



Universidad Nacional Autónoma
de México

02
Z EJ

FACULTAD DE INGENIERIA

“DEFORMACION DE SUELOS”

T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
FRANCISCO JAVIER HERNANDEZ HERNANDEZ



MEXICO D. F.

ENERO 1995

FALLA DE ORIGEN

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA
DIRECCIÓN
60-1-124/93

Señor
FRANCISCO JAVIER HERNANDEZ HERNANDEZ
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. GABRIEL MORENO PECERO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DEFORMACION DE SUELOS"

- I. INTRODUCCION
- II. CARACTERISTICAS MECANICAS
- III. DEFORMACION POR CAMBIO DE VOLUMEN
- IV. DEFORMACION POR CONSOLIDACION SECUNDARIA
- V. INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN CONEXION CON DEFORMACION EN SUELOS
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 13 de junio de 1994.
EL DIRECTOR

ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl

A MI MAESTRO M. I. GABRIEL MORENO PECERO

Gracias, por su paciencia y guía en la elaboración de ésta Tesis; además por ser más que un maestro y un modelo a seguir en la Ingeniería y en la vida.

A MIS PADRES CLARITA Y LIBRADO

Que son los seres a quien más quiero; gracias por sus oraciones y amor.

A MI TIO RUBEN (+)

Como un tributo al amor y cuidados que me brindó.

A MIS HERMANOS

Arturo, Ezequiel, Angellina, Pedro, Guillermina, Gerardo, Teresa y Giovanni.

Quisiera expresar un profundo agradecimiento a Gerardo, Lupita, Pedro y Elvis, por su gran ayuda en la realización de este escrito, ya que sin ellos, este trabajo aún estuviera en borrador, y en especial a Pedro y Gerardo por su apoyo y consejos a lo largo de mi vida.

DEFORMACION DE SUELOS

CONTENIDO

1	INTRODUCCION	1
2	CARACTERISTICAS MECANICAS	23
3	DEFORMACION POR CAMBIO DE VOLUMEN	32
3.1	INTRODUCCION	
3.2	TEORIA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL	
3.3	TEORIA DE CONSOLIDACION	
3.3.1	MICROMETRICO	
3.3.2	MACROMETRICO	
3.4	PRUEBA DE LABORATORIO	
3.4.1	EQUIPO	
3.4.2	PROCEDIMIENTO	
3.4.3	POSIBLES ORIGENES DE ERROR	
3.5	PRESA TAMESI	
3.5.1	DESCRIPCION DEL PROYECTO	
3.5.2	ESTUDIO DEL TERRENO DE APOYO	
3.5.3	TERRAPLENES DE PRUEBA	
3.5.4	DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES	

4 DEFORMACION POR CONSOLIDACION SECUNDARIA 72

4.1 INTRODUCCION

4.2 TEORIA DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR

4.2.1 EFECTO DE LA CONSOLIDACION PRIMARIA

4.2.2 EFECTO DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA

4.3 METODO PARA OBTENER PARAMETROS

5 INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN CONEXION CON LA DEFORMACION DE SUELOS 88

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO EN EL COMPORTAMIENTO DE DEFORMACION DE ARCILLAS BLANDAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS (N. SOM)

COMPORTAMIENTO ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO EN SUELOS BLANDOS (R. LARSON)

CONSOLIDACION DE LIMOS PARCIALMENTE SATURADOS (T. AMIRSOLEYMANI)

ECUACION GENERAL ESFUERZO-DEFORMACION-TIEMPO (JUAREZ BADILLO)

6 CONCLUSIONES 124

BIBLIOGRAFIA

1 INTRODUCCION

En la realización de obras de Ingeniería, es necesario un estudio preciso del terreno de apoyo constituido por formaciones naturales como son suelos, macisos rocosos o ambos. En este caso se introduce el concepto de " Terreno de Apoyo " entendiéndose por éste aquella parte de la formación natural cuyas dimensiones están determinadas por la "influencia" de la obra de Ingeniería en cuestión. El estudio se realiza con el fin de conocer las características índice, las propiedades hidráulicas y mecánicas del terreno de apoyo.

El conocimiento mencionado se obtiene a través de los siguientes mecanismos:

- 1.- Mediante la extracción de muestras de las formaciones naturales en las que se efectúan adecuadas pruebas de laboratorio.
- 2.- Mediante la ejecución de pruebas de campo que se seleccionan y realizan de manera de poder conocer con nitidez el comportamiento de las formaciones naturales. Destacando en este mecanismo la determinación que del comportamiento mecánico se hace durante la ejecución de la obra de Ingeniería, donde previamente se han colocado instrumentos medidores de esfuerzos y de deformaciones.

Ahora bien, en esta etapa que es del conocimiento del comportamiento mecánico, las pruebas realizadas nos permiten saber las características índice y mecánicas de la formación natural en estudio; en gabinete deberá tenerse como meta el aproximarse lo más posible a la realidad al ejecutarse los ensayos en las muestras, las pruebas realizadas tanto en campo como en laboratorio son complemento una de otra.

Resulta evidente que el comportamiento mecánico se manifiesta a través de esfuerzos y deformaciones que es necesario conocer, pero no solo en forma aislada, sino que también es indispensable saber la relación esfuerzo - deformación, a fin de que conocidos los esfuerzos sea posible determinar las deformaciones, y viceversa, teniendo las deformaciones obtener los esfuerzos respectivos.

Por otra parte en Ingeniería Civil y prácticamente en todas las ramas del conocimiento ingenieril, a fin de tener una obra segura, funcional y económica, es necesario conocer las deformaciones, los esfuerzos y la relación de ambas, del terreno de apoyo; además es indispensable prever lo que va a ocurrir con las características mecánicas, hidráulicas e índice de la formación natural, al paso del tiempo.

Se reitera que el saber cuál es el comportamiento mecánico del terreno de apoyo permite determinar la respuesta que la formación natural va a tener cuando en ésta se genere la obra de ingeniería y desde luego no debe olvidarse que no solo interesa lo que ocurre en el terreno de apoyo durante la ejecución de la obra; es importante enfatizar que tal obra debe conservar al transcurrir el tiempo, sus cualidades de segura, funcional y económica; y consecuentemente ello requiere saber cómo va a variar el comportamiento mecánico y las respuestas de la formación natural al transcurrir el tiempo a partir de la terminación de la obra de ingeniería.

La respuesta del terreno de apoyo se manifiesta en forma directa al observarse "deformación" en él, generada por el cambio del estado de esfuerzos en el mismo, por efecto de la obra de ingeniería que se haya ejecutado. Surge como una respuesta importante la "Deformación de los suelos", es por ello que en esta tesis se ha considerado este tema como el eje de la misma.

Como se ha mencionado el conocimiento del comportamiento mecánico de la formación natural se obtiene mediante dos mecanismos que son las pruebas de campo y las de laboratorio; para este último caso los ensayos a efectuar requieren muestras apropiadas que pueden ser alteradas o inalteradas, estas se obtienen por medio de sondeos que son métodos exploratorios para reconocer la naturaleza del terreno de apoyo.

Los sondeos constituyen parte de los llamados métodos de exploración que en términos generales se desarrollan en dos etapas: una preliminar y la denominada definitiva.

En la etapa preliminar los tipos de sondeos que se utilizan son los siguientes:

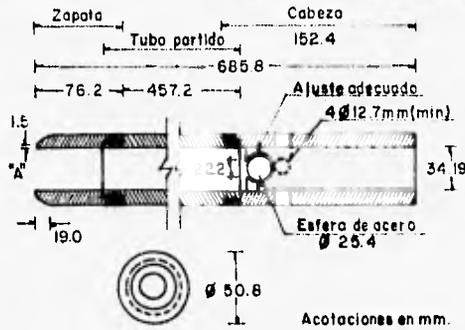
- a) Pozo a cielo abierto
- b) Perforación con posteadora
- c) Método de lavado
- d) Método de penetración estandar
- e) Método de penetración cónica.

Para decidir que método de exploración se va a utilizar, se deben evaluar las características de la obra de Ingeniería y de la formación natural que afecta a la toma de decisión del tipo de sondeo a emplearse. Uno de los principales puntos que se toman en cuenta es la magnitud e importancia de la obra de ingeniería que va a ejecutarse; en el terreno de apoyo se considera si está formado por suelos granulares y /o finos o macizos rocosos. Otro factor importante es el costo del método, este punto va correlacionado con la magnitud de la obra de ingeniería, ya que de acuerdo a esta característica se evalúa si es conveniente utilizar determinada exploración desde el punto de vista económico.

En términos generales, puede afirmarse que uno de los métodos más utilizados es el de penetración estándar, su empleo mediante correlaciones empíricas nos permite tener una idea de la llamada compacidad relativa de los suelos granulares; en tanto que en suelos finos la prueba permite adquirir un conocimiento del orden de magnitud de la llamada consistencia relativa; además proporciona muestras alteradas representativas de la formación natural. Su frecuente empleo ha permitido al paso del tiempo, establecer correlaciones con otras características de la formación natural en que se utiliza.

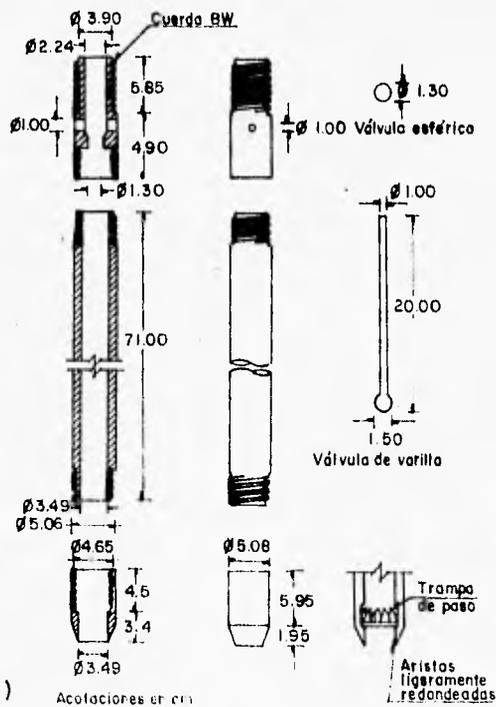
El equipo necesario para aplicar el procedimiento es un muestreador (fig. 1.1), éste consiste de un tubo grueso, partido longitudinalmente, con una zapata de acero endurecido y una cabeza que lo une al extremo interior de una columna de barras de perforación que le transmite la energía de hincado. La cabeza tiene una válvula esférica que se levanta y permite, durante el hincado aliviar la presión del fluido y azolves que quedan en el interior del muestreador , y cae por peso propio durante la extracción del muestreador, para evitar que la presión del fluido de perforación expulse la muestra. El tubo generalmente está partido longitudinalmente, para recuperar fácilmente la muestra; la zapata de acero endurecida es una pieza de consumo que debe sustituirse cuando pierda las dimensiones especificadas.

