemento penetre en la capa de -- apoyo por lo menos:

$$L = 4B \sqrt{N'_\phi}$$

$$N'_\phi = 1 \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

donde

ϕ = ángulo de fricción interna

L = longitud que penetra el cemento en la capa de apoyo
 B = diámetro o lado del elemento.

Los factores de capacidad de carga tendrán el valor mínimo (N'_q), cuando el cemento se apoye en el horizonte superior del estrato de apoyo. Para valores intermedios, el valor de los factores se interpolará linealmente.

Teoría de Zeevaert:

$$q_{adm} = 1.2(CN_c + \gamma D_f N_q)(C_r + 0.1)/F.S.$$

$$C_r = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \quad \text{compacidad relativa}$$

e_{max} , e_{nat} , e_{min} relaciones de vacíos máxima, natural y mínima.

N_c , N_q factores de capacidad de --- carga en función de \hat{t} (Ver - fig. V-II)

b). - Elementos de adherencia y/o fricción.

$$q_{adm} = \frac{f_s \cdot A_f}{F.S.}$$

$$f_s = C_a + K_o \cdot \tan \delta \cdot \frac{\gamma D_f}{2}$$

$\frac{\gamma D_f}{2}$. - presión efectiva a la mitad del estrato de suelo granular.

K_o . - coeficiente medio de presión del suelo en los lados del elemento. (Ver tabla II-2)

δ . - ángulo de fricción entre el contacto suelo elemento, considerando aproximadamente $2/3 \phi$

Es importante resaltar las diferencias que existen entre las teorías expuestas, pues mientras unas proporcionan factores de capacidad de carga muy elevados, otras son más conservadoras. El Ingeniero, entonces, deberá tomar en consideración este aspecto y en base a su experiencia y su criterio elegir la teoría adecuada para un caso específico.

c). - Elementos mixtos. - Su capacidad de carga corresponde a la suma de las dos anteriores.

3). - SUELOS FRICCIONANTES. - Para este tipo de suelos se utilizan las teorías correspondientes a suelos cohesivos-friccionalantes con la salvedad de que los términos C y Ca son nulos. Para el caso de arenas finas bajo el manto freático, la corrección al número de golpes enunciada en el capítulo de cimentaciones superficiales sigue siendo válida.

(Las gráficas correspondientes aparecen en el capítulo anterior a excepción de la de Zeevaert que está incluida en el presente).

En las expresiones anteriormente mencionadas no se ha considerado los efectos de la fricción negativa comentados, por ello en la referencia 3 se propone calcular la capacidad de carga de acuerdo a:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{última}}{F.S.} - F.N.$$

Para elementos apoyados de punta se debe tener presente la disminución de la presión efectiva al nivel de desplante, debida al mismo fenómeno.

GRUPO DE PILOTES.

En el caso de regir la capacidad de carga del grupo, la expresión general será:

$$Q_g = q_p \cdot B \cdot L + D_f(2B + 2L)f_s$$

- q_p . - Capacidad por punta
- B . - Ancho del área piloteada
- L . - Largo del área piloteada
- D_f . - Profundidad de desplante
- f_s . - Capacidad de carga por fricción y/o adherencia

Estas ideas complementan las expuestas anteriormente.

V.5. ASENTAMIENTOS SUELOS COHESIVOS

Hablando de pilotes de punta, es frecuente que el problema de asentamientos sea poco significativo, pues el estrato de apoyo, aun siendo de naturaleza cohesiva, deberá tener una rigidez y resistencia tales que reduzcan en forma considerable este efecto; sin embargo, si bajo el estrato resistente existe un estrato compresible, éste será el principal causante del asentamiento. Aunque no existe un método completamente satisfactorio para el cálculo de estos asentamientos, el que se usa con más frecuencia es el consistente en considerar la carga actuando al nivel de la punta de los pilotes y uniformemente repartida en el área cargada.

La distribución de esfuerzos que llegan al manto compresible, puede calcularse conservadoramente con la teoría de Boussinesq, sin tomar en cuenta el efecto de losa que produce el estrato resistente y que la carga se transmite dentro de la masa de suelo. Si se dispone de información adecuada sobre las propiedades mecánicas, la teoría de Burmister podría proporcionar resultados más

aproximados.

En caso de pilotes de fricción, la práctica seguida es suponer - que la carga actúa sobre una losa flexible imaginaria, situada - a cierto nivel dentro de la altura de los pilotes y utilizando - la teoría de Boussinesq para el cálculo de la distribución de esu fuerzos.

La Fig. V.12 nos muestra la colocación de la losa imaginaria en diferentes combinaciones de materiales. Esta teoría presentada por Peck, considera además que el área de influencia se irá inucrementando conforme a dos rectas 1:2 a partir de los bordes - de la losa imaginaria.

Debido a que el método proporciona resultados conservadores, en la referencia 6 se recomienda que los espesores compresibles para el cálculo de asentamientos se midan a partir de la punta de los pilotes.

SUELOS FRICCIONANTES.

Para ellos tampoco existe un método teórico satisfactorio para - el cálculo de asentamientos y muchas de las ocasiones se basa - en resultados de pruebas de carga hechos sobre pilotes individuau les.

La figura (V.13) nos muestra la relación empírica propuesta por Skempton, en base a casos reales, para la determinación de asentamientos.

Los asentamientos de un grupo de pilotes desplantados en arena, cuando no existe un estrato blando adyacente, suelen ser reduciudos y presentarse durante la construcción. Esto se debe fundamuentalmente a que la rigidez de la arena aumenta con el confinamiento, y en una cimentación profunda, donde al nivel de desplanude de los pilotes se tiene un elevado confinamiento, el asentamiento, en general, es pequeño.

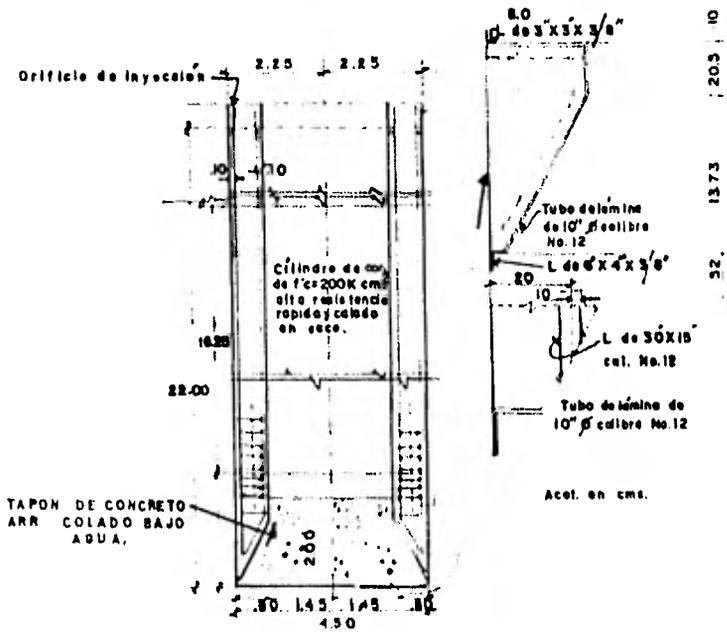


Fig. V-1 Cilindro utilizado en Cimentación para el apoyo de un puente.