El equipo auxiliar para el hincado consiste de una masa golpeadora de 63.5 kg (140 lb) con caída libre guiada de 76 cm (30 ") que impacta a una pieza integrada a la columna de las barras de perforación; la prueba consiste en colocar el penetrómetro enroscado al extremo de la tubería de perforación el que se hace penetrar a golpes dados por la masa, contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 30 cm. Al penetrar 60 cm., se retira el penetrómetro y se remueve el material que tiene en su interior lo que constituye la muestra.



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
 - Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)
- a)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas.



b) Acolaciones en cm

FIG. 1.1 PENETROMETRO ESTANDAR

a) DIMENSIONES

b) HINCADO

Los datos obtenidos en campo se comparan con los determinados en el laboratorio, surgiendo de ahí correlaciones que al cabo del tiempo se van acercando a la realidad al enriquecerlas con un número creciente de datos. Algunas de estas correlaciones se muestran en la tabla 1.1.

El método de penetración cónica utiliza un sistema de exploración semejante al de penetración estándar, teniendo como desventaja que no se obtienen muestras y por lo tanto no existe una correlación entre las pruebas de campo y las realizadas en laboratorio, ya que no se efectúan estas últimas. Sin embargo en algunas investigaciones se han realizado sondeos próximos al sitio en que se efectúan las pruebas de penetración cónica, con esos sondeos se obtienen muestras que sometidas a pruebas de laboratorio, permiten obtener correlaciones similares al uso de la prueba de penetración estándar.

Para la obtención de muestras inalteradas, se recurre a los métodos de exploración definitivo; éstas muestras son apropiadas para realizar pruebas de laboratorio que permitan conocer las características relacionadas con el comportamiento mecánico de la formación natural, en especial la deformación y la resistencia al esfuerzo cortante y su variación con el tiempo.

Los sondeos más comúnmente empleados en estos métodos son:

- a) Pozos a cielo abierto
- b) Sondeos con tubo de pared delgada
- c) Sondeos rotatorios para roca o suelo consistente

Al referirse a una muestra inalterada, se entiende que conserva el acomodo de sus partículas, esto es su estructura, su contenido de agua y no a sufrido cambios químicos.

TABLA 1.1 CORRELACION ENTRE LA RESISTENCIA A LA PENETRACION Y LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS A PARTIR DE LA PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR.

ARENAS (BASTANTE SEGURA)		ARCILLAS (RELATIVAMENTE INSEGURA)	
NUMERO DE GOLPES POR 30 cm, N	CAPACIDAD RELATIVA	NUMERO DE GOLPES POR 30 cm, N	CONSISTENCIA
0-4	MUY SUELTA	MENOS DE 2	MUY BLANDA
4 10	SUELTA	2 4	BLANDA
10 30	MEDIA	4 8	MEDIA
30-50	COMPACTA	8 15	FIRME
MAS DE 50	MUY COMPACTA	15-30	MUY FIRME
		MAS DE 30	DURA

Las muestras inalteradas se obtienen con procedimientos especiales o también utilizando métodos manuales como es el de pozo a cielo abierto. En éste se utilizan herramientas sencillas, como son espátulas para el labrado de formaciones naturales blandas y para las duras un cincel ancho y un martillo ligero, para la protección de las muestras manta de cielo, brocha y parafina con breá. El método consiste en labrar muestras cúbicas de 30 cms. de lado; estas se protegen con un forro de manta de cielo impregnada con parafina y breá. El acceso al sitio de donde se obtiene la muestra pueden ser pozos a cielo abierto, cortes o zanjas.

Los procedimientos especiales frecuentemente emplean el llamado tubo de pared delgada o tubo Shelby, este muestreador está constituido por un tubo de acero o latón, usualmente de 7.5 a 10 cms. de diámetro, además el espesor del material que constituye al tubo debe cumplir las siguientes condiciones:

Relación de área

Relación de diámetros

$$[(De^2 - Dm^2) / Dm^2] \times 100 < 10 \%$$

$$0.7 \% < [(De - Din) / Din] \times 100 < 1.5 \%$$

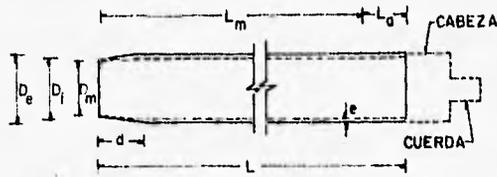
donde :

De - diámetro exterior

Di - diámetro interior

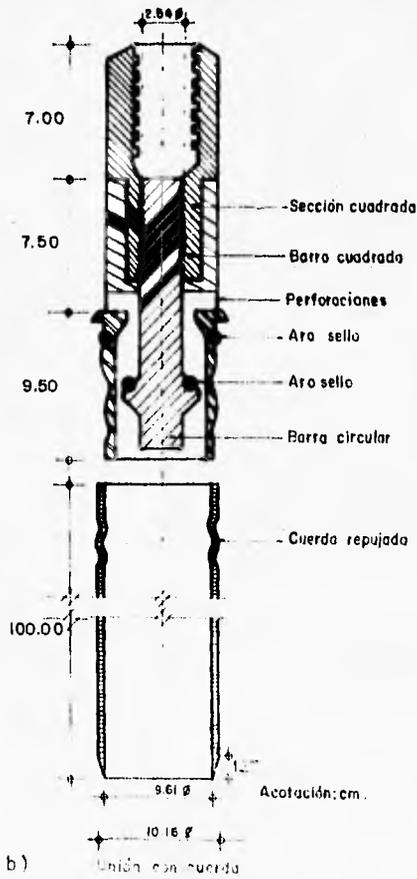
Dm - diámetro de la muestra

El extremo inferior del tubo es afilado, en la parte superior se localiza el sistema de conexión, el cual va unido a la tubería de perforación (fig. 1.2). La cabeza tiene perforaciones laterales y una válvula esférica de pie que abre durante la etapa de muestreo, para permitir el alivio de la



Diámetro nominal (cm)	D _e en cm	D _i en cm	D _m en cm	e en cm	d en cm	L en cm	L _m en cm	Cuerda de unión
7.5	7.62	7.22	7.11 7.17	0.20	1.27	75	60	AW y BW
10.0	10.16	9.76	9.61 9.69	0.20	1.20	90	75	BW y NW

- a) D_e Diámetro exterior D_m Diámetro de muestra d Longitud aguada L_m Longitud de muestreo recomendable
 D_i Diámetro interior e Espesor L Longitud de tubo L_a Espacio para azolves (L = L_m + L_a)



b) Unión con cuerda

FIG.1.2 MUESTREADOR DE PARED DELGADA CON VALVULA DESLIZANTE

- a) DIMENSIONES
 b) HINCAJO

presión del interior del tubo. Posteriormente se cierra para proteger a la muestra de las presiones hidrodinámicas que se generan durante la extracción del muestreador. El hincado es a presión; las muestras obtenidas son relativamente inalteradas de suelos finos, blandos a semiduros, localizados arriba o abajo del nivel freático.

En suelos muy consistentes se utiliza el penetrómetro Dennison, este muestreador consta de dos tubos concéntricos, el interior que se hince a presión rescata la muestra de suelo, mientras que el exterior, con la broca de corte en su extremo gira y corta el suelo del alrededor; para operar este muestreador se requiere fluido de perforación, que se hace circular entre ambos tubos. La broca de corte es una pieza de acero con pastillas de carburo de tungsteno que protegen las zonas de mayor desgaste.

Cuando la formación natural es roca, los métodos ya descritos no son capaces de proporcionar muestras y datos convenientes para el estudio del terreno de apoyo; en esta situación se emplean máquinas perforadoras a rotación, con broca de diamante o del tipo cáliz.

Las brocas tipo cáliz son de acero duro y para facilitar su penetración se emplean municiones de acero, estas actúan como abrasivo ya que van desgastando el material por fricción. Este sistema está compuesto por varillas de perforación y cortadoras; estas dos herramientas como su nombre lo indica van abriendo el terreno y por medio de tubería que funciona como ademe se evita que las paredes del terreno se cierren; otras piezas son dos tubos muestreadores huecos: a través de estos se hacen llegar las municiones de acero hasta el fondo de la perforación, donde se tomará la muestra.

En las brocas de diamante, la colocación de ésta depende del tipo de roca a atacar. En rocas duras es recomendable usar brocas con diamantes tanto en la corona como en el interior para

reducir el diámetro de la muestra, y en el exterior para agrandar la perforación y permitir el paso del muestreador con facilidad. En rocas medianamente duras se emplean brocas con inserciones de carburo de tungsteno en la corona; en rocas suaves se usan brocas de acero duro con dientes de sierra.

Los factores principales que se deben tomar en cuenta para una buena manobra de perforación rotatoria son, velocidad de rotación, presión de agua y presión sobre la broca, estos factores deben estar bien balanceados con respecto al tipo de roca.

Los métodos de exploración pueden ser directos o indirectos. Algunos de los descritos antes corresponden al primer tipo, dentro de los indirectos se tienen los llamados métodos Geofísicos.

Los métodos Geofísicos se denominan indirectos porque a través de correlaciones de sus resultados con algunas características de las formaciones naturales permiten indirectamente conocer éstas. Así por ejemplo, miden la resistencia eléctrica, las características dinámicas, las correspondientes al magnetismo y gravedad; por lo que en general se clasifican en:

- a) Método sísmico
- b) Método de resistividad eléctrica
- c) Métodos magnéticos y gravimétricos.

Estos métodos son aplicados principalmente al área referente a la Geología y la Minería; en la Mecánica de Suelos hasta ahora se han utilizado principalmente para investigaciones

preliminares del terreno de apoyo, debido a que no proporcionan información suficiente para fundar criterios definitivos de proyecto, contrastando con los métodos empleados en programas de exploración definitivo que sí permiten tener esa información. Los métodos sísmicos y los de resistividad eléctrica son los más usuales debido, entre otros aspectos a que se conocen más correlaciones de sus resultados en características de las formaciones naturales .

La principal variable que maneja el método sísmico es la velocidad de propagación de las ondas vibratorias de tipo sísmico a través de diferentes estratos de materiales de que esté compuesto el terreno de apoyo, estas velocidades se presentan en la tabla 1.2 . Consiste en provocar una explosión utilizando una pequeña carga de explosivo; se activa en un punto del área en estudio, dentro de ella se colocan geófonos separados entre sí de 15 a 30 m., dependiendo con la mayor aproximación que se requiera tener en sus resultados y desde luego el tipo del material, su función es captar la vibración y transmitirla amplificada a un oscilógrafo central que marca una línea para cada geófono (fig. 1.3). Se construye una gráfica que relacione la distancia del geófono al punto donde se originó la perturbación, con el tiempo que tardó en registrarse la onda en ese geófono; de la gráfica puede obtenerse V1 y V2, en donde V1 es la velocidad de las ondas que llegan a los geófonos a través del suelo; y V2 es la velocidad de las ondas que viajan paralelamente a la frontera entre el suelo y la roca. En los geófonos próximos al punto de la explosión las ondas directas, es decir las que viajan a través del suelo homogéneo llegan primero; en los puntos alejados llegan primero las refractadas, éstas son las que chocan con la roca y viajan hacia los geófonos. Existe un punto en que coinciden los dos tipos de ondas al llegar al registrador de ondas. Dibujando los instantes en que el geófono recibe la primera excitación en función del alejamiento del geófono, se obtienen dos rectas de diferente pendiente, las cuales coinciden en el punto anteriormente mencionado; todos estos datos nos sirven para calcular el espesor del estado del suelo homogéneo, aplicando la siguiente expresión:

$$H = (X1 / 2) (V2 - V1 / V2 + V1) ^{1/2}$$

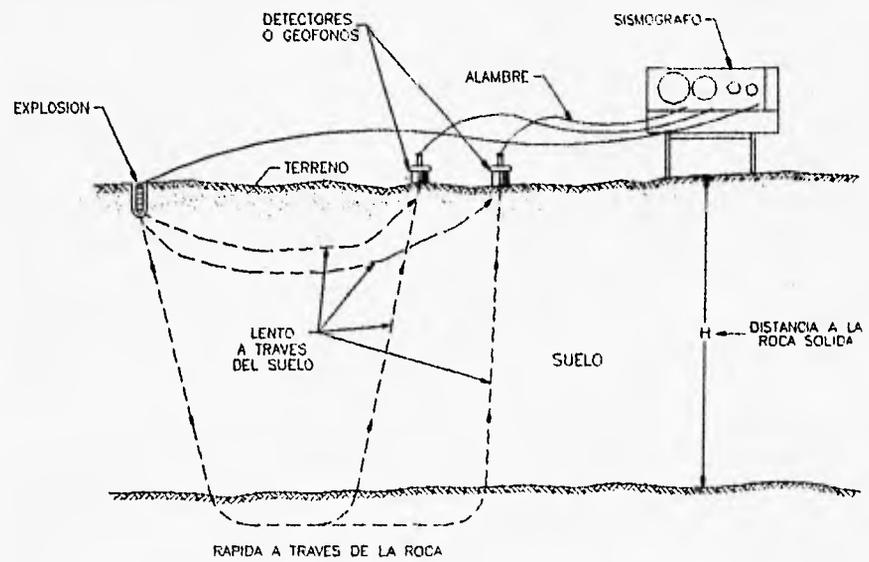


DIAGRAMA SIMPLIFICADO DE UNA PRUEBA DE REFRACCION SIMICA (SEGUN MOORE, 1961).

donde :

H - es el espesor del estrato

V1 y V2 - se obtienen determinándose la pendiente de las dos rectas.

X1 - es la distancia del punto de explosión al punto donde coinciden los dos tipos de ondas

El método geofísico de resistividad eléctrica sirve para determinar la presencia de estratos de roca en diferente grado de alteración y desde luego de suelos. Existe una correlación entre las magnitudes de resistividad eléctrica y la naturaleza de los estratos; es decir, la resistencia que la formación natural exhibe al paso de la corriente eléctrica en función de las características de ella; la mayor magnitud de la resistividad eléctrica corresponde a rocas sanas y duras, y la menor a suelos blandos; como se puede apreciar en la tabla 1.3.

El método geofísico que se comenta implica la colocación de cuatro electrodos alineados e igualmente espaciados en el terreno cuya estratigrafía se requiere conocer; los dos electrodos exteriores se conectan en serie a una batería y se acostumbra denominarlos "de corriente"; los electrodos interiores se denominan "de potencial" y están conectados a un aparato medidor de potencia eléctrica (potenciómetro) que determina la diferencia de potencial (V) que genera la corriente eléctrica; por otra parte, la intensidad de la corriente (I) se conoce mediante la medición que se realiza utilizando un milliamperímetro; además se conoce la separación (d) entre los electrodos. La resistividad eléctrica se puede determinar mediante la siguiente expresión:

$$\rho = 2 d (V / I)$$

**TABLA 1.2 VELOCIDADES SISMICAS TÍPICAS DE
LOS MATERIALES TERREOS.**

MATERIAL	VELOCIDAD (m/seg.)
LIMO SECO, ARENA, GRAVA SUELTA, LAMA, ROCA SUELTA, ARGAYOS Y TIERRA VEGETAL HUMEDA	180-750
MORRENA COMPACTA ; ARCILLAS ENDU- RECIDAS ; GRAVA BAJO EL NIVEL FREÁTICO, a GRAVA ARCILLOSA COMPACTA, ARENA CEMENTADA, Y MEZCLAS DE ARCILLA Y ARENA	750-2300
ROCA METEORIZADA, FRACTURADA O PARCIALMENTE DESCOMPUESTA	600-3000
LUTITAS, SANAS	750-3300
ARENISCA, SANA	1500-4200
CALIZA Y CRETA, SANAS	1800-6100
ROCA IGNEA, SANA	3600-6100
ROCA METAMORFICA, SANA	3000-4800

**TABLA 1.3 VALORES REPRESENTATIVOS DE
RESISTIVIDAD**

MATERIAL	RESISTIVIDAD (ohmios-cm)
ARCILLA Y LIMO SATURADO	0-10,000
ARCILLA ARENOSA Y ARENA LIMOSA Y HUMEDA	10,000-25,000
ARENA ARCILLOSA Y ARENA SATURADA	25,000-50,000
ARENA	30,000-150,000
GRAVA	150,000-500,000
ROCA METEORIZADA	100,000-200,000
ROCA SANA	150,00-4,000,000

En la práctica, los electrodos de corriente son varillas metálicas mientras que los electrodos de potencia están constituidos por recipientes porosos llenos de una solución de sulfato de cobre (Cu SO_4), que al filtrarse en el terreno asegura un buen contacto eléctrico.

Una vez obtenidas las muestras de la formación natural a través de los métodos de exploración directa, se procede, en el caso de que sea inalterada, a labrar especímenes que se someterán a pruebas especiales de laboratorio que permitan conocer el comportamiento mecánico. En el caso de muestras alteradas las pruebas van encaminadas a determinar qué tipo de formación natural se tiene. Es evidente que dado el caso de una muestra inalterada se puede pasar a una alterada. El primer tipo de prueba, como es natural recibe el nombre de "mecánicas" y la segunda se denomina "índice".

Las pruebas índice como su nombre lo indica, determinan ciertas características comunes a todas las formaciones naturales, que permitan distinguir a unas de otras, así en el caso de los suelos finos generalmente son el contenido de agua natural, los límites líquidos, plásticos y de contracción volumétrica; en cambio en el caso de suelos gruesos, es comúnmente la granulometría la prueba seleccionada como índice.

Las pruebas mecánicas como ya se comentó determina en la formación natural el comportamiento mecánico, por ello se enfocan al conocimiento de la deformabilidad, de los esfuerzos de su relación y de su variación con el tiempo. En el caso de los esfuerzos se encauzan a obtener la llamada resistencia al esfuerzo cortante, mediante las llamadas pruebas triaxiales y / o de prueba de corte directo.

En forma similar al caso de laboratorio, en el campo se pueden realizar pruebas que permitan obtener datos de las propiedades de la formación natural; estas pruebas por la forma en que se realizan, se denominan " insitu " . De este tipo es la prueba de penetración estandar ya mencionada anteriormente; a continuación se citan algunas otras pruebas de campo o "insitu".

Prueba de penetración de cono.- Permite obtener la resistencia de la formación natural a la penetración. El ensaye consiste en hacer penetrar un cono de dimensiones especificadas, y dependiendo, del procedimiento utilizado para hincar éste en el terreno, el método es dinámico o estático.

En la prueba dinámica el cono utilizado preferentemente es del tipo mostrado en la fig. 1.4 , el cono se atomilla al extremo de la tubería de perforación, que se golpea en su parte superior por medio de un martillo de 63.5 kg. (140 lb.) de peso, que se deja caer desde una altura de 76.2 cm. (30") . La velocidad de penetración en la generalidad de las formaciones naturales varía entre 1.5 y 2.5 cm/seg. ; y al igual que en la prueba de penetración estandar, también se cuentan los golpes necesarios para penetrar 30 cm. la herramienta.

Para la realización de la prueba cónica estática generalmente se emplea el cono que se muestra en la fig. 1.5 . El ensaye consiste en hincar el cono aplicando presión estática a la parte superior de la tubería de perforación por medio de un gato hidráulico, que reacciona apoyandose en un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe que a su vez se requiere para proteger la tubería de perforación de la presión lateral. La velocidad de penetración regularmente es del orden de 1 cm/seg.

La forma de referir los datos requeridos, es por medio de la obtención de una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa presión; o también se puede hacer la gráfica relacionando la presión requerida con la profundidad a la que se hace la prueba.

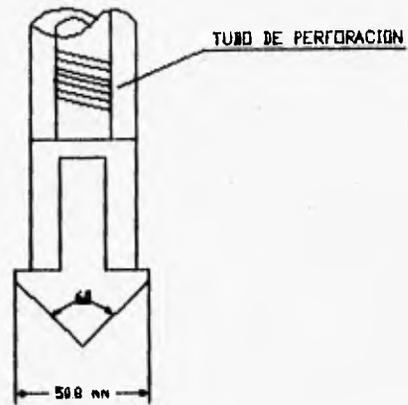


FIG. 1.4 PENETROMETRO CONICO PARA PRUEBA DINAMICA

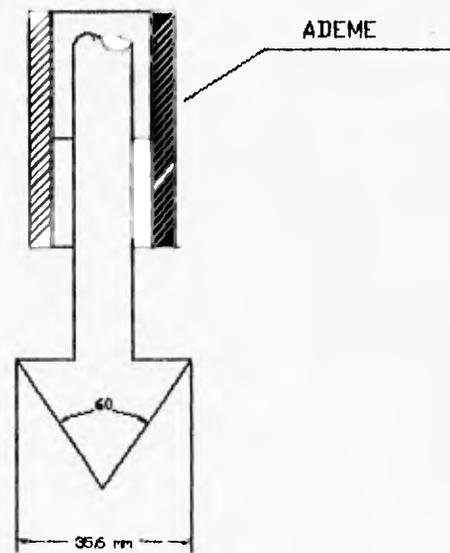


FIG. 1.5 PENETROMETRO CONICO PARA PRUEBA ESTATICA

Otro ensaye de campo es el que utiliza un presiómetro; en esencia en esta prueba, se introduce en la formación natural un instrumento que está compuesto por una membrana expandible que contiene un fluido a una presión determinada, y al generar en él incrementos conocidos de presión, la formación natural en contacto con la membrana, experimenta deformación que se mide utilizando mecanismos electrónicos; de esta manera se puede conocer la relación presión-deformación y a partir de ella, empleando teorías, determinar las propiedades mecánicas del terreno de apoyo, tales como la resistencia.

Para realizar estudios de la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos finos, se tiene la prueba de cortante con veleta. El aparato está compuesto por un vástago desmontable en piezas, cuyo extremo está conectado a la veleta, que consta de cuatro aspas fijamente ligadas a un eje, prolongación del vástago, tal como se muestra en la fig. 1.6. Para efectuar la prueba, una vez hincada la veleta a la profundidad deseada se aplica gradualmente al vástago un momento en su extremo superior, en donde existe un mecanismo que permite medirlo.