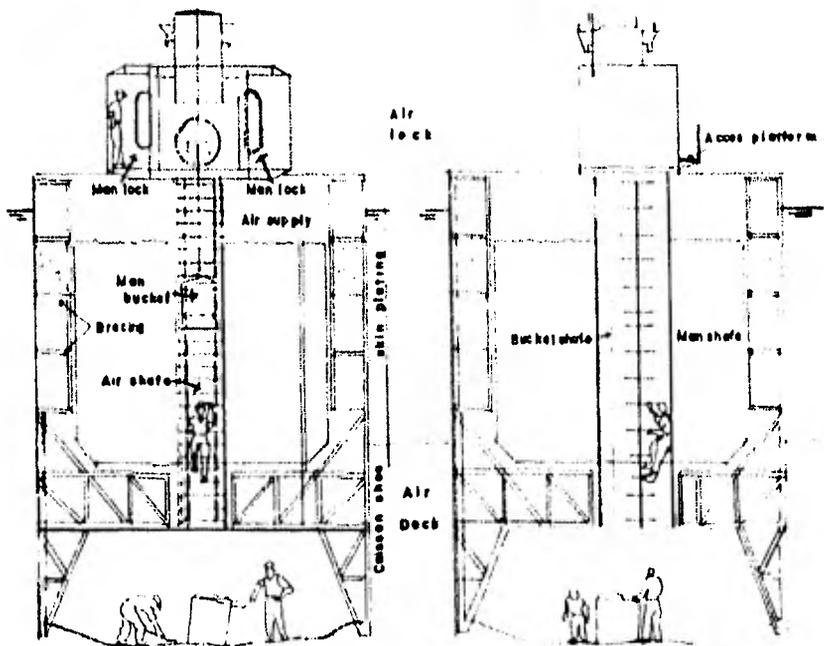


Fig. V-2 Cajón Neumático

Fijo o Fricción

*Punto o Fricción Prepara-
rada Para Transformarse*

*Pilote de Control Hecho Antes
o Después de Construida la
Cimentación*

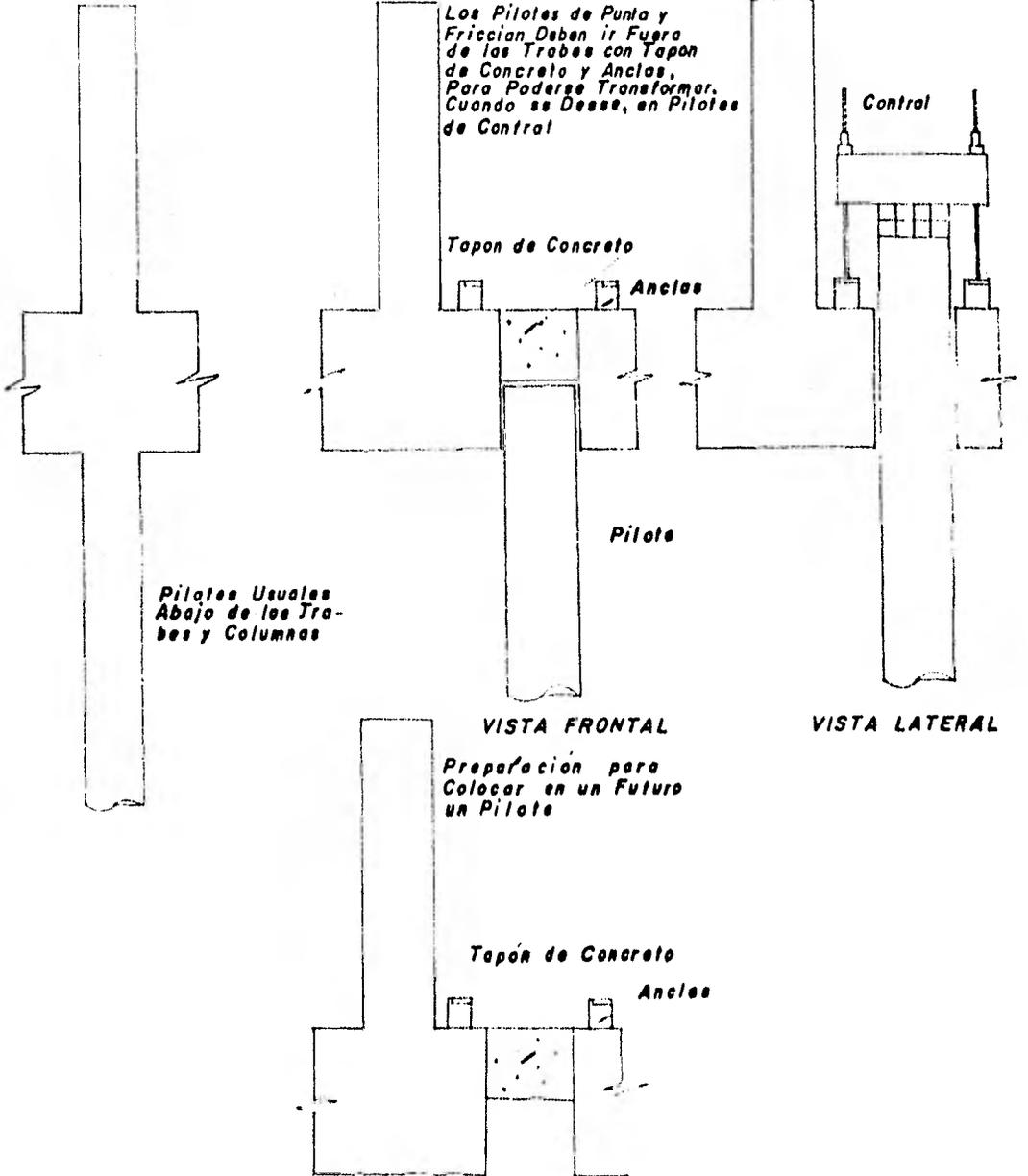


Fig V-3 Pilotes de Control

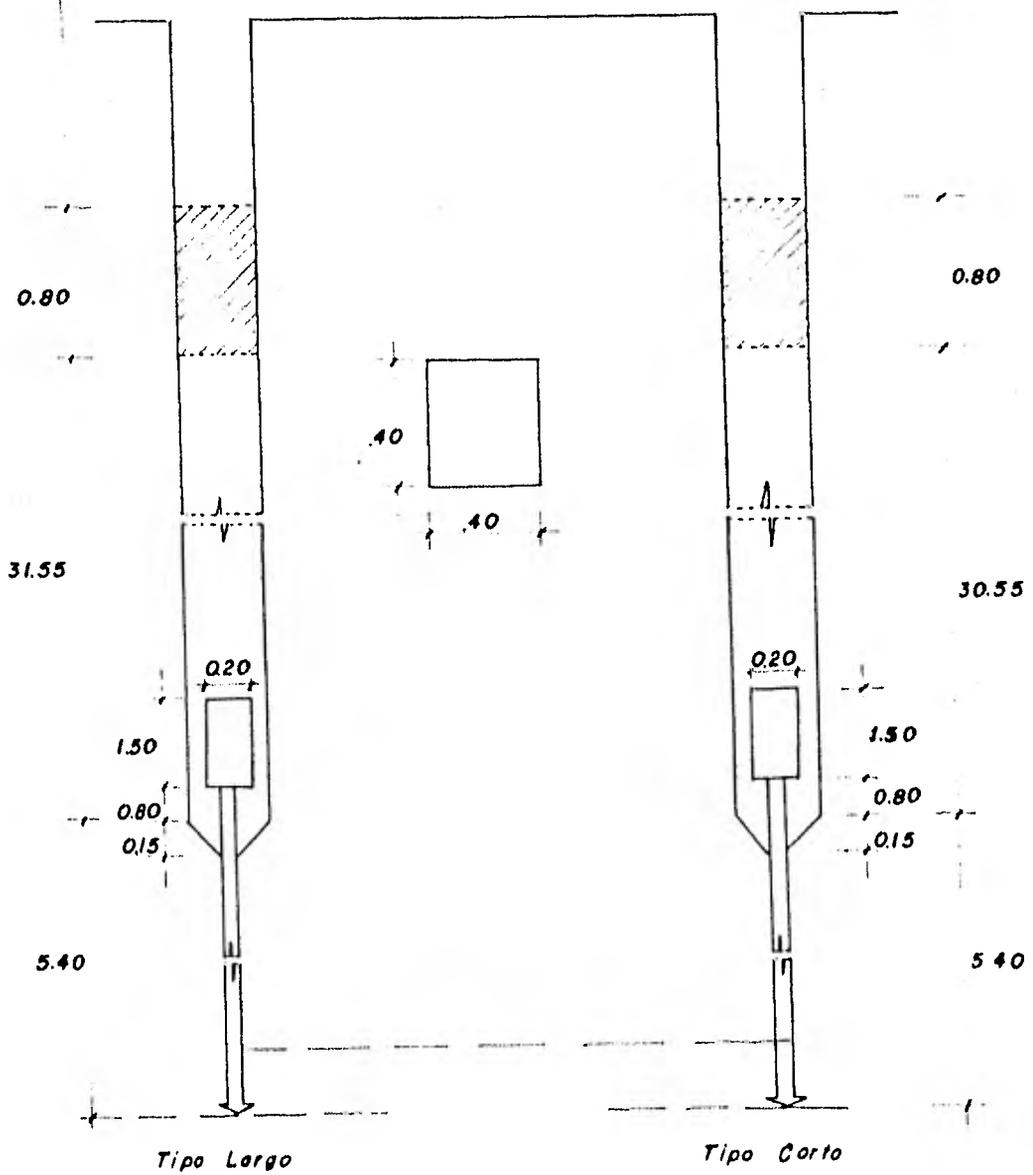


Fig.V-4 Geometria de Pilotes Penetrantes

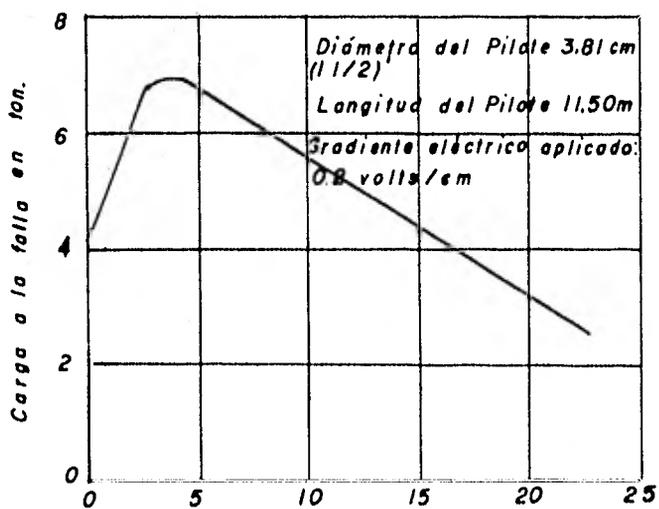


Fig.V-5 Influencia del tiempo de tratamiento en la capacidad de carga de un pilote electromédico

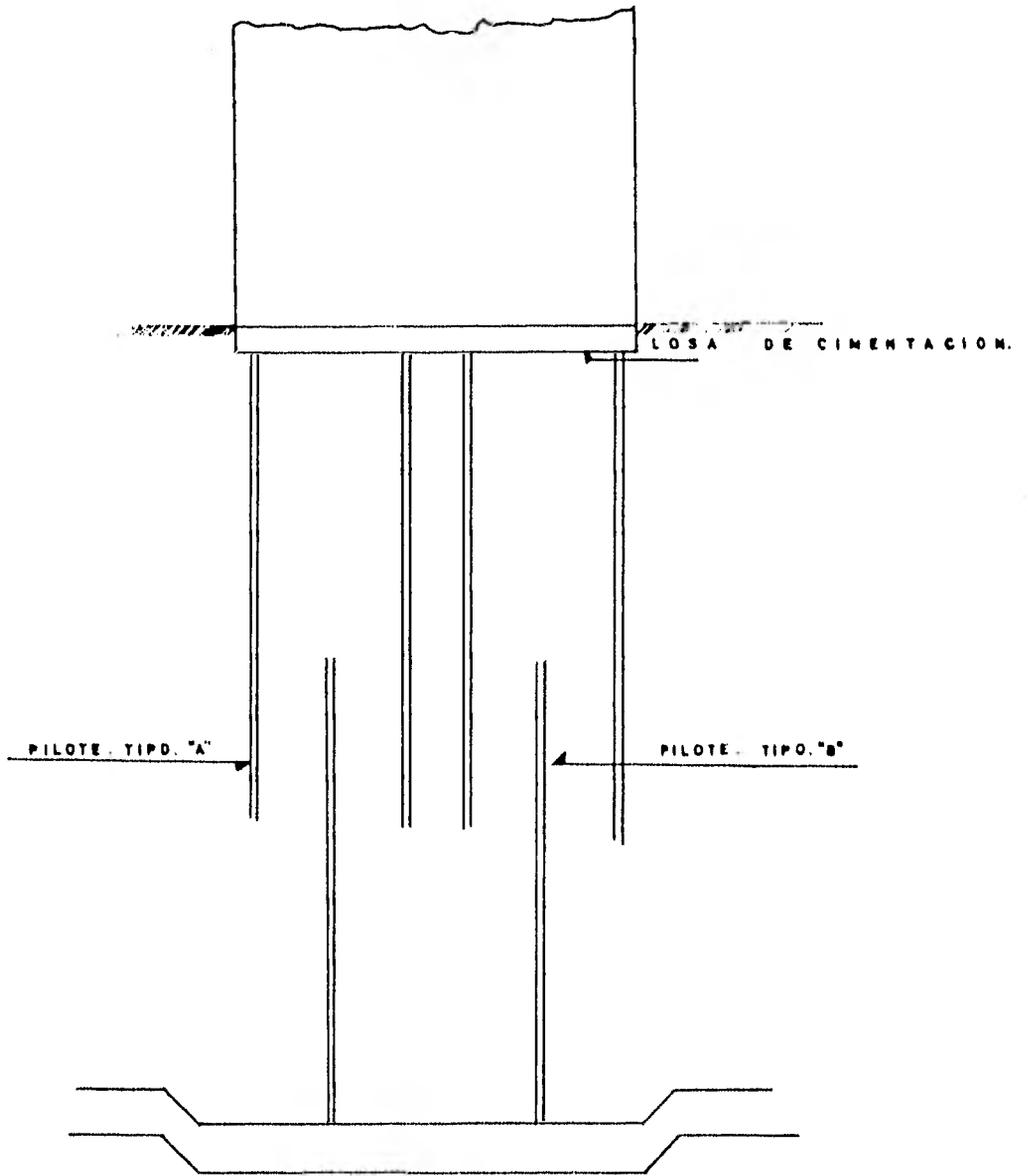


Fig. V-6 Pilotes entrelazados.

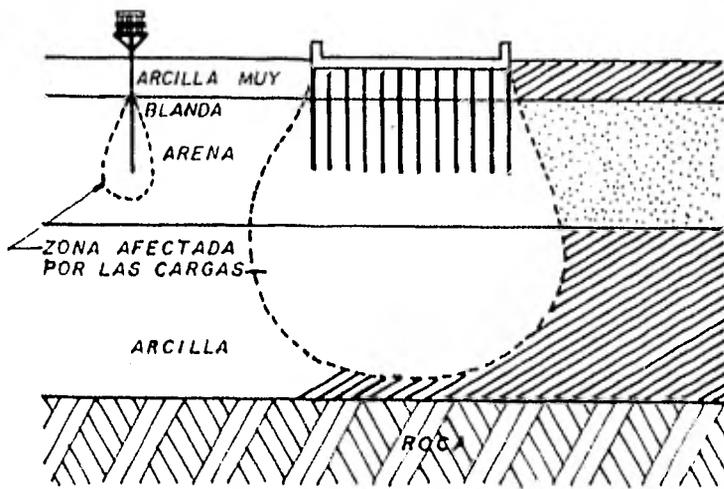


Fig. V-7 Diferencia entre la influencia de un pilote y de un grupo de pilotes en lo referente a asentamientos.