Conociendo la magnitud del momento, las dimensiones de la veleta y suponiendo un comportamiento cohesivo del suelo, se puede calcular la resistencia al esfuerzo cortante con la expresión siguiente:

$$S = M \text{ máx} / C$$

donde :

S - resistencia al esfuerzo cortante del suelo

M máx - momento aplicado

C - coeficiente, que depende de las dimensiones de la veleta

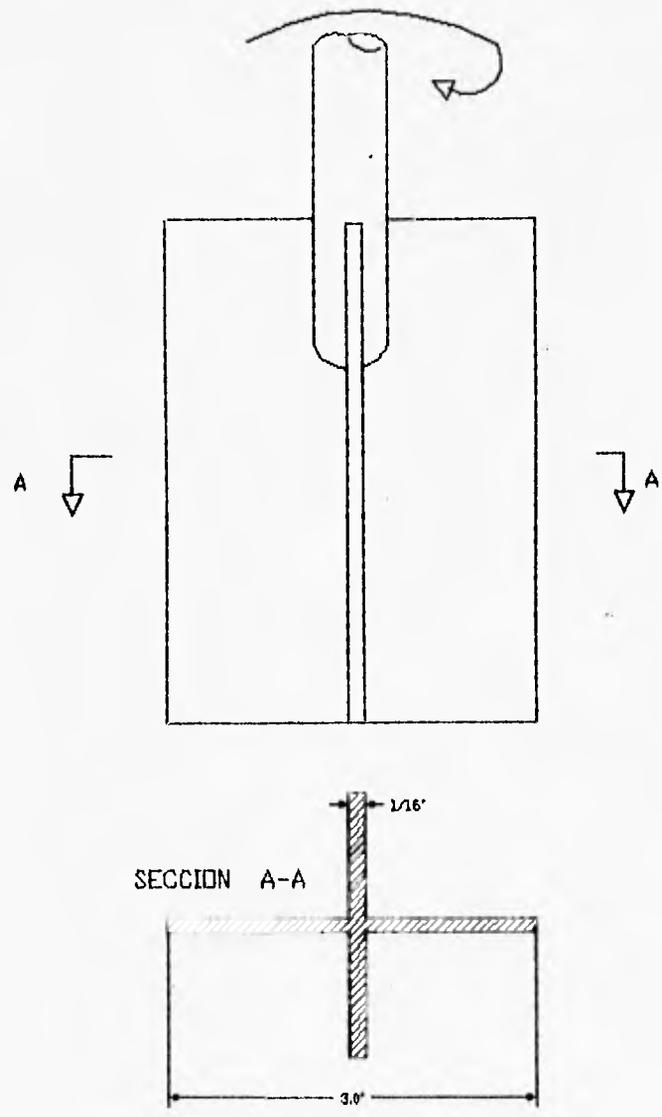


FIG. 1.6 VELETA PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA AL CORTE

$$C = (7 / 6) D^3$$

donde :

D - diámetro de la veleta

Así como la prueba de veleta es preferentemente empleada en suelos finos; en pavimentos se utilizan ensayos especiales que son base de métodos de diseño de la estructura del pavimento, uno de estos apoyos es la prueba de placa. Este ensayo se realiza con el propósito de valorar la capacidad soportante de la subrasante, la base y, en ocasiones, la estructura completa del pavimento.

El sistema utilizado en la prueba, está compuesto por una placa de 76.2 cm (30 ") de diámetro, un par de placas de diámetros decrecientes y espesores suficientes para darle rigidez al conjunto de placas; un gato hidráulico, manómetro y extensómetros.

La prueba da comienzo al aplicar la primer carga a la placa, que se encuentra en contacto con el terreno a ensayar, la presión es transmitida por el gato hidráulico, ésta se mide por medio del manómetro. Para obtener las magnitudes de los movimientos de la placa provocados por la deformación que sufre el suelo en que se apoya se utilizan extensómetros, se colocan cuatro de estos instrumentos, en puntos opuestos; para evitar que se flexione la placa al aplicarle la carga, se colocan encima las placas en diámetros decrecientes.

Por medio de este ensayo se calcula el módulo de reacción de una capa subrasante dada. Este módulo de reacción se define " como la presión que ha de transmitir la placa para producir en el suelo una deformación fijada previamente "; debido a que se aplican diferentes cargas, se obtienen diferentes módulos de reacción. Este valor es utilizado como parámetro de cálculo, al

comparar módulos obtenidos de forma semejante en diferentes tipos de suelos. La expresión que define este concepto, es la siguiente :

$$K = P / DA$$

donde :

P - carga aplicada (fuerza)

DA - deformación por área de la placa (long.²)

Desde luego existe el método de campo que consiste en colocar en la formación natural instrumentos medidores de esfuerzos o deformaciones que permiten conocer a estas y obviamente a su relación así como su variación con el tiempo, lo que conduce a la generación de teorías que apoyadas en el conocimiento adquirido se aproximan más a la reproducción de tal comportamiento.

2 CARACTERISTICAS MECANICAS

El tema de suelos blandos reviste especial importancia por la necesidad de desarrollar obras de ingeniería en ellos y/o con ellos. Para poder convivir con este tipo de formación natural, se requiere primeramente conocer sus características índice y mecánicas, es decir, identificar su carácter distintivo que la diferencia de otros tipos de formación; con estos datos se tiene un lineamiento para trabajar en dicho tipo de suelos.

Por esta razón en las siguientes tablas y gráficas se muestran las propiedades índice y mecánicas, éstos datos pertenecen a suelos que se localizan en distintas partes del orbe.

Las características índice de los suelos blandos como ya se mencionó en el capítulo anterior, son comúnmente el contenido de agua natural, los límites líquido, plástico y de contracción volumétrica.

TABLA I VALORES MEDIOS DE PROPIEDADES INDICE (EX LAGO DE TEXCOCO MEXICO)

PROPIEDADES	CONTENIDO DE AGUA W (%)	LIMITE LIQUIDO WL (%)	LIMITE PLASTICO WP (%)	ESPESOR (m)	
				MAXIMO	MINIMO
FS	61	99	44	6	1.5
FAS	303	301	71	40	17
CD	69	71	37	3.5	0
FAI	255	212	66	20	0
DF (sup)	49	94	47	6	
TFA	147	182	68		
DF (inf)	37	48	25		

FS -- Formación Superficial

FAS -- Formación Arcillosa Superior

CD -- Capa Dura

FAI -- Formación Arcillosa Inferior

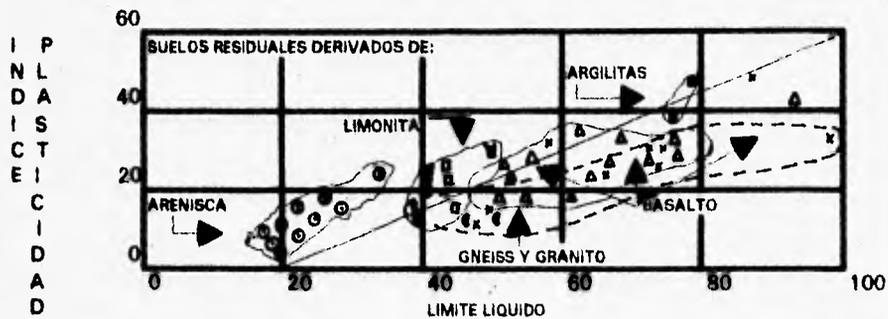
DP Sup -- Depósito Profundo Superior

TFA -- Tercera Formación Arcillosa

DF Inf -- Deposito Profundo Inferior.

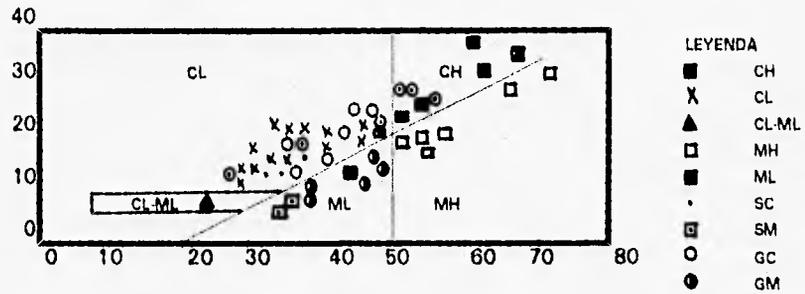
De la tabla anterior, se observa que las arcillas existentes son de media a alta plasticidad y además contienen limos. En tanto que las capas duras, están formadas en su mayor parte por material limoso y limo-arenoso, además de encontrarse arcillas limosas.

FIG 1 CARTA DE PLASTICIDAD RELATIVA A FAMILIAS DE SUELOS
(BRASIL, SOUTHERN)



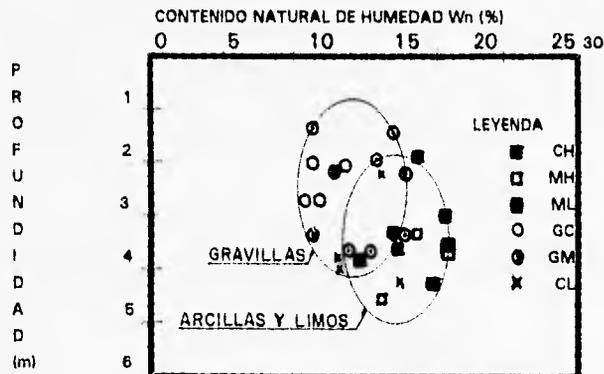
Se aprecia que estas familias de suelos se pueden dividir en dos grupos; el primero, que es al que pertenecen los generados por la alteración de areniscas y limonitas, son suelos inorgánicos de baja a media plasticidad, en tanto que en el grupo número dos, se tienen suelos orgánicos de media a alta plasticidad, estos son argilitas, la mayor parte producto de la alteración de gneiss y granito, y suelos derivados de basalto.

FIG II CARTA DE PLASTICIDAD DE SUELOS
(VOLTA, LOUMBILA, AFRICA)



Este tipo de suelo en su mayor parte son arcillas pobres con gravas y arenas, además como se puede apreciar un pequeño porcentaje son arcillas de media a alta plasticidad.

FIG III VARIACION DEL CONTENIDO DE AGUA NATURAL CON LA PROFUNDIDAD
(VOLTA, LOUMBILA, AFRICA)



Al observar el contenido de agua natural, el cual es pequeño, se determina que esta propiedad índice, puede ser debido a que el nivel freático aparece a profundidad importante además el material de que está constituido el suelo es permeable, lo que conduce a que el agua que se filtra en la formación natural en su mayor parte no es retenida.