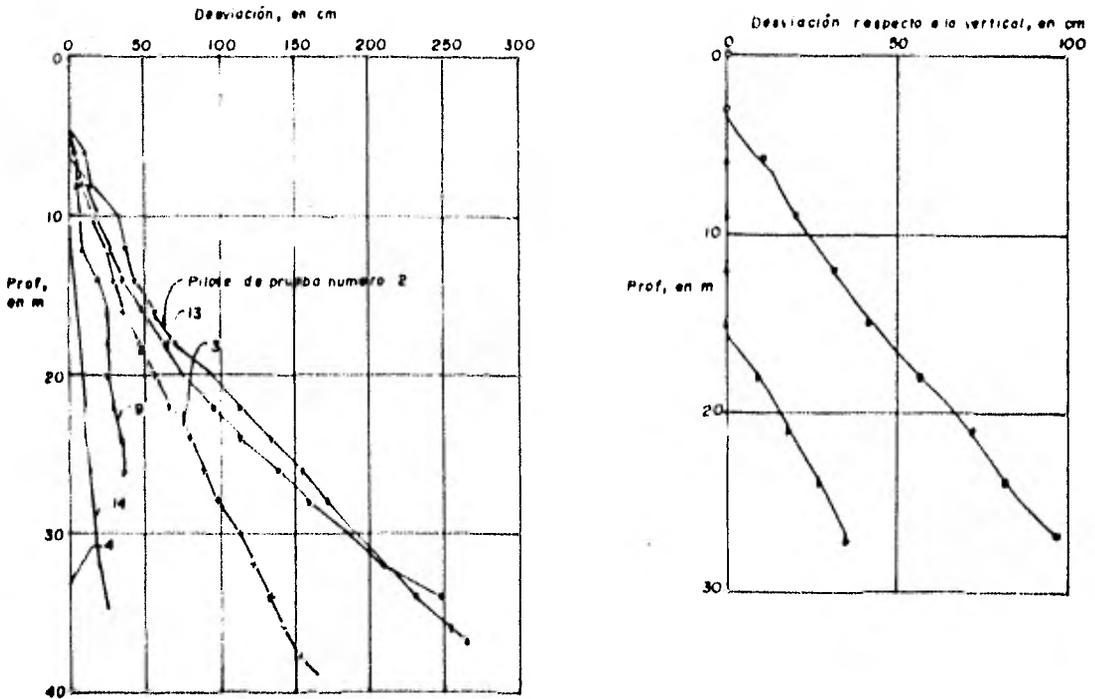


Fig. V-8 Configuración de dos pilotes electrometálicos despues de hincados.

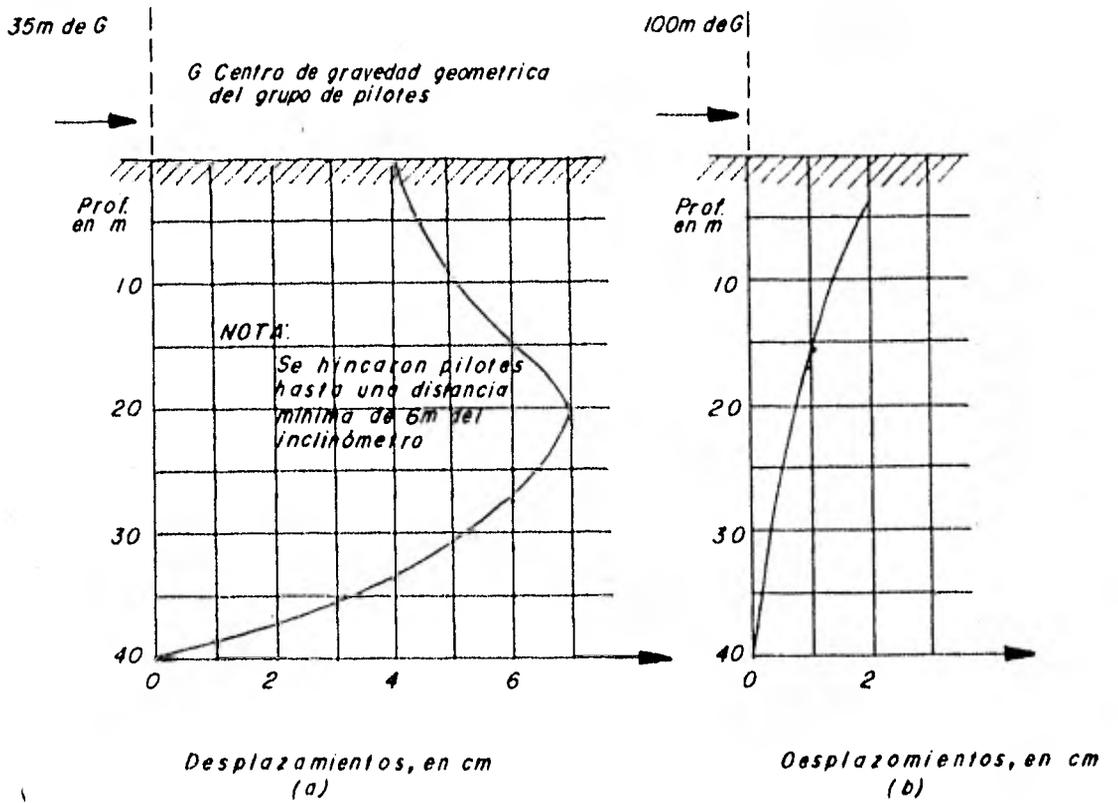


Fig. V-9 Desplazamientos horizontales observados.

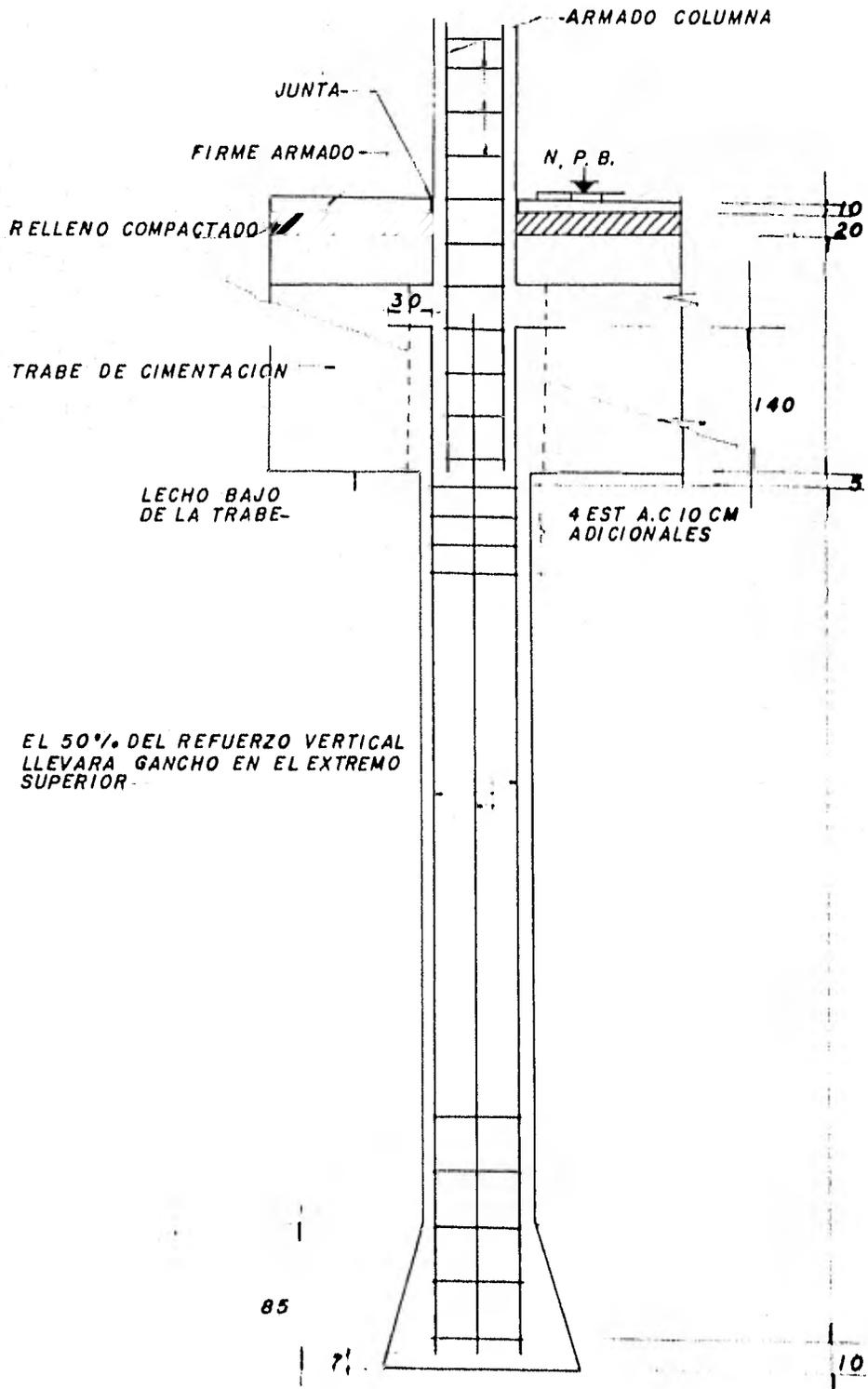


Fig.V-10 Alzado de pilas

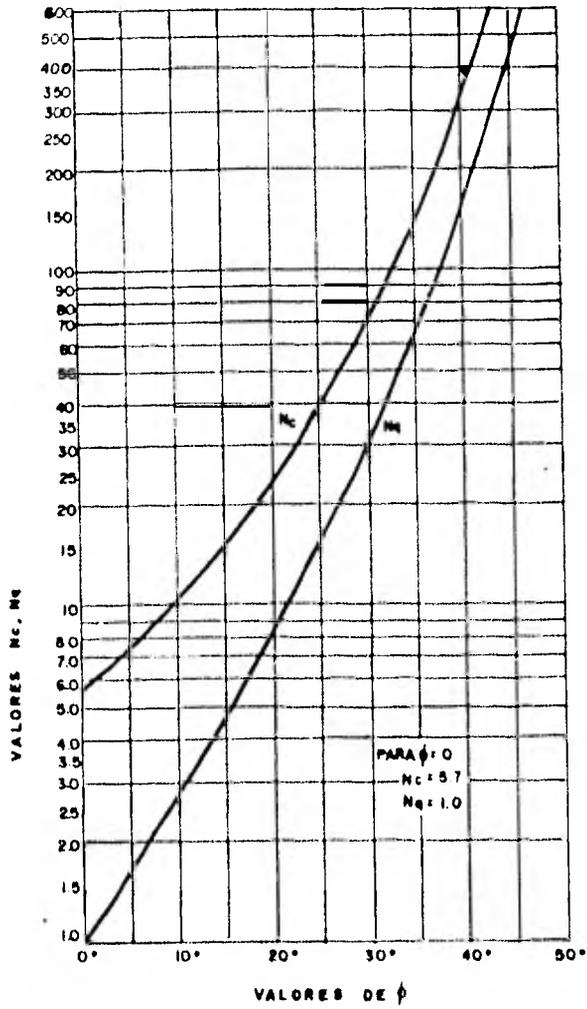
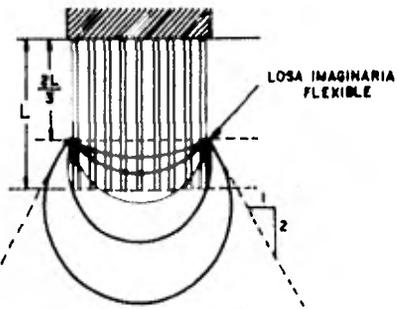
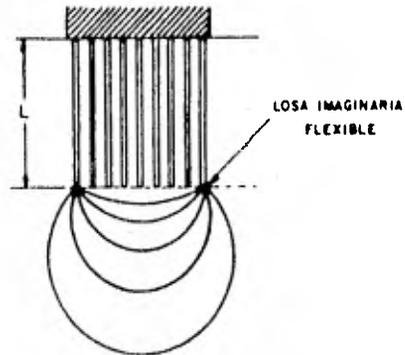


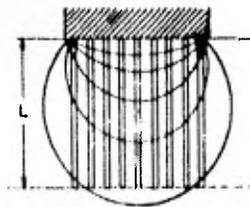
Fig. V-11 *Parámetros de Capacidad de Carga para Cimentaciones Profundas.*



(a) PILOTES DE FRICCION EN ARCILLA HOMOGENEA SUAVE



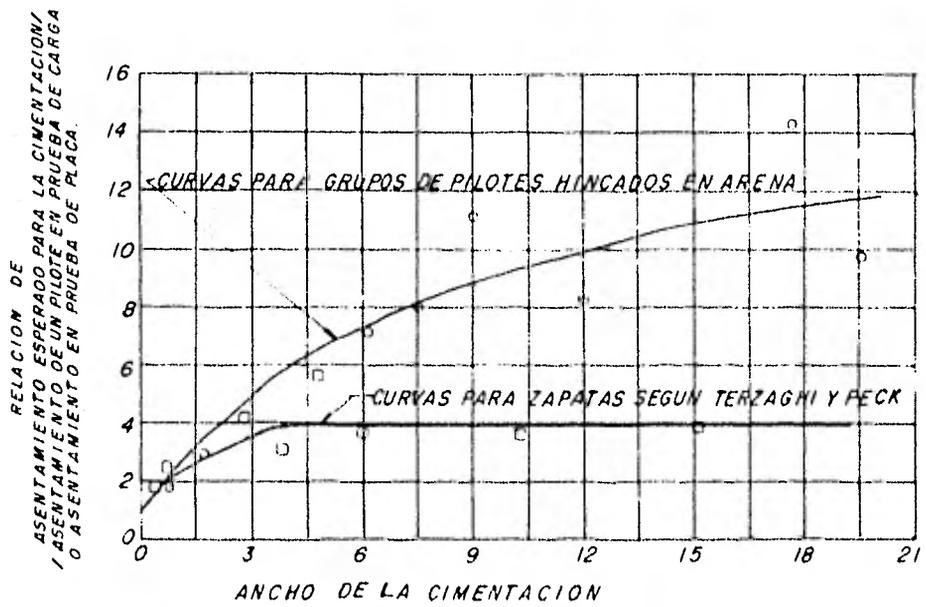
(b) PILOTES DE FRICCION EN ARCILLA SUAVE SUBYACIDA POR ARCILLA MUY DURA



(c) PILOTES DE FRICCION EN ARENA SUBYACIDA POR ARCILLA SUAVE

Fig. V-12 Asentamiento en pilotes de friccion

○ GRUPOS DE PILOTES
 □ ZAPATAS AISLADAS



FigV-13 Curva empírica para calcular asentamientos de grupos de pilotes en arenas

CAPITULO VI CIMENTACIONES TIPICAS EN LA CIUDAD DE MEXICO Y SU COMPORTAMIENTO.

I. - Zona del Lago. - El hundimiento regional así como la alta compresibilidad y baja resistencia al corte de las formaciones arcillosas en esta zona, dan lugar a una serie de problemas e incertidumbres para elegir la cimentación más adecuada y, en ocasiones, la solución aplicada muestra un comportamiento poco satisfactorio.

Los siguientes comentarios fueron obtenidas de la referencia 4.

Para cimentaciones superficiales generalmente rige la condición impuesta por los asentamientos diferenciales tolerables por el tipo de estructura que se trate.

Por otro lado, el hundimiento regional no impone condiciones al diseño de cimentaciones superficiales, salvo en los siguientes casos.

- 1) Edificaciones ligeras construídas en la vecindad de edificios piloteados, debiendo considerar los asentamientos diferenciales que se presentan en la zona perimetral del área.
- 2) Edificaciones en áreas con diferentes historias de carga, por lo que el hundimiento irregular pueden provocar asentamientos diferenciales intolerables.

En áreas muy compresibles donde se ha tenido que construir conjuntos habitacionales con unidades pequeñas, la construcción en serie ha permitido la utilización de losas de cimentación en vez de zapatas, lo cual ha dado resultados favorables en cuanto a disminución de asentamientos diferenciales.

En ciertos sitios de la zona del lago y de transición, donde se ha observado la aparición de grietas de tensión durante las primeras lluvias, es conveniente tomar en cuenta este efecto de --- agrietamiento para el diseño de las cimentaciones de edificaciones ligeras con grandes claros; en el caso de utilizar zapatas, los elementos de liga deben ser diseñados para trabajar a ten--- sión.

Para edificaciones hasta de tres pisos, las cimentaciones sobrezapatas aisladas o corridas es una de las soluciones más empleadas, no obstante que la heterogeneidad del manto superficial dificulta la predicción de asentamientos. Por otro lado, cuando el manto superficial es de reducido espesor y el estrato arcilloso que lo subyace se encuentra normalmente consolidado, aún este tipo de estructuras relativamente ligeras pudieran compensarse.

Para edificaciones de uso habitacional y oficinas, de hasta --- ocho niveles y claros normales, el empleo de losa de cimentación es la solución más viable debido a las características de compresibilidad y capacidad de carga de la zona. Es práctica común en estos casos compensar total o parcialmente la descarga.

Para edificios pesados que transmiten grandes descargas, los cimientos someros no garantizan estabilidad ni economía, por tal motivo se emplean cimentaciones profundas. Los problemas derivados del hundimiento de la ciudad han originado una serie de ensayos e investigaciones buscando soluciones satisfactorias y conduciendo al uso de una variedad de pilotes de diseño especial, algunos de los cuales se mencionaron en el capítulo correspondiente.

II. - Zona de Transición. - Los comentarios generales hechos con respecto a cimentaciones superficiales en la zona del lago son aplicables en este caso, sin embargo, cuando los estratos compresibles sean de espesor reducido será posible --- transmitir mayores descargas al terreno. En esta zona de transición existen depósitos de material granular grueso - de acarreo y sobre ellos se han levantado estructuras de - hasta diez niveles empleando losas de cimentación poco pro fundas; en otros edificios de menor altura se ha recurrido a las zapatas.

En lo concerniente a cimientos profundos, se emplean por - lo general pilas y pilotes de punta, descartando los pilo- tes de adherencia por encontrarse a poca profundidad la ca pa dura.

Debido a que en esta zona el hundimiento regional afecta - estratos de profundidad mayor que la usual para desplante- de cimentaciones profundas, estas no se ven sujetas a la - fricción negativa. Sin embargo existen algunos sitios don de la influencia del hundimiento ha llegado a los estratos superiores provocando un fenómeno semejante, cualitativamen te, al que ocurre en la zona del lago. (ref. 4).

Cuando la primera capa dura no se encuentra a una profundi dad mayor de veinte metros, y se han descartado las cimen- taciones superficiales, la solución recomendada es a base- de pilas, siendo más económicas que los pilotes en condicio nes que no requieran la estabilización de las paredes de - la excavación ni el abatimiento del nivel freático. En lu gares donde se ha comprobado la existencia de mantos colga dos potentes, se han hincado ademes metálicos para efec--- tuar los trabajos de excavación y colado en seco. Por --- otro lado, cuando el manto colgado sea de escaso espesor y las filtraciones esperadas son tales que no deterioran las paredes de la excavación, se han construido pilas sin nece

sidad de recurrir a los ademes. (ref. 4).

El principal problema en esta zona es la gran heterogeneidad del subsuelo, encontrando intercalaciones de arenas limosas y arenas limpias con estratos arcillosos de propiedades mecánicas y espesores variables, lo cual puede originar asentamientos diferenciales severos.

III . - Zona de Lomas. - Debido a la baja compresibilidad y alta resistencia al corte de los suelos de esta zona, generalmente se recurre al empleo de cimentaciones superficiales aun para estructuras altas y pesadas.

Como se mencionó anteriormente, en esta zona existen cavidades o minas abandonadas localizadas al poniente del Anillo-Periférico, abarcando San Jerónimo, Olivar de los Padres, -- Merced Gómez, Santa Fe, Lomas de Chapultepec, Barrilaco y - Tecamachalco, entre otras. En esas áreas han ocurrido colapsos que destruyen totalmente las construcciones. (ref. 4) Por esto, es necesario detectar oportunamente la presencia - de cavidades procediendo a su relleno desde la superficie a través de perforaciones, o bien a reforzar las bóvedas mediante muros construidos en su interior. Otra solución consiste en desplantar las cimentaciones bajo el piso de las - cavidades.

Los derrames basálticos en la zona del Pedregal también presentan problemas de cavidades y conductos interiores así como de grandes bloques de roca fracturada. En estos casos, - se procede desplantando los cimientos a profundidades mayores que las de las cavidades, a tratar la roca a base de inyecciones o apuntalar bloques mal apoyados.

COMPORTAMIENTO DE LAS CIMENTACIONES

A continuación presentamos algunos ejemplos del comportamiento de cimientos, enfocado principalmente a la zona del lago.

CASO I Zapatas.

Un taller mecánico formado por una estructura metálica desplantada sobre zapatas aisladas, teniendo 45.7 m de largo por 37.0 m de ancho. Las zapatas son cuadradas y sus lados varían entre 3.10 y 5.90 m, desplantadas a 1.0 m. El predio se localiza en la proximidad del Lago de Texococo y los mantos de arcilla están normalmente consolidados. Se realizaron cinco sondeos cuyos resultados aparecen en la figura VI.1.

La capacidad de carga se estimó por medio de la teoría de Terzaghi y se tomó un valor de 2.4 ton./ m^2 .

Para los asentamientos se calculó el incremento de presión por medio de las gráficas de Newmark en base a la fórmula de Boussinesq. Los valores de a_v y C_v se obtuvieron de la información estadística de la referencia 2, de donde proviene también este ejemplo.

La figura también nos muestra los asentamientos calculados y observados, siendo notorio que los movimientos son del mismo orden de magnitud pero, sin embargo, su distribución en planta es diferente. Por otro lado, se observa una componente secundaria importante en las curvas tiempo-deformación.

La discrepancia en los movimientos calculados y observados podría deberse a la heterogeneidad del subsuelo o bien a excentricidad en las cargas.

No deja de ser interesante observar que, a pesar de ser un edificio relativamente ligero, presenta fuertes asentamientos. En este caso, el hecho de tratarse de una arcilla normalmente consolidada juega un papel fundamental.

CASO 11 Cajón sobrecompensado.

La estructura es de planta rectangular de 23 por 30 m y tiene 10 pisos, es de concreto reforzado y pesa alrededor de 5000 ton. La cimentación es un cajón formado por muros de sostenimiento y losas inferior y de tapa. La profundidad de excavación, 6.5 m, -- quedó condicionada por necesidad de estacionamiento, resultando una sobrecompensación de 400 ton.

El perfil estratigráfico aparece en la figura VI. 2 mostrando arcillas compresibles hasta una profundidad de 22.0 m y abatimientos piezométricos hasta de 2.4 kg/cm^2 a 32.0 m

Los movimientos observados a partir del colado de la cimentación muestran una ligera expansión inicial debida a la respuesta elástica del suelo a la descarga. Posteriormente viene una etapa de recompresión que, al parecer, ocurre hasta el término de la obra, tiempo durante el cual se incrementan gradualmente las cargas. Finalmente, se observa una rama ascendente que representa el levantamiento paulatino de la estructura; puede notarse que éste no es uniforme, tendiendo a inclinarse sobre la columna A-16 ubicada en la zona donde, aparentemente, existe una mayor concentración de cargas. El comportamiento puede ser originado por la expansión del subsuelo al recuperarse el N.A.F., la subpresión actuante y/o por el hundimiento regional, puesto que el terreno -- circundante no ha sido alterado y sigue los movimientos que afectan la zona, mientras el área ocupada por la estructura, aliviada de cierta sobrecarga, presenta una velocidad de hundimiento -- ligeramente menor.

Es probable que la inclinación del edificio se origine por una -- distribución irregular de las cargas, sugiriendo la idea del empleo de lastre para equilibrar los movimientos.

(Ejemplo tomado de la referencia 2)

CASO III Cajón parcialmente compensado.

Se trata de un edificio de 12 niveles y sótano, de planta rectangular (10.0 x 26.0 m), constituido por concreto armado. La cimentación consta de losa de fondo, entre piso y tapa, muros perimetrales y trabes de 3.0 m. de peralte. La losa de fondo quedó desplantada a 6.0 m y transmite una carga neta de 2.2 ton/m². El subsuelo era preconsolidado y aún añadiendo la carga del edificio se trabajó en la rama de recompresión.

Inicialmente se construyeron los muros perimetrales y trabes, alojadas en zanjas además de 2.5 m de ancho; posteriormente se excavaron los cubos interiores, de modo que no se trabajara simultáneamente en dos adyacentes, procediendo al colado de las losas.

Los asentamientos calculados, considerando un flujo unidimensional, fueron de 14.0 cm. y, observando la fig. VI.3, podemos decir que son del mismo orden de magnitud a los medidos. Por otro lado, la curva de asentamiento tiene semejanza a una curva de consolidación típica y, al parecer, al final de ella empieza a hacerse notorio el efecto secundario.

La magnitud de los movimientos es relativamente reducida debido a que el subsuelo está preconsolidado. Es de notar la dificultad de lograr una compensación exacta, impidiéndolo la incertidumbre que existe al evaluar las cargas vivas que soportará la estructura durante su operación. (Ejemplo tomado de la referencia 2).