**TABLA 11 CONTENIDO DE AGUA NATURAL Y LIMITES DE CONSISTENCIA
(TURKIA, ANTALYA)**

ESTRATO	Wn (%)	WL (%)	Wp (%)	Ip (%)
Arcilla orgánica	18	32	17	15
Arcilla color rojizo	21	45	19	26
Arcilla color amarilla	21	42	20	22

Wn = Contenido de agua natural

WL = Límite líquido

Wp = Límite plástico

IR = Índice plástico

La presencia de un nivel de agua freática profundo determina que a pesar de que se cuenta con arcillas, el contenido natural de agua es reducido; además se tiene que estos suelos son de compresibilidad baja a media.

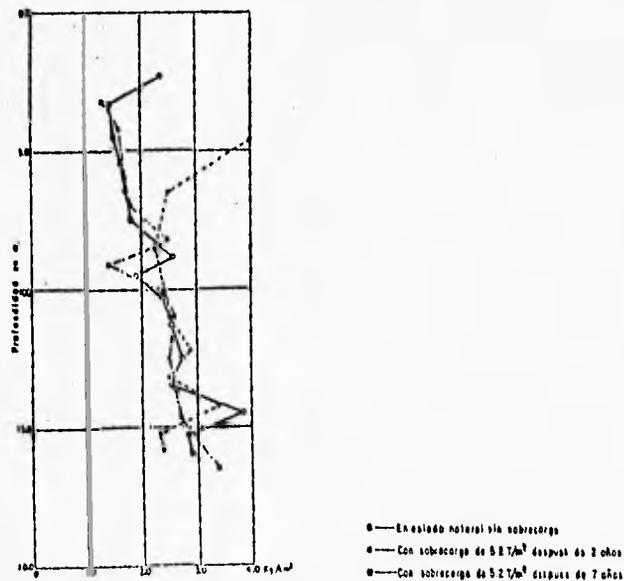
Las características mecánicas de las formaciones naturales, se pueden obtener tanto "in situ" como en el laboratorio lo que implica hacer sondeos, obtener muestras y realizar las pruebas mencionadas con anterioridad.

TABLA III PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR
(TURKIA, ANTALYA)

Capa	Promedio de n° de golpes	Desviacion estandar de "N"	Numero de pruebas
Arcilla organica	4	4	7
Arcilla color rojizo	37	14	6
Arcilla color amarilla	37	9	20

De acuerdo a los resultados obtenidos y tomando como apoyo la tabla 1.1 proporcionada en el capitulo uno, se clasifica a la primer capa, como una arcilla blanda y las capas siguientes como arcillas duras.

FIG. I V RESISTENCIA AL CORTE MEDIDA "IN SITU"
(MEXICO, CAMINO PEÑON TEXCOCO)



Los resultados demostrados en la figura I V permiten hacer las siguientes observaciones:

1.- Al cabo de 2 años de mantener la sobrecarga sobre el suelo del Lago de Texcoco, se observa en los primeros 10 metros de profundidad, un incremento de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo de apoyo, respecto a las magnitudes que se midieron al terminar de construir la sobrecarga. También es conveniente hacer mención que el incremento disminuyó con la profundidad.

2.- Al transcurrir 7 años de la colocación de la sobrecarga sobre el suelo del Lago de Texcoco, en los primeros 10 metros de profundidad la resistencia al esfuerzo cortante disminuyó desde el valor que obtuvo al cabo de 2 años, la disminución hizo que a los 7 años se tuviese una resistencia similar a la original.

3.- La resistencia al esfuerzo cortante del suelo de apoyo del Lago de Texcoco " prácticamente " no cambia con el tiempo en profundidades mayores a 10 metros.

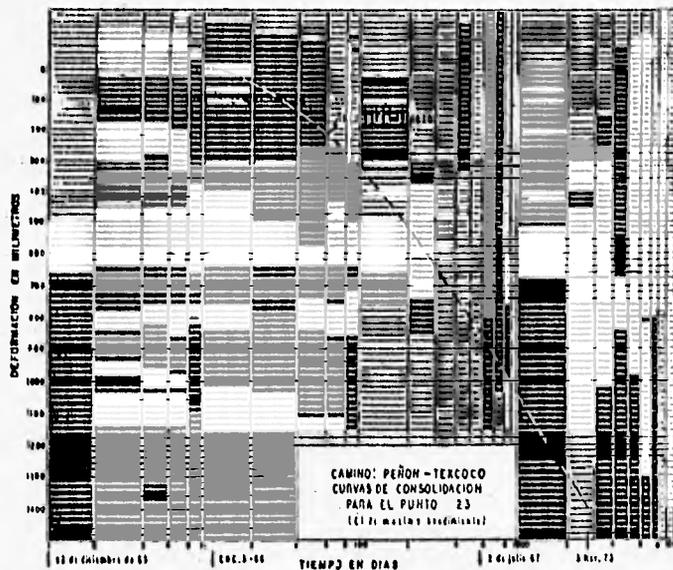
La explicación que se ocurre para justificar lo indicado en los puntos 1, 2, 3 anotados es lo siguiente.

a) Debido a la sobrecarga impuesta, en el suelo de apoyo se generan esfuerzos; los normales proporcionan una compresión del suelo incrementando su esfuerzo efectivo y consecuentemente su resistencia al esfuerzo cortante. El esfuerzo normal generado disminuyó con la profundidad y consecuentemente la resistencia al corte también experimentó esa disminución.

b) La sobrecarga también generó esfuerzos tangenciales que provocaron una deformación angular (cambio de forma) que en la práctica se evidenció por un desplazamiento lateral del suelo de apoyo; se considera que tal movimiento provocó una pérdida de la estructuración del suelo con la consecuente pérdida de resistencia. Las mediciones efectuadas por inclinómetros colocados en el terreno de apoyo, así lo determinaron.

c) La sobrecarga impuesta al suelo del Lago de Texcoco generará su influencia hasta 10 metros de profundidad. Este resultado, en cuanto a los esfuerzos normales, está muy alejado de lo indicado por la teoría, ya que éste indica que la influencia llega a profundidades bastante mayores a 10 metros.

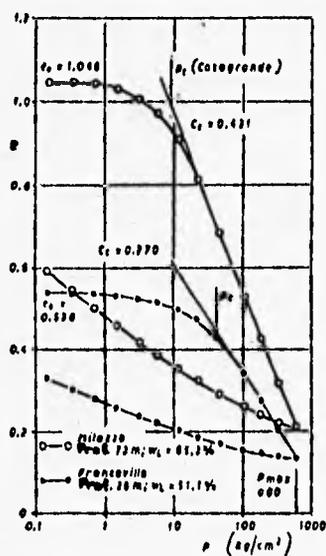
FIG V CURVA DE CONSOLIDACION.
PRUEBA REALIZADA MEDIANTE TERRAPLENES DE PRUEBA
(MEXICO, CAMINO PEÑON TEXCOCO)



Se observa que la gráfica tiene una forma que a grandes rasgos coincide con la curva teórica de consolidación de Terzaghi.

También se aprecia que la prueba se observó durante 8 años, teniendo una deformación máxima de 1,400 mm al cabo de este tiempo; además la curva no llega al tramo de consolidación secundaria.

FIG V I CURVA DE COMPRESIBILIDAD.
 OBTENIDA DE PRUEBAS DE CONSOLIDACION SOBRE ESPECIMENES DE 56 MM DE
 DIAMETRO Y 20 MM DE ALTURA.
 (ITALIA, FRANCAVILLA Y MILAZZO)

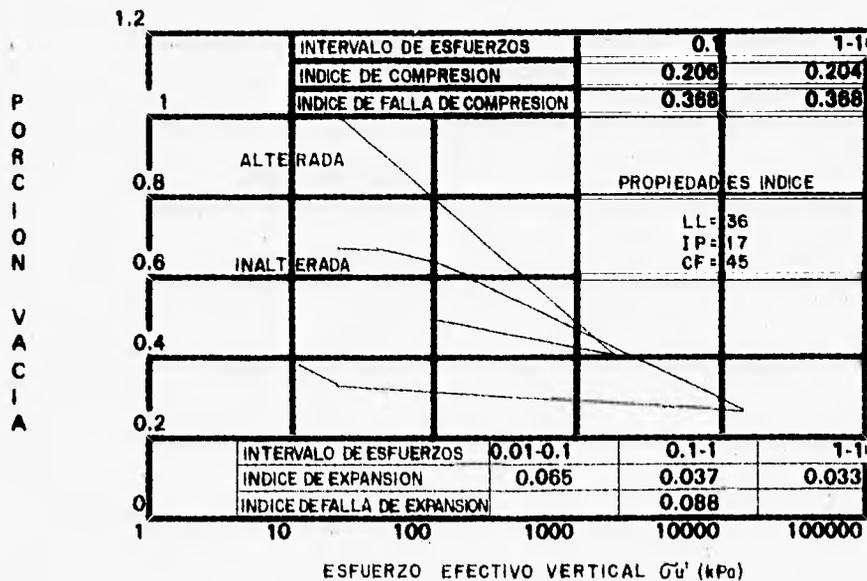


Se observa que al igual que las características índice de estos dos suelos, el comportamiento mecánico también difiere uno de otro.

En la curva obtenida de los especímenes del suelo de Milazzo, se aprecia que la curva pronto toma la forma de una línea recta, teniéndose que la rama virgen es bastante menos inclinada; con esto se determina que el espécimen presenta mayor deformabilidad con incrementos menores de esfuerzos, haciéndose más notorio después del punto P_c (Presión de preconsolidación).

FIG VII RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CONSOLIDACION EN MUESTRAS ALTERADAS E INALTERADAS.

(ITALIA, APENINOS DEL NORTE)



Tomando en cuenta las propiedades índice del suelo, se observa, que este, está compuesto por arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad.

La estructura de la muestra de suelo, es de suma importancia en los resultados de un ensayo de laboratorio; ya que, como se puede apreciar, los resultados de la prueba de consolidación realizada en dos especímenes tomados del mismo sitio en estudio, difieren uno del otro. Tomando en cuenta el comportamiento de ambas curvas y la relación de vacíos inicial y final, se tiene, que la muestra de suelo alterada presenta una mayor relación de vacíos que la muestra inalterada, esto se debe al rompimiento de la estructura interna del suelo.

3 DEFORMACION POR CAMBIO DE VOLUMEN

3.1 INTRODUCCION

Como ya se ha mencionado, parte importante en la realización de una obra de ingeniería, es el estudio del comportamiento mecánico del terreno de apoyo, por medio de pruebas de campo y laboratorio; mediante este estudio se conoce la relación esfuerzo - deformación y su variación con el tiempo.

Al colocar una sobrecarga ΔP sobre el terreno de apoyo, la respuesta de éste, se manifiesta directamente a través de una deformación, generada por el cambio del estado de esfuerzos que experimenta.

La deformación que experimenta el terreno de apoyo, como es natural, corresponde a diferentes tipos, que se generan al transcurrir el tiempo; así en la literatura tradicional se menciona la llamada consolidación primaria que es debida fundamentalmente a un cambio de volumen; aparece también la consolidación secundaria que adquiere importancia al transcurrir un cierto tiempo.