CASO IV Cajones parcialmente compensados.

Son una serie de estructuras de concreto armado apoyadas sobre cajones constituidos por losas de fondo, entrepiso y tapa, muros de sostenimiento y trabes intermedias.

El predio se ubica en la zona del lago, el estrato arcilloso---

subyacente tiene un espesor aproximado de 25.0 m y está, en general, normalmente consolidado.

Para alcanzar la profundidad de desplante, (6.0 m), en todos los casos la excavación se efectuó en una sola etapa dejando taludes de 0.67:1.00; las filtraciones se canalizaron a través de drenes conectados a cárcamos localizados en el perímetro. Las expansiones medidas fluctuaron entre 20 y 50 cm.

La compensación por el material excavado permitió reducir las descargas netas a 3.7 y 2.8 ton/m² para edificios A y B, respectivamente.

Los asentamientos calculados fueron del orden de 1.00 m, siendo similares a los que aparecen en la Fig. VI.4 (extraída de la referencia 2 de donde también proviene este caso), observándose que, a partir de los 8 meses de iniciada la construcción y prácticamente aplicada la carga total, los asentamientos se ajustan en forma aproximada a una ley de variación lineal en escala semi logarítmica, pudiendo pensarse en atribuirlo al fenómeno viscoso.

Es de llamar la atención, nuevamente, que aun cargas relativamente pequeñas provocan hundimientos severos cuando se construye sobre mantos compresibles normalmente consolidados.

CASO V Pilotes de punta.

A continuación se presenta el comportamiento de dos estructuras, A y B, construídas con una diferencia de 17 años y cimentados sobre pilotes de punta. Ambas se encuentran localizadas en la misma manzana dentro de la zona del lago, en un área donde el hundimiento regional era en el tiempo que se hicieron las mediciones, de 16 cm/año, correspondiendo 5 cm, aproximadamente, a la formación arcillosa superior. Los elementos de apoyo, iguales en ambos casos, se desplantaron sobre la capa dura.

Para comparar los movimientos, se graficaron los asentamientos de un monumento cimentado superficialmente, ver Fig. VI.5, así como los registrados en las camisas exteriores de un banco base que reporta los movimientos que ocurren a 80 y 153 m.

Es de notarse que, en los dos años de mediciones, el edificio A sólo presentó un levantamiento de 4 cm respecto a la superficie del terreno, cuando el asentamiento de la superficie respecto a la capa dura debió ser próximo a 10 cm. al mantenerse casi constante el hundimiento regional. Esto parece indicar que el edificio A posiblemente penetró la capa dura al actuar sobre los pilotes fuerzas descendentes impuestas por la fricción negativa, o bien, los estratos compresibles subyacentes al de apoyo presentaron una mayor consolidación por efecto de las descargas transmitidas por los pilotes sobre la capa dura. En última instancia, un efecto combinado de ambos fenómenos no sería remoto a la realidad. El edificio B mostró un hundimiento ligeramente mayor al de la zona, representado este último por el monumento cimentado superficialmente. La respuesta podría encontrarse al considerar un efecto más pronunciado de los fenómenos expuestos para el edificio A.

(Ejemplo extraído de la referencia 2).

CASO VI Cajón parcialmente compensado y pilotes de fricción.

Una cimentación constituida por cascarones y trabes, bajo los cuales se colocaron pilotes de concreto desplantados a la elevación - 23.5 m; la pérdida de presión, en el tiempo que se hicieron las mediciones, era de hasta 2.4 kg/cm^2 a 32.0 m de profundidad.

La figura VI.6 contenida en la referencia 2, de donde procede el ejemplo, muestra los movimientos de la estructura a lo largo de los años siguientes a su construcción. Esta forma de comportamiento podría tener la siguiente explicación: el hundimiento-

regional provoca que la masa de suelo se adhiera al pilote transmitiéndole esfuerzos en sentido descendente. Sin embargo, la forma en que los niveles piezométricos son abatidos ocasiona que, mientras una parte del fuste del pilote resiente la fricción negativa, otra sección trabaje a fricción positiva. En el momento en que ese efecto descendente, adicionado a la carga que soporta el elemento proveniente de la superestructura, adquiere un valor mayor a la fricción positiva, ocurrirá una penetración del pilote hasta que nuevamente se alcance el equilibrio de fuerzas. A partir de ese instante el ciclo se inicia nuevamente.

Es por esto que la gráfica de asentamientos observados muestra alternativamente hundimientos y ligeros levantamientos respecto a la superficie, notándose al final una tendencia a emerger debido a que aún no se alcanza el valor suficiente de fricción negativa para hacer descender a los pilotes. Es precisamente en esta última condición cuando, de presentarse un sismo, el edificio corre peligro de desplomarse. Por lo demás, podría decirse que la cimentación muestra un comportamiento aceptable.

CASO VII Pilas

El siguiente ejemplo se recopiló de la Ref. 4, tratándose de un edificio de 12 niveles y sótano de 3.0 m de profundidad, estructurado con marcos continuos de concreto.

En la figura VI.7 se presentan las características de la estructura y el subsuelo así como los movimientos de los elementos de apoyo.

La formación es típica de la zona de transición con la siguiente secuencia: manto superficial de 5.0m de espesor, formación arcillosa superior intercalada con lentes de arena y vidrio volcánico hasta los 14.6 m; a continuación se tienen limos arenosos de consistencia dura y arenas limosas compactas; estos materiales constituyen los depósitos profundos que en la zona se extienden a gran profundidad; el N.A.F. se localizó a 1.4 m de profundidad.

La cimentación se resolvió a base de pilas desplantadas a 23.0m. En la fecha en que se realizó el estudio, el subsuelo no estaba afectado por el hundimiento general del valle, aunque después alcanzó 4 cm/año. En un principio se pensó colocar una pila bajo cada columna, sin embargo, defectos de construcción hicieron necesarias pilas adicionales bajo las columnas B-3, B-5, B-6 y E-6.

Las nivelaciones se iniciaron una vez colocadas las columnas -- del sótano (Diciembre del primer año).

Los asentamientos siguieron una evolución como la esperada, ocurriendo en su mayor parte durante la construcción de los elementos pesados (columnas, losas, trabes y muros), continuando con una velocidad menor durante la construcción de elementos ligeros (acabados e instalaciones) y posteriormente se mantuvieron casi constantes. Este comportamiento es característico de suelos friccionantes, presentándose la mayor parte del hundimiento a corto plazo.

La ligera tendencia de emerger que se observa al final, puede deberse al hundimiento que empezó a afectar la zona poco después de concluida la construcción.

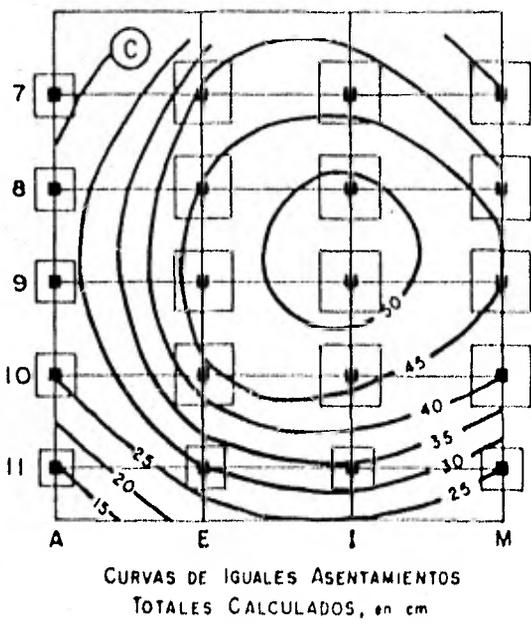
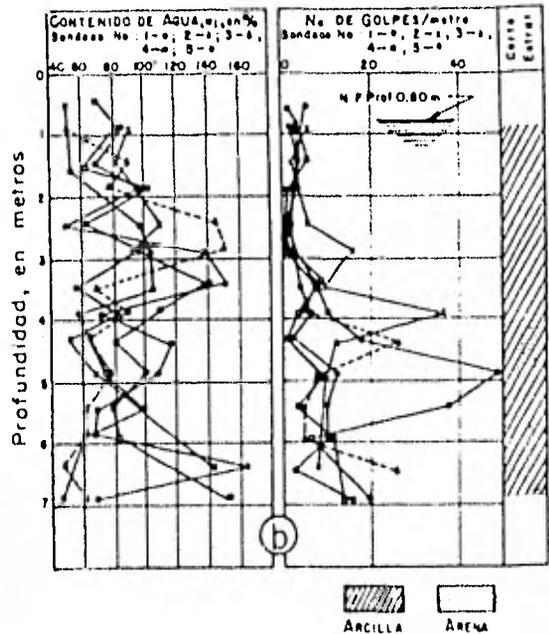
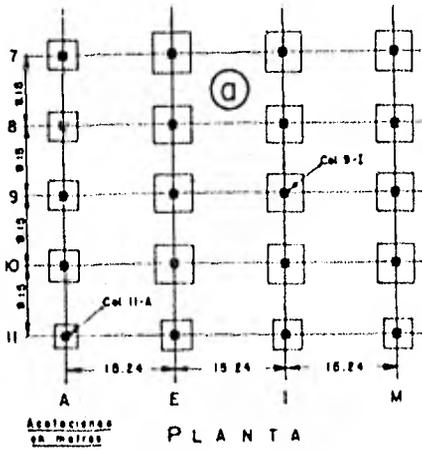
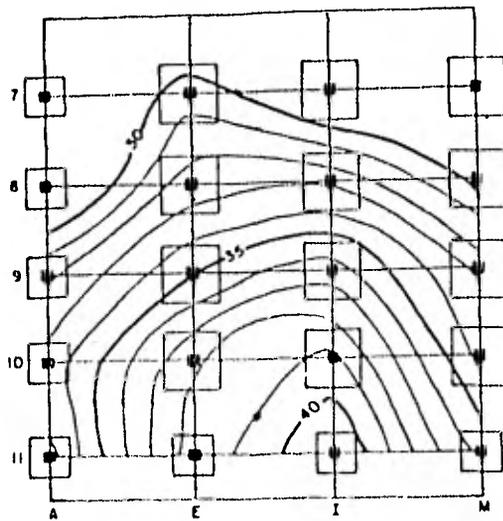