En el caso de la consolidación primaria, como ya se comentó, es el cambio de volumen su característica principal, éste se genera en los huecos o vacíos que forman las partículas sólidas del terreno de apoyo; se acepta la hipótesis que las partículas sólidas son indeformables, aún cuando se han realizado investigaciones sobre la no total validez de esta hipótesis (ref. 12 ') .

La presencia del agua en los huecos es el elemento que hace aparecer con énfasis el factor tiempo, ello se pone de manifiesto con nitidez cuando los huecos están totalmente llenos de agua, es decir, el terreno de apoyo es un suelo saturado. Al someter a este tipo de suelo a una sobrecarga esto, como ya se comentó, genera la deformación en él, pero para que se produzca, es necesario que el agua de los huecos fluya, es decir, que adquiera velocidad y este hecho requiere tiempo; esto es, la deformación se produce con el tiempo. En el primer instante, cuando se coloca la sobrecarga, es el agua quien la soporta, al fluir ésta disminuye su

esfuerzo de presión y la transfiere a los sólidos; este fenómeno se ha estudiado generando una teoría, para el caso de que el flujo del agua va en dirección vertical y no existe más que deformación en esa dirección, a esta teoría se le denomina de consolidación unidimensional.

La teoría clásica de consolidación unidimensional se debe al creador de la mecánica de suelos moderna, Karl Terzaghi. Este investigador consideró que el fenómeno de consolidación unidimensional se podría reproducir con un modelo reológico y en el laboratorio en el aparato denominado odómetro o consolidómetro.

3.2 TEORIA DE CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Como preámbulo al estudio del fenómeno de consolidación unidimensional, se describe el modelo mecánico propuesto por Karl Terzaghi, para simular el comportamiento mecánico de una formación natural al aplicarse una sobrecarga.

Terzaghi observó que al colocar una sobrecarga (ΔP) en un terreno de apoyo saturado constituido por sólidos y líquidos, éste experimenta una deformación que se ve físicamente representada por un hundimiento el cual se presenta al transcurrir cierto tiempo t . Este fenómeno es representado en el modelo ya mencionado.

El modelo mecánico consiste, como se muestra en la figura 3.1, de un cilindro con área transversal (A), provisto de un émbolo que supone no experimenta fricción en su contacto con la pared interior del cilindro, y está provisto de un orificio; en el interior del cilindro se tiene un resorte con su eje coincidiendo con el eje longitudinal del cilindro de manera que por una parte está unido al fondo del mismo y por la otra a la parte inferior del émbolo; el cilindro se encuentra totalmente lleno de un fluido incompresible. El resorte representa a las partículas sólidas del suelo y el fluido simula al agua del mismo. Por otra parte se considera que el peso del émbolo es despreciable respecto a la magnitud de la sobrecarga.

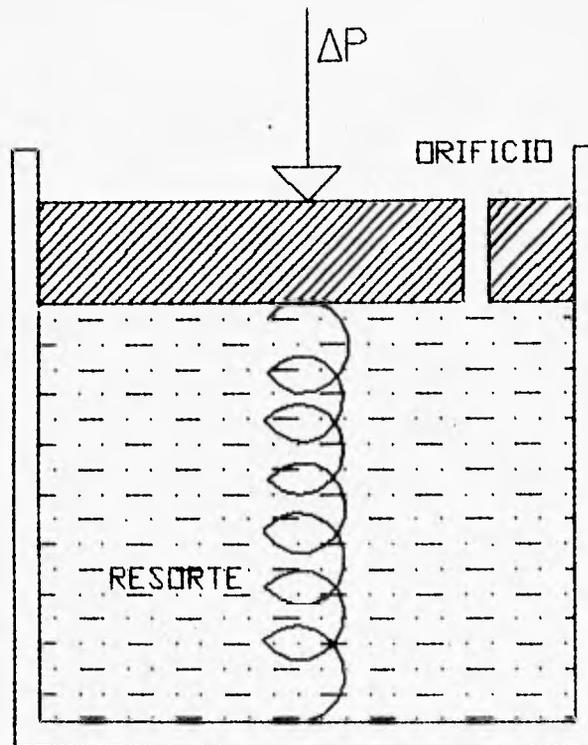


FIG. 3.1 MODELO REOLOGICO DE TERZAGHI

Al aplicar una sobrecarga (ΔP) uniformemente repartida sobre el émbolo, ésta evidentemente será cargada por el agua y el resorte; pero, si se mantiene el orificio del émbolo cerrado resulta que el resorte no puede deformarse, pues para que ello ocurra se necesita que el émbolo baje y a su vez esto se sucede cuando el agua sale por el orificio, pero como este se encuentra cerrado, el agua no sale, el émbolo no baja y el resorte no puede deformarse y por lo tanto no experimenta reacción en sus esfuerzos; es decir, no contribuye a soportar ΔP ; en esta condición la sobrecarga estará soportada totalmente por el fluido. Pero si se permite que el líquido salga por el orificio, al transcurrir cierto tiempo t existirá una transferencia gradual de carga del fluido al resorte; este comportamiento se representa en la siguiente tabla.

Tiempo	Carga que toma el suelo ΔP	Carga que toma el sólido $\overline{\Delta P}$	Carga que toma el agua U	Hundimientos ΔH
$t=0$	ΔP	0	ΔP	0
$0 < t < t_f$	ΔP	$\overline{\Delta P}t$	U_t	ΔH_t
$t=t_f$	ΔP	ΔP	0	ΔH_T

donde :

ΔH_t -- Hundimiento en el tiempo t

ΔH -- Hundimiento total

U_t -- esfuerzo en el agua en el tiempo t

$\overline{\Delta P}t$ -- esfuerzo en los sólidos en el tiempo t

Es evidente que en todo tiempo

$$\Delta P = \overline{\Delta P} + U \quad (3.1)$$

Al esfuerzo en el agua U se le acostumbra denominar presión de poro o presión neutra, mientras $\overline{\Delta P}t$ es el esfuerzo efectivo, es decir, aproximadamente es igual a la presión entre los sólidos del suelo; ambas presiones son función del tiempo. En el caso del modelo se supone que es análogo que ocurre en el suelo saturado, en un punto de éste, situado a una cierta profundidad Z medida a partir del nivel de la superficie en que se coloca

la sobrecarga ΔP . En estas condiciones tanto U como $\bar{\Delta P}$ son función de la profundidad Z y del tiempo t . Respuesta a este último se supone que U empieza a medirse a partir del momento en que se coloca la sobrecarga ΔP . Esto es :

$$U = f(z, t) \quad (3.2)$$

y de la expresión 3.1

$$\bar{\Delta P} = \Delta P - U = \Delta P - f(z, t) \quad (3.3)$$

Esta ecuación expresa el fenómeno de la consolidación unidimensional, con flujo de agua vertical. Tal condición se puede resumir en tres estados :

- 1.- Aplicación de carga
- 2.- Flujo de agua
- 3.- Cambio de volumen

En base a las observaciones anteriores y a hipótesis formuladas para simplificar el estado de la formación natural y así lograr sus objetivos de investigación, Karl Terzaghi describió el fenómeno de consolidación de suelos y propuso una teoría para simularlo.

Hipótesis formuladas

- 1.- La deformación del suelo y la trayectoria del drenaje del agua son unidimensionales.
- 2.- El agua y las partículas sólidas del suelo son incompresibles.

- 3.- Un cambio en el esfuerzo efectivo provoca un cambio en la relación de vacíos. El cambio en la relación de vacíos (deformación volumétrica) se aproxima a un valor finito, al final del proceso de consolidación.
- 4.- La masa del suelo está saturada, es homogénea e isotropa con respecto a su deformabilidad.
- 5.- El agua expulsada corresponde al agua libre o gravitacional que fluye de los poros de la estructura del suelo; la ley de Darcy se considera válida.
- 6.- El incremento de carga se aplica instantáneamente.
- 7.- Los coeficientes de permeabilidad y compresibilidad del suelo permanecen constantes para un incremento de presión determinado.
- 8.- La presión se aplica en la superficie exterior del medio que se considera horizontal a lo largo de un plano y se extiende al infinito en ese plano. Al inicio, el exceso de presión hidrostática es uniforme en toda la formación natural.

Se considera un elemento diferencial del terreno de apoyo como el mostrado en la fig. 3.2, para el estudio del fenómeno de consolidación unidimensional.

La consolidación es esencialmente una deformación que se produce al generarse un flujo no establecido de agua del elemento diferencial del terreno de apoyo, en estas condiciones se cumple que la diferencia entre la cantidad de agua que sale por la superior del elemento y la que entra por la cara paralela que limita al elemento, en un tiempo dt , debe ser igual al cambio de volumen del elemento diferencial en el mismo tiempo. El flujo de agua que se establece depende de los gradientes hidráulicos actuantes en ambas caras. La expresión que representa este proceso es :

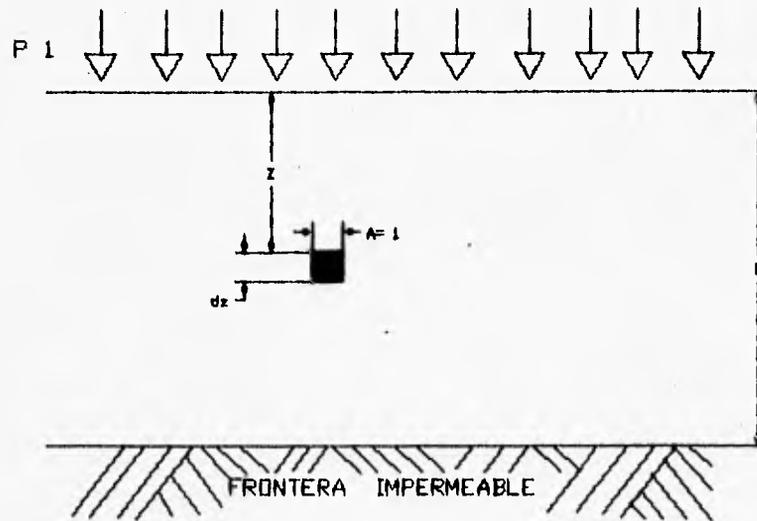


FIG. 3.2 ELEMENTO DIFERENCIAL DEL TERRENO DE APOYO

$$\Delta dv = - (k / \gamma_w) (\partial^2 u / \partial z^2) dz dt \quad (3.4)$$

Donde, el signo negativo indica que el gradiente hidráulico produce un flujo hacia arriba, mientras que "z" aumenta en dirección hacia abajo.