Fig. VI-1 Caso 1



CURVAS DE IGUAL ASENTAMIENTO

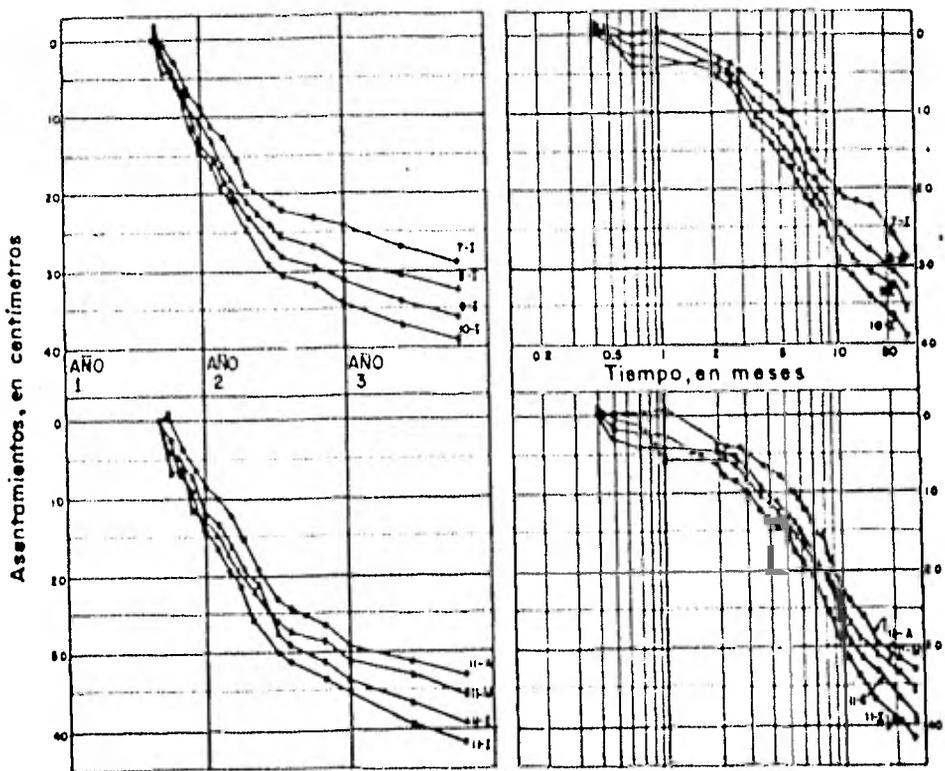
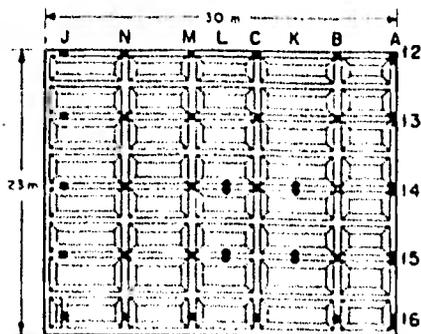
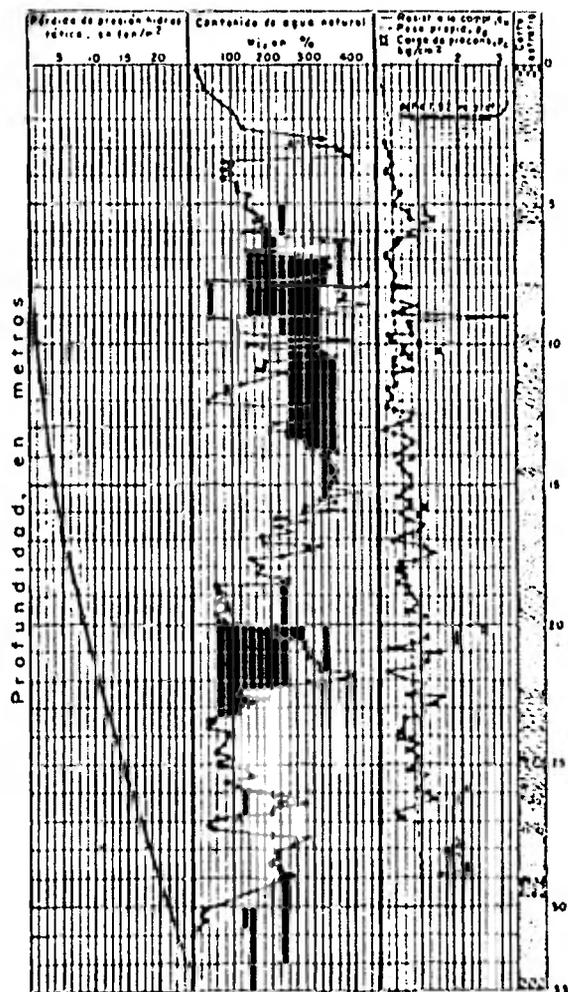
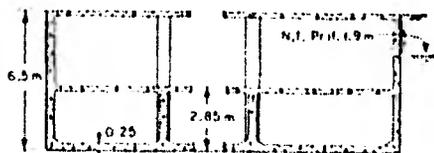


Fig. VI-1 Continuación Caso 1



PLANTA



DETALLE DE LA CIMENTACION

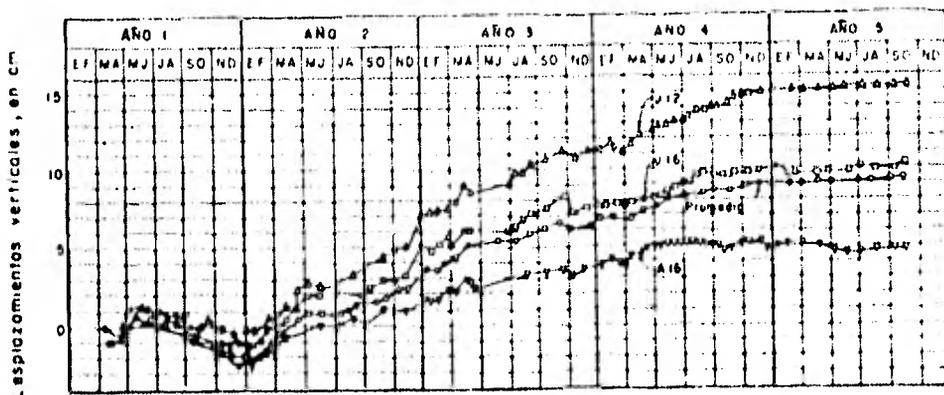
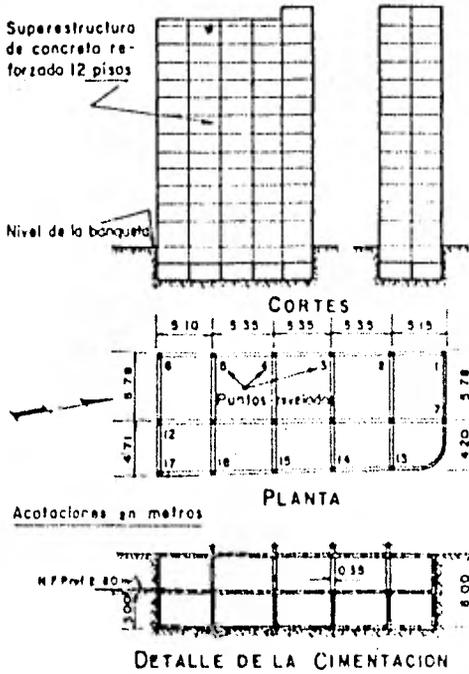


Fig. VI-2 Caso II



Datos: Sobrecarga : 2.2 ton/m²
 Incremento de presión media : 0.80 ton/m²
 Coeficiente de compresibilidad media : 0.58 cm²/kg
 Coeficiente de consolidación media : 6.3x10⁻³ cm²/seg
 Espesor del manto : 27.0m
 Asentamiento final : 15.6cm

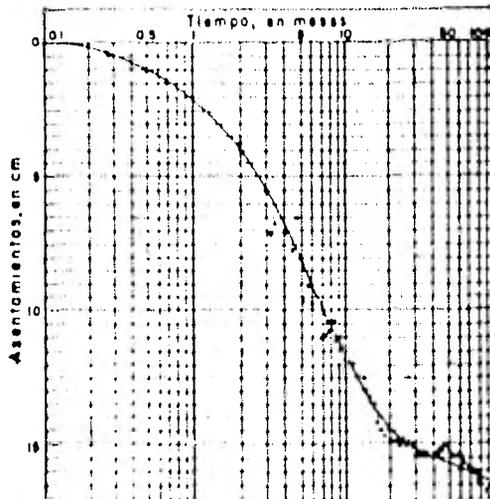
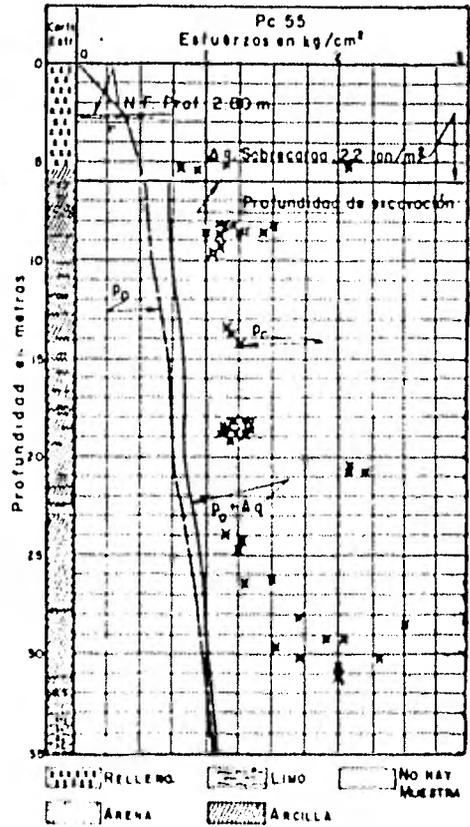


Fig. VI-3 Caso III

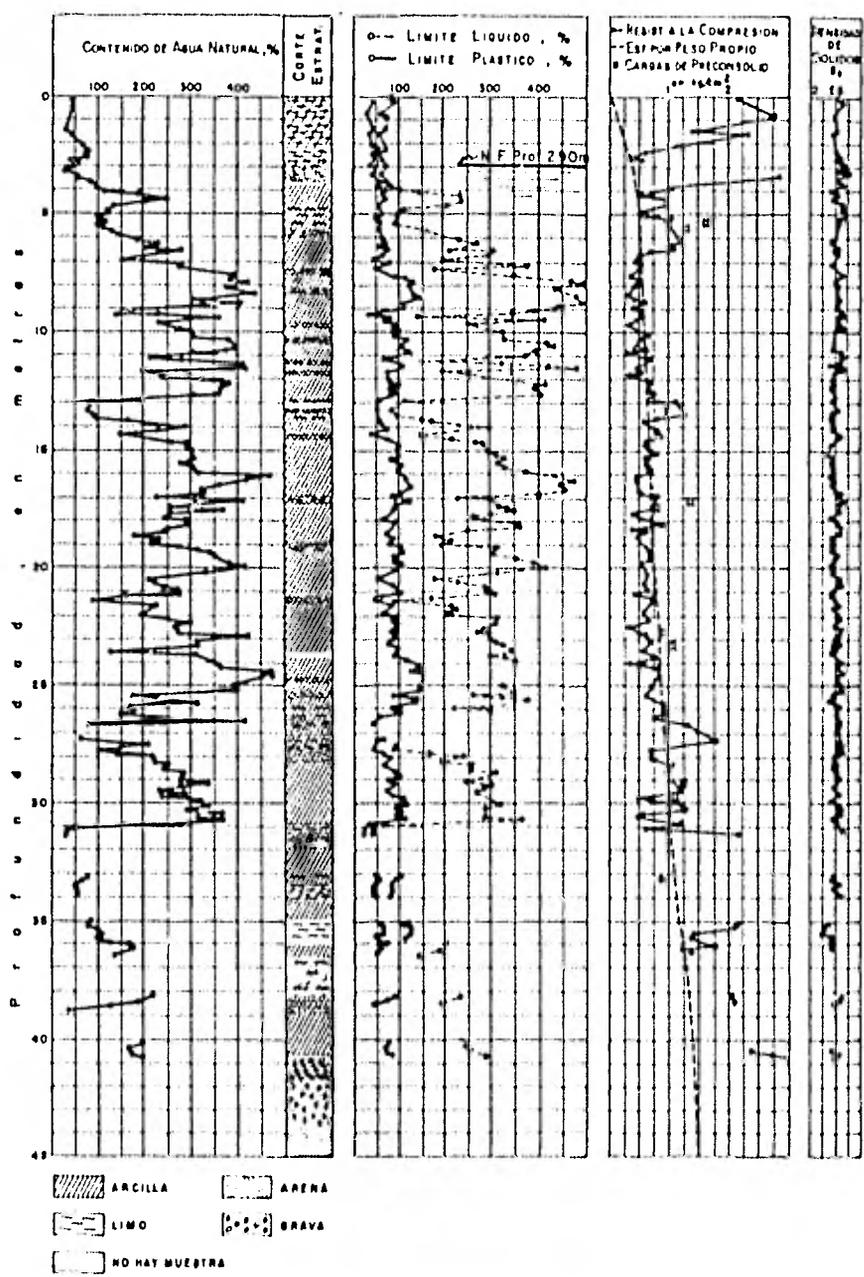


Fig. VI-4 Caso IV

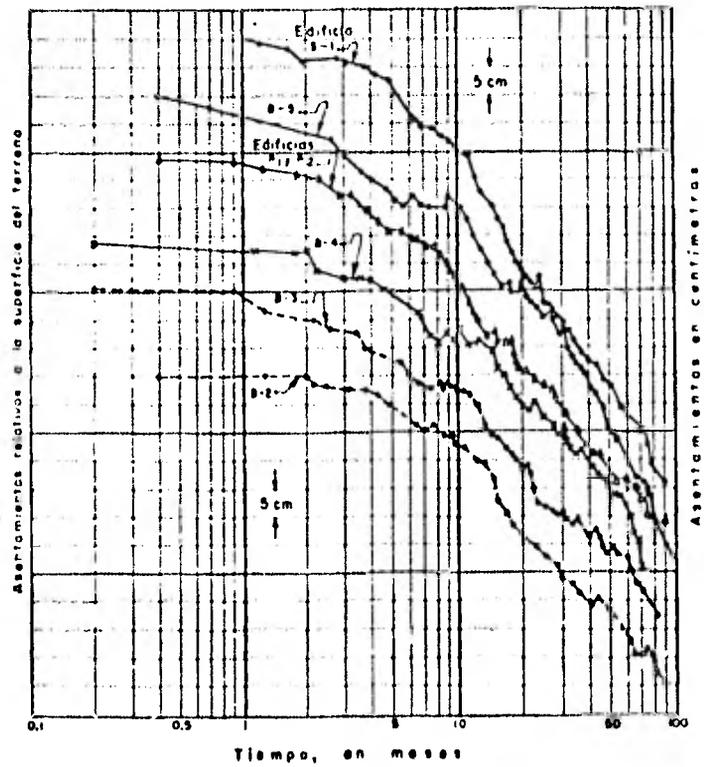
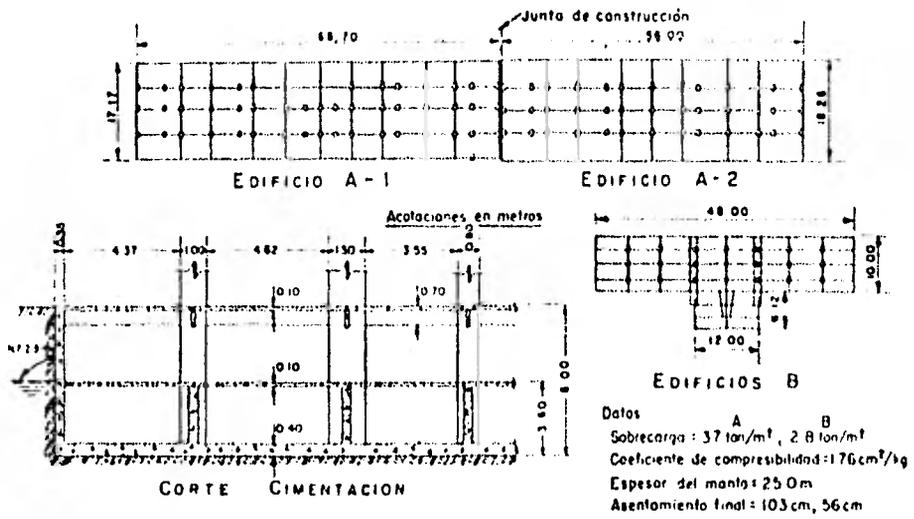


Fig. VI-4 Continuación Caso IV

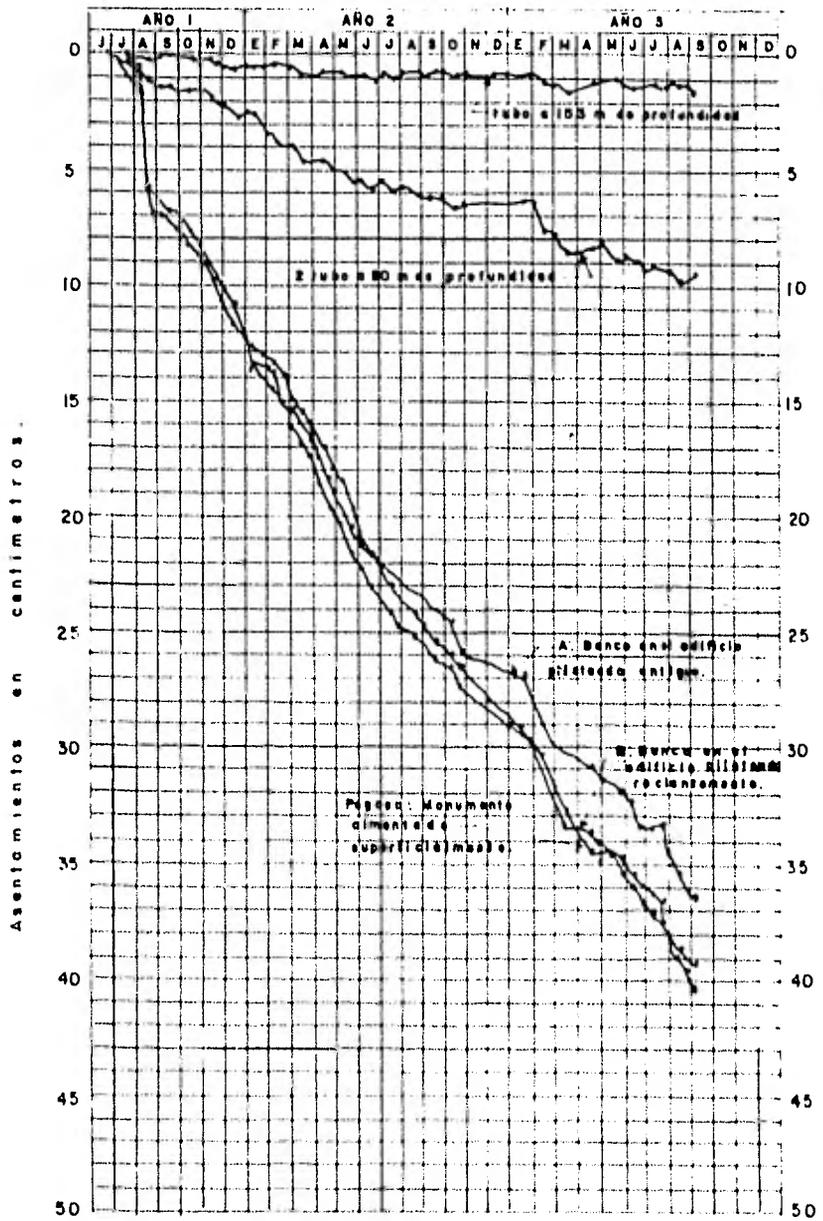


Fig. VI - 3 CASO V

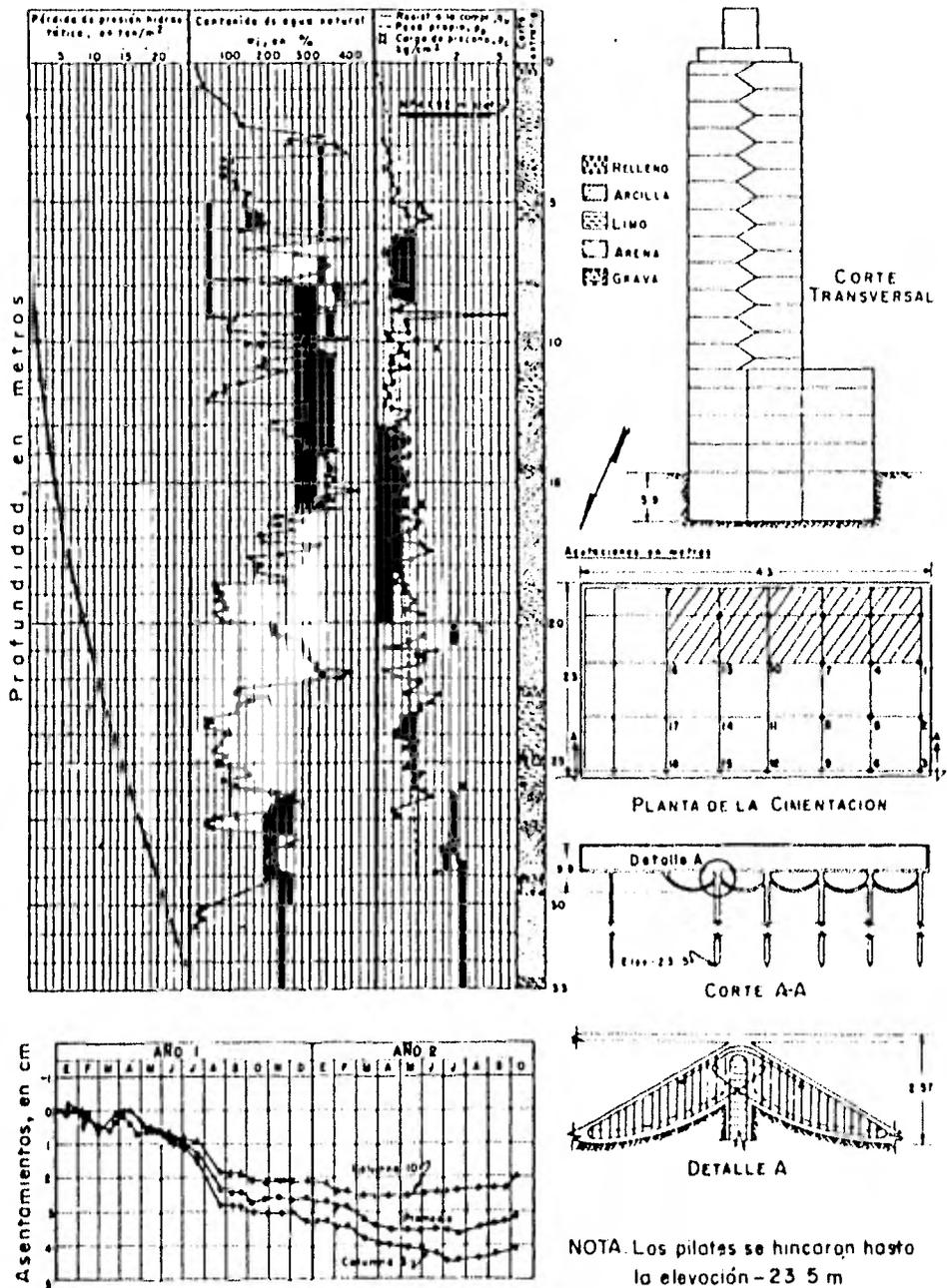
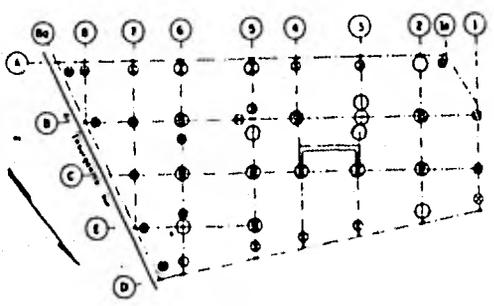


Fig. VI-B Caso VI



- P-1
- ⊗ P-2
- P-3
- ⊙ P-4
- Columna

PILA		
Tip	Dim. en cm	Armas
P-1	30	8 # 3
P-2	60	8 # 3
P-3	80	14 # 3
P-4	100	14 # 3

$f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$

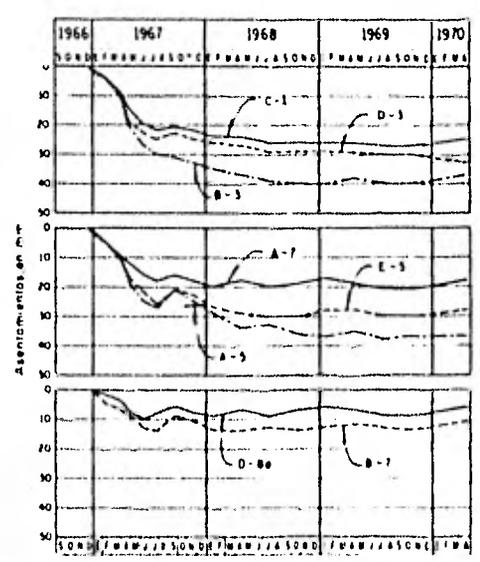
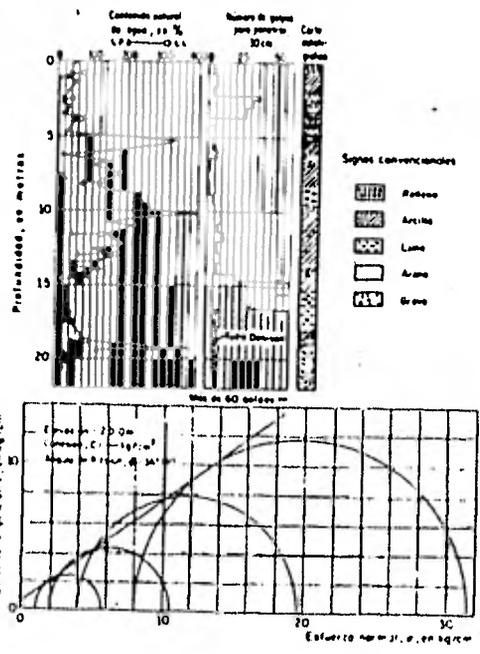


FIG. VI-7 Caso VII

CAPITULO VII CONCLUSIONES

La Ciudad de México descansa sobre un vaso natural cuyos depósitos muestran perfiles estratigráficos diversos, partiendo de potentes mantos compresibles (zonas del lago y de transición en ocasiones), pasando por estratos irregulares y heterogéneos en cuanto a espesor y propiedades mecánicas (zona de transición) y llegando a materiales excelentes para el desplante de cimientos, algunas veces subyacidos por minas o cavidades (zona de lomas).