Ahora tomando en cuenta la liga que existe entre el cambio de relación de vacíos y el cambio de volumen del elemento sujeto a consolidación unidimensional, se observa que la ecuación que describe la relación existente es :

$$\Delta dv = - (av / 1 + e) (\partial u / \partial t) dt dz \quad (3.5)$$

El cambio de volumen del elemento es igual a la diferencia entre el agua que entra y la que sale del mismo; esto se representa igualando las ecuaciones (3.4) y (3.5), por lo tanto

$$- (k / \gamma_w) (\partial^2 u / \partial z^2) dz dt = - (av / 1 + e) (\partial u / \partial t) dt dz \quad (3.6)$$

Reduciendo la expresión, se llega a la ecuación diferencial que gobierna el proceso de consolidación, que es :

$$Cv (\partial^2 u / \partial z^2) = (\partial u / \partial t) \quad (3.7)$$

donde :

U -- presión en el agua

t -- tiempo

z -- profundidad

Cv - coeficiente de consolidación = $(k / mv \gamma_w)$

k -- coeficiente de permeabilidad

γ_w - peso volumétrico del agua

m_v - coeficiente de compresibilidad volumétrica = $(a_v / 1 + e)$

a_v - coeficiente de compresibilidad = (de / dp)

Como se observa, el propósito de la teoría de consolidación es encontrar las condiciones de esfuerzo - cambio de volumen en cualquier punto del medio, en un tiempo determinado, durante el cual el terreno se encuentra sometido a una sobrecarga sostenida con el tiempo.

La solución de la ecuación diferencial debe cumplir las condiciones de frontera del problema, considerando el estrato mostrado en la fig 3.3 ; estas condiciones son las siguientes.

para $t=0$ $0 < Z < 2H$ $U = \Delta p$

$t > 0$ $Z=0$ y $Z=2H$ $U = 0$

La función U se considera producto de dos funciones, una dependiente de la función Z y la otra del tiempo t .

$$U = Z(z) T(t) \quad (3.8)$$

Esta expresión se sustituye en la expresión (3.7), realizando notaciones y simplificaciones, se llega a dos ecuaciones diferenciales lineales, homogéneas, con derivadas totales; que son:

$$Z''(z) - \lambda Z(z) = 0 \quad (3.9)$$

$$T'(t) - \lambda C_v T(t) = 0 \quad (3.10)$$

La solución de éstas ecuaciones, se obtiene por medio del procedimiento de la ecuación auxiliar, teniéndose como resultado las siguientes expresiones:

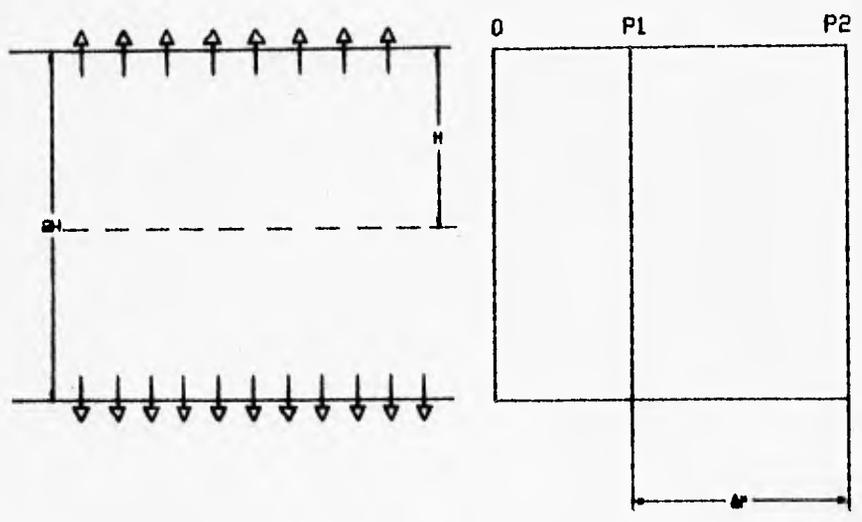


FIG. 3.3 CONDICIONES DE FRONTERA

$$Z(z) = 2c_1 \operatorname{sen} (n\pi / 2H) z \quad (3.11)$$

$$T(t) = c_2 \exp(-n^2\pi^2/4H^2 C_v t) \quad (3.12)$$

para $n=1, 2, 3, 4, \dots$

Teniéndose así la solución de la expresión (3.7), que satisface las condiciones de frontera impuestas además presentando la forma de la ecuación (3.8), se tiene por lo tanto:

$$U = Z(z) T(t) = 2c_1 \operatorname{sen} (n\pi / 2H) z (c_2 \exp(-\frac{n^2\pi^2 C_v t}{4H^2})) \quad (3.13)$$

Para satisfacer la condición inicial a que se ha sujeto la solución del problema, es necesario considerar una suma infinita de funciones del tipo (3.13), teniéndose así:

$$U = \sum_{n=0}^{\infty} \Delta_n \operatorname{sen} (n\pi / 2H) z (\exp(-\frac{n^2\pi^2 C_v t}{4H^2})) \quad (3.14)$$

Esta serie se resuelve por medio de las series de Fourier, quedando la solución buscada:

$$U = \Delta p \sum_{n=0}^{\infty} [4 / (2n + 1)\pi] \operatorname{sen} ((2n + 1)\pi / 2H) z \exp(-\frac{(2n+1)^2\pi^2 C_v t}{4H^2}) \quad (3.15)$$

Una parte importante de que está compuesta la ecuación, es el factor tiempo. Esta expresión da un número adimensional que esta en función de las constantes físicas del elemento suelo-agua, que determinan el proceso de consolidación. Con este factor se hace referir el asentamiento con respecto al tiempo.

$$Tv = (C_v t / H^2) = (k(1+e) / \gamma_w av) (t / H^2) \quad (3.16)$$

Otro elemento de importancia es el grado de consolidación a una profundidad Z en el tiempo t ; ésta expresión es la relación entre la consolidación que ha tenido lugar a la profundidad Z y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto.

Definiendo el grado de consolidación U como el porcentaje de esfuerzo que ha sido tomado por los sólidos del medio, respecto al esfuerzo total, en la ref. 5 se demuestra que el grado de consolidación, queda expresado de la siguiente forma:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \left(1 / \Delta p \cdot 2H \right) \int_0^{2H} u \, dz \right] \quad (3.17)$$

donde u esta dada por la expresión (3.15) .

Sustituyendo la expresión (3.16) en al (3.15) y el resultado de esta operación en la función (3.17), se tiene :

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \left(8 / (2n + 1) \right)^2 \exp \left(- \frac{(2n+1)^2 \pi^2}{4} T_v \right) \right] \quad (3.18)$$

expresandose esta función :

$$U = F (T_v) \quad (3.18')$$

Por medio de la expresión (3.18), dando diferentes valores para T_v , se obtiene los correspondientes a $U(\%)$, esta relación se muestra en la tabla 3.1, por medio de estos valores determinan las curvas teóricas de consolidación.

TABLA 3.1 RELACION TEORICA U (%) - T

U (%)	T
0	0
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.566
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

3.3 TEORIAS DE CONSOLIDACION

De acuerdo a teorías elaboradas por investigadores de la mecánica de suelos, el estudio del fenómeno de la consolidación se desarrolla a partir de dos enfoques, éstos conforme a los estudios realizados por Scott y Murayama, son el micrométrico o estructural y el macrométrico o fenomenológico.

3.3.1 MICROMETRICO

Con este enfoque, las teorías desarrolladas del comportamiento mecánico del terreno de apoyo parten del estudio de la composición estructural, es decir, se observa el comportamiento de las partículas sólidas de la formación natural, bajo la aplicación de sobrecargas en un tiempo determinado.

El enfoque micrométrico es utilizado por los investigadores, básicamente de dos formas:

- a) Como un medio para la formulación de teorías que expliquen el comportamiento general del terreno de apoyo bajo carga, en un intervalo de tiempo determinado.
- b) Como un medio para el análisis de la estructura del terreno de apoyo y sus deformaciones, bajo el cambio de esfuerzos producido por acciones externas.

A continuación se mencionan algunos aspectos importantes que proporcionan un panorama general de la deformación, a partir de un enfoque micrométrico. Estos comentarios fueron tomados de la sesión número uno del Congreso Internacional de Mecánica de Suelos, celebrado en México en 1969; el tema tratado en esta sesión fue "Características Esfuerzo-Deformación y Resistencia, Incluyendo los Efectos del Tiempo", presentado por R.F. Scott.

Al colocar una sobrecarga en la formación natural se produce una deformación instantánea y otra al transcurrir el tiempo, al presentarse esta última, el terreno de apoyo puede comportarse en tres formas; en una de ellas la

formación natural al deformarse y después de un determinado tiempo aumenta su resistencia al esfuerzo cortante; en la segunda, la resistencia se mantiene constante al transcurrir el tiempo y generarse la deformación del terreno de apoyo; y el tercer comportamiento comprende a aquel en que al ocurrir con el tiempo la deformación en el terreno sujeto a la sobrecarga, éste experimenta una disminución en su resistencia al corte. Con base en el conocimiento de estos tres comportamientos Mitchell propone una clasificación del terreno de apoyo.

Otro enfoque importante es el desarrollado por Murayama, que utiliza métodos estadísticos que se basan en la distribución probabilística de partículas, por medio de ésta, Murayama argumenta que, cuando un número de partículas en movimiento excede del 50% del total de un terreno de apoyo en el cual se aplica una sobrecarga, el arreglo estructural de las partículas se rompe y por lo tanto se presenta la falla.

El tema abordado por Uyalov y Meschyan es la relación deformación-resistencia a largo plazo, es decir al transcurrir cierto tiempo; en este estudio se tiene una sobrecarga variable con el tiempo, al igual que las características de la arcilla se toman como variables. Su investigación se divide en dos fases; en una de ellas, se recurre a pruebas de compresión unidimensional y cortante directo, además de utilizar teorías de deformación de suelos. En el segundo tipo se recurre a la aplicación de tres diferentes ecuaciones de resistencia a largo plazo para los suelos examinados, además de realizar una comparación entre los resultados teóricos y los experimentales. las ecuaciones empleadas se describen en la ref. 13.

3.3.2 MACROMETRICO

El comportamiento mecánico del suelo se describe a partir de la observación fenomenológica; es decir se omite el observar y conocer lo que sucede en la estructura de la formación natural. Así ésta se presenta como un medio continuo, homogéneo e isótropo, con una cierta y conocida relación esfuerzo-deformación que puede corresponder a elástica, elasto-plástica, viscoelástica, etc.. Este es el enfoque que regularmente se ha utilizado para el estudio del comportamiento mecánico del terreno de apoyo.

Este comportamiento se estudia mediante pruebas realizadas en laboratorio y/o en el campo; se investigan así los factores que influyen en la deformación del terreno de apoyo. Algunos comentarios al respecto se hacen a continuación.

Por medio de pruebas realizadas en arenas, sometiendo éstas a esfuerzos constantes debido a la presencia de una sobrecarga; al observar los resultados del cambio de volumen durante y después de aplicarles la sobrecarga, Shoby concluyó, que la deformación en los terrenos de apoyo se divide en : deformación elástica, que es reversible, esto significa al liberar al material de los esfuerzos a que fue sometida recupera su volumen y forma iniciales; y en deformación inelástica, la cual es irreversible.

Lorenz y Hemz señalan las diferencias en el comportamiento mecánico de suelos gruesos; indican que los diferentes comportamientos observados son debido fundamentalmente a los cambios de compactación del material, lo cual han medido con el auxilio de los rayos X . Esta observación es reafirmada por Lee y Dunlop, quienes por medio de la realización de pruebas de compresión triaxial con presiones restringidas en muestras de suelos gruesos con diferente compactación; indican que antes de presentarse la falla en la muestra que tiene una elevada compactación, ésta presenta una deformación mínima, comparada con la que se genera en el caso de una muestra con compactación baja; además señalan que las partículas en contacto dentro de un material granular muy compacto, contribuyen a la resistencia de éste, probado bajo sobrecargas elevadas aplicadas en un lapso de tiempo muy corto o en sobrecargas elevadas transitorias.

Otras investigaciones realizadas por Simons Jam, proporcionan, por medio de pruebas de laboratorio las posibles deformaciones que se presenten en el terreno de apoyo ante la sobrecarga impuesta por una obra de Ingeniería. Las pruebas desarrolladas fueron realizadas en aparatos triaxiales y de consolidación utilizando muestras inalteradas, con ello se trata de mantener las condiciones de esfuerzos que la muestra tiene en su ubicación en la formación natural; considerando ésta como un material isotrópico, con los resultados obtenidos es posible calcular los asentamientos futuros de éste. Otro punto importante que arrojaron las pruebas

realizadas, fue el determinar que la compresibilidad volumétrica esencialmente esta en función de los esfuerzos normales y verticales, es decir según el eje longitudinal de la muestra.

3.4 PRUEBA DE LABORATORIO

En capítulos anteriores se ha puesto de manifiesto la importancia de las pruebas de laboratorio y de campo, para el estudio del comportamiento mecánico del terreno de apoyo, que se expresa en la relación esfuerzo-deformación-tiempo; dicha relación determina los asentamientos producidos por una obra de Ingeniería.

En las pruebas realizadas en laboratorio, uno de los objetivos es el conservar las características índice y mecánicas de la muestra, tal y como se encuentra en la formación natural, de la que formaba parte. Para el estudio de la consolidación unidimensional, Karl Terzaghi ideó el aparato denominado odómetro o consolidómetro, por medio de éste se lleva a cabo la prueba de consolidación.

El objeto de la prueba de consolidación unidimensional, es el determinar la relación entre la presión vertical, el cambio de volumen y el tiempo. Este ensayo consiste en comprimir verticalmente la muestra saturada, la sobrecarga se aplica siguiendo un orden establecido de antemano.

Para cada incremento de carga, el espécimen sufre un primer cambio de volumen y adicionalmente se presentará otra deformación debida a un fenómeno secundario, que en las arcillas se denomina retraso plástico y en las arenas retraso friccional.

El fenómeno de consolidación ocurre debido al flujo de agua hacia el exterior de la muestra. Con los datos obtenidos, se traza las curvas de compresibilidad y consolidación.

Conjuntamente con las curvas trazadas, la prueba de consolidación proporciona los coeficientes que a continuación se indican.

1.- Coeficiente de compresibilidad "av", representa la relación deformación - esfuerzo, sin tomar en cuenta el tiempo; geoméricamente es la pendiente de la curva relación de vacíos- presiones. Su expresión es :

$$a_v = - de / dp = (e_s - e_1) / (p_2 / p_1) \quad \text{cm}^2 / \text{kg}$$

2.- Coeficiente de consolidación "Cv", es una relación teórica establecida para simplificar la ecuación diferencial del proceso de consolidación y cuya expresión es :

$$C_v = 0.197 H^2 / t_{50}$$

donde :

H - es la longitud vertical del espécimen

t₅₀ - tiempo en segundos, correspondientes al 50 % de consolidación primaria para el incremento de carga considerado.

3.- Coeficiente calculado de permeabilidad Km que es igual a :

$$K_m = a_v C_v \gamma_w / (1 + e_m) 1000 \quad \text{cm / seg}$$

donde :

e_m - relación media de vacíos

γ_w - peso volumétrico del agua gr/cm³

a_v - coeficiente de compresibilidad

C_v - coeficiente de consolidación

4.- La relación de consolidación primaria r que expresa la relación entre la deformación debida a la consolidación primaria y la deformación total que sufrió el espécimen en cada incremento de carga.

$$r = ds - d_{100} / do - df$$

donde :

d_s - deformación en el 0 % de consolidación primaria

d_{100} - deformación en el 100 % de consolidación primaria

d_o - deformación inicial del espécimen (lectura inicial del micrómetro)

d_f - deformación final del espécimen (Deformación a las 24 hrs. de iniciada la prueba).

3.4.1 EQUIPO

El equipo utilizado consta de : un consolidómetro compuesto por un anillo de acero inoxidable, con un área de 50 cm² y altura de 20 mm; dos piedras porosas, éstas deben ser más permeables que la muestra, para permitir el libre drenaje del agua, las dimensiones de las piedras deben ajustarse al diámetro interior del anillo antes mencionado, con una holgura de 0.25 mm, además deben tener forma cónica para que no se apoyen en el anillo durante la prueba. El resto del equipo es un micrómetro de 0.001 cm de aproximación, cazuela con base rígida y equipo adicional para labrar que consta de un tomo de labrado, cortador, arco de alambre y enrasador.

MECANISMO DE TRANSMISION DE CARGA

El sistema de carga se muestra en la fig. 3.4 " La carga se aplica por medio de pesas colocadas en una ménsula que cuelga del extremo de la viga de carga. La carga se transmite al marco por medio de un cable apoyado en una rótula fija, ligada al pedestal del aparato. La viga de carga puede girar alrededor de la rótula. " La relación que existe entre el brazo de palanca de la ménsula de carga y del radio, es del orden de 10.

El peso de la viga y la ménsula de carga se balancean con el contrapeso A (fig. 3.4). El peso del marco de carga se balancea, a su vez con el contrapeso B.

Para poder considerar listo el aparato, es necesario obtener una curva de calibración; es decir, una curva que dé las deformaciones propias, sin muestra. Estas deformaciones deberán restarse de las obtenidas en una

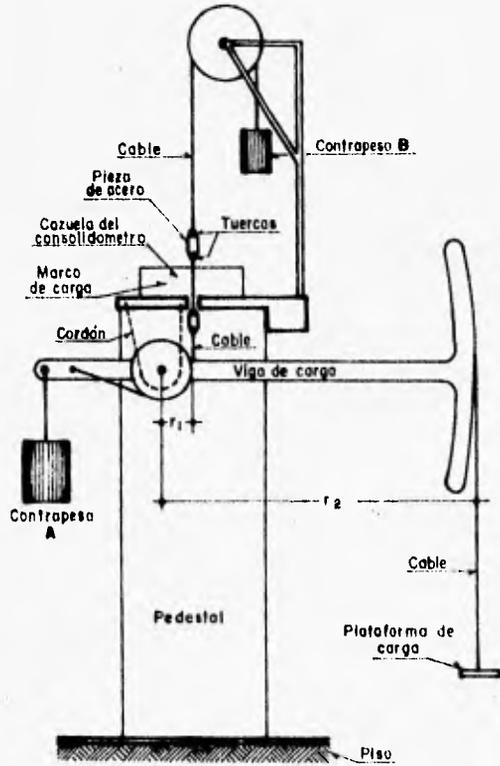


FIG. 3.4 ESQUEMA DEL MECANISMO DE TRANSMISION DE CARGA DE UN CONSOLIDOMETRO

prueba que ya contenga la muestra, esto es con el fin de llegar a las deformaciones de dicha muestra. La calibración se realiza para determinar la compresibilidad del equipo, fundamentalmente de las piedras porosas; el espécimen se sustituye por una placa rígida, aplicando carga y observando las deformaciones resultantes.

VARIOS

Placas de vidrio, balanza con precisión 0.01 gr., cronómetro, agua, capsulas, homo, balín, piezómetro calibrado.

3.4.2 PROCEDIMIENTO

PREPARACION DE LA MUESTRA

El labrado y preparación de la muestra difiere en algunos puntos del procedimiento a seguir, de acuerdo al tipo de muestra que se tenga.

Por ejemplo, en muestras alteradas o remodeladas, para introducir ésta en el anillo, se compacta la muestra en tres capas utilizando una prensa o plón. En tanto que en muestras inalteradas, se utiliza una plataforma giratoria donde se coloca el trozo de material, con el anillo presentado encima de la muestra; ésta se va labrando con ayuda de espátula y cuchilla, se gira la base y al mismo tiempo se forza ligeramente el anillo para que penetre en la muestra. Cuando se ha logrado que el material llene completamente el anillo, se corta la parte interior de la muestra, utilizando el cortador de alambre. Se enrasan las caras de la probeta, cortando el material sobrante con el alambre acerado montado en un arco. El método utilizado en el labrado de la muestra inalterada es conocido como el del tomo. El procedimiento para las muestras alteradas se describe en la ref. 2.

PIEDRAS POROSAS

Antes de colocar las piedras porosas en el dispositivo de prueba, se determina el coeficiente de permeabilidad de éstas, dicha actividad debe repetirse al finalizar la prueba. Entre las piedras y la muestra se colocan los discos de papel filtro, tanto las piedras como el papel deben estar saturados.

Una vez coloca la cazuela de consolidación, con el espécimen dentro del anillo, en el marco de carga se ajusta el extensómetro y se inicia la prueba.

SATURACION

La muestra del suelo se satura procurando no mezclarle aire evitando así el que se formen burbujas. Se tomarán lecturas de tiempo y utilizando el micrómetro se conocerán los movimientos verticales de la muestra; el número de ellas deberá ser el suficiente para definir la curva tiempo-deformación que se acostumbra denominar curva de consolidación. Debido a la saturación de la muestra, el material tiende a expandirse, para evitar esto, se coloca una carga mínima.

CARGA

La magnitud de los incrementos de carga son fijados previamente, para cada uno de estos se tomarán datos de tiempo y deformación, por medio de estas lecturas se construirá la gráfica de consolidación; además se obtendrán datos de la deformación volumétrica y esfuerzos efectivos, con los cuales se graficará la curva de compresibilidad.

Teniendo el esfuerzo crítico, la magnitud de los incrementos de carga aplicados irán aumentando paulatinamente, hasta que el último de éstos sea igual al esfuerzo efectivo aplicado hasta ese momento.

DESCARGA

Finalizada la etapa de carga, se realiza la descarga del espécimen con decrementos iguales a los incrementos aplicados, pero en orden inverso, es decir, la carga máxima aplicada se reduce a la mitad y así sucesivamente hasta obtener una carga nula sobre la muestra. Para que ésta presente su recuperación elástica, los decrementos se mantendrán durante un minuto.

Terminada la prueba, se obtienen el peso volumétrico, contenido de agua y densidad de sólidos de las muestras de suelo ensayada; por medio de los datos determinados se calcula la relación de vacíos y el grado de saturación.

Con los datos del material, los registros de carga y los cálculos mencionados anteriormente se construyen las curvas de consolidación y compresibilidad.

3.4.3 POSIBLES ORIGENES DE