Uno de los aspectos más importantes al iniciar el estudio de una cimentación es indudablemente la elección adecuada del tipo, número, localización y profundidad a la que deben realizarse los sondeos. Obviamente, la posibilidad de error al apreciar las características del subsuelo disminuirá conforme se efectúe un mayor número de ellos, aunque por otro lado, dicha posibilidad también depende de la homogeneidad de los materiales. Por ello, la zona de lomas y principalmente la de transición requieren de una exploración más detallada en comparación a la del lago, donde el subsuelo es relativamente más homogéneo.

Una ayuda valiosa sería contar con información proveniente de estudios anteriores efectuados en las cercanías del predio en cuestión y, de ser posible, manejar estadísticas que permitan correlacionar de manera confiable los datos obtenidos de un mínimo de sondeos. Para esto último existe el antecedente de la referencia 2.

En la zona del lago y aun en la de transición, las propiedades mecánicas y estratigráficas de los diferentes depósitos dan lugar a que la magnitud y distribución de los asentamientos predominen sobre la capacidad de carga, es decir, al hacer el estudio de una cimentación, los primeros darán la pauta para elegir la solución más adecuada, pasando a un segundo plano la capacidad portante del suelo.

La zona de Lomas, en general, presenta características diferentes, ya que las formaciones superficiales proporcionan excelente apoyo aun a estructuras que transmiten grandes descargas. Es necesario sin embargo, verificar la posible existencia de minas o cavidades bajo el predio.

En lo referente a capacidad de carga, los criterios actualmente empleados, y que aparecen en el cuerpo de este trabajo, han arrojado resultados satisfactorios. No por ello dejan de ser de gran utilidad las pruebas de carga que sobre diferentes cimientos se realizan y que permiten calibrar los resultados teóricos. Esto se efectúa principalmente cuando la magnitud de obra lo requiere.

Las teorías para la predicción de asentamientos, aun y cuando no son de manera alguna concluyentes, permiten tener una idea de la magnitud y distribución de los movimientos que se presentarán a lo largo de la vida útil de la estructura. En lo referente a suelos blandos, y específicamente a los que encontramos en el subsuelo de la ciudad de México, es necesario tomar en cuenta la existencia del fenómeno de consolidación secundaria, ya que la magnitud de su efecto, a largo plazo, puede ser igual o mayor que el debido a fenómeno hidrodinámico. La teoría expuesta a lo largo de este trabajo, debida al Dr. Leonardo Zeevaert, toma en consideración la existencia de los dos efectos (hidrodinámico y viscoso), tratándose de dar una evaluación más realista de la magnitud de los asentamientos.

En los ejemplos tratados en el capítulo anterior se ve la importancia al determinar la carga de preconsolidación del suelo, pues si se inducen presiones que sobrepasen este valor, los asentamientos aumentarán en forma considerable (Ver casos I y IV), mientras que trabajando en el tramo de recompresión se presentarán hundimientos relativamente pequeños (Caso III).

En las zonas del lago y transición las cimentaciones superfi-----

ciales son utilizadas, en general, para edificios ligeros de hasta tres niveles, no presentando problema alguno salvo en los casos siguientes:

- a) Que la estructura se desplante sobre un predio con secciones de distinta historia de preconsolidación, debido a lo cual aparecían hundimientos diferenciales.
- b) Cuando la estructura se localice sobre depósitos heterogéneos y de espesor variable (muy probable en zona de transición), ocasionando movimientos diferenciales.
En ambos casos es aconsejable unir mediante trabes de cimentación los elementos estructurales a fin de reducir sus efectos.
- c) En los casos en que la estructura está ubicada junto a una cimentación a base de pilotes apoyados de punta, la cual - tiende a emerger respecto a la superficie del suelo creando a su alrededor una faja de levantamiento que daña a las estructuras vecinas. Esto ocurre principalmente en la zona del lago.

Aunado a lo anterior es necesario remarcar que, aun para cargas relativamente pequeñas, los asentamientos pueden ser de gran magnitud si se está en presencia de estratos normalmente consolidados.

En algunas áreas de la zona de transición es posible encontrar estratos compresibles de espesor reducido, o bien formaciones superficiales de una capacidad portante satisfactoria, lo cual permite apoyar estructuras más pesadas que las mencionadas anteriormente sobre cimientos someros.

La zona de lomas generalmente no presenta ningún inconveniente para cimientos superficiales, sin embargo es recomendable revisar la presencia de minas u oquedades bajo el predio. En el caso de confirmar su existencia, y depen---

diendo de sus características, pueden rellenarse o apuntalarse; una alternativa extrema será el desplantar los cimientos a una profundidad mayor del piso de las cavidades.

Cuando es de temerse que la sobrecarga que se aplicará al subsuelo ocasionará asentamientos intolerables a la estructura, la solución más empleada es excavar cierta masa de suelo suficiente para compensar total o parcialmente las descargas y aun, por necesidad, sobrecompensar.

El caso de sobrecompensación se debe principalmente a la necesidad de espacio subterráneo, ya sea para sótanos, estacionamientos o bien para alojar servicios como pasos a desnivel o el ferrocarril metropolitano; en los tres casos es necesario llevar un estricto control de obra, manteniendo bajo constante vigilancia todos los movimientos al efectuar la excavación, la construcción de subestructura, el abatimiento del nivel freático y el manejo del lastre. La emersión relativa respecto a la superficie, en lugares donde se resiente el hundimiento regional, se debe tener presente al diseñar la subestructura y sus conexiones con el terreno circundante, (Ver caso II).

Los cimientos profundos son empleados en aquellos casos en que los estratos superiores no ofrecen seguridad en cuanto a compresibilidad o capacidad portante, utilizándose, en general, para estructuras altas y pesadas. Debido al hundimiento regional, se han elaborado una serie de variedades de pilotes para contrarrestar su efecto. Así por ejemplo encontramos pilotes de control, pilotes de sección variable, pilotes telescópicos, etc. Sin embargo, la mayoría no ha comprobado su total eficiencia y otros requieren de un mantenimiento constante.

Las pilas se utilizan cuando se han desechado las soluciones a base de cimentaciones someras y la primera capa dura se encuentra a una profundidad menor de 20 m. Este caso se presenta, principalmente, en la zona de transición. El comportamiento de las estructuras cimentadas a base de pilas es, en general, satisfactorio (ver caso VII. 4)

Los pilotes de punta son afectados por el hundimiento regional a través de la fricción negativa, la cual induce en ocasiones, la penetración de los pilotes en el estrato de apoyo de manera no siempre uniforme. Las diferentes velocidades de penetración tienen como consecuencia asentamientos diferenciales que pueden conducir a la inyección de sustancias cementantes que mejoren las características del estrato de apoyo o bien a aumentar el número de pilotes. En el mejor de los casos, cuando el estrato de apoyo proporciona una sustentación suficiente y los pilotes no penetran, la estructura tenderá a emerger con una velocidad igual a la diferencia entre la que presenta la superficie y el estrato de apoyo (ver caso V). Esto último puede ocasionar daños en las estructuras vecinas debido a los efectos anteriormente mencionados.

Para contrarrestar tales problemas, sería necesario aislar la edificación piloteada del terreno circundante o bien recubrir los pilotes con materiales lubricantes que minimicen el efecto de la fricción negativa.

Las estructuras cimentadas sobre pilotes de fricción (ver caso VI) muestran un comportamiento aceptable; sin embargo, existe el peligro de un desplome al coincidir un sismo con una creciente fricción negativa, la cual hasta entonces no alcanzaba el valor suficiente para provocar la penetración de los pilotes. El autor de la (Ref. 1) ha implementado su uso en combinación con un cajón que compensa parcialmente --

las descargas de la estructura, diseñando los pilotes de manera que penetren a una velocidad igual a la superficie del suelo. Para ello es necesario que trabajen con la fricción positiva última, así, cualquier tendencia de aumento en la fricción negativa será contrarrestada por la penetración del elemento. En este caso al presentarse un sismo, el incremento de carga sería absorbido por la losa, por lo cual, ésta debe ser diseñada para soportar tal efecto.

Esa carga última sin embargo, puede diferir dentro del área de cimentación, por lo que deberá cuidarse este aspecto durante el cálculo de la distribución de los elementos. La distribución será también importante en el caso en que exista excentricidad de cargas, puesto que podría ocasionar la inclinación de la estructura.

La fricción negativa que actúa sobre un cimiento profundo se debe a la consolidación del suelo compresible circundante por abatimiento del nivel freático y sobrecargas superficiales en la vecindad del mismo. Al enjutarse los estratos compresibles, se generará un movimiento relativo entre elemento y suelo, transmitiendo este último un esfuerzo descendente a lo largo del fuste.

Para elementos apoyados de punta otro efecto importante será la disminución de presión efectiva al nivel de desplante; esto se debe a que parte del peso del suelo será aliviado al "colgarse" del pilote, dando por resultado una disminución de la capacidad de carga.

La fricción negativa depende del volumen tributario de suelo correspondiente a cada elemento; por ello, para un grupo de pilotes, el máximo efecto se presentará en los pilotes de esquina, disminuyendo en los intermedios e interiores.

Lo anteriormente expuesto debe considerarse durante el análisis, diseño y distribución de los cimientos.

Es importante llamar nuevamente la atención en que ninguno de los métodos utilizados hoy en día para el cálculo de los asentamientos en cimentaciones piloteadas ha conducido a resultados completamente satisfactorios, sin embargo, su uso permite tener una idea del orden de magnitud de los mismos.

R E F E R E N C I A S

- 1.- Zeevaert L. " Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions ". Van Nostrand Reinhold Co., 1973.
- 2.- Marsal R.J., Mazari M. " El subsuelo de la Ciudad de México ". Facultad de Ingeniería, UNAM, 1969.
- 3.- Diversos Autores. " El subsuelo en la ingeniería de cimentaciones en el área urbana del Valle de México ". SMMS., 1978.
- 4.- Reséndiz D., Springall G., Rodríguez J.M., Esquivel R. "Información reciente sobre las características del subsuelo y la práctica de la ingeniería de cimentaciones en la Ciudad de México ", V Reunión Nacional de Mecánica de suelos, Vol. I. SMMS., 1970.
- 5.- Juárez Badillo E., Rico Rodríguez A. " Mecánica de suelos" Tomos I y II. Limusa, 1976.
- 6.- Sowers B.G., Sowers F.G. " Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones ". Limusa - Wiley, 1972.

- 7.- Terzaghi K., Peck R.B. " Soil Mechanics in Engineering Practice ". Wiley, 1967.
- 8.- Reséndiz D., Nieto J.A., Figueroa J. " The elastic properties of saturated clays from field and laboratory measurements ", III Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Vol I. Venezuela, 1967.
- 9.- Boletín 367 de Illinois Engineering Experiment Station.
- 10- Reséndiz D. " Características, instrumentación y comportamiento inicial de la cimentación del Palacio de los Deportes ". Revista INGENIERIA, Vol XXXVIII No. 4, UNAM, 1968.
- 11- Girault P. " A new type of piled foundation ". Proceedings Conference en deep foundations, Vol I, México, 1964.
- 12- Tamez G.E. " Causas de fallas en cimientos profundos ". Diseños y Construcción de cimentaciones profundas, CEC, UNAM, 1974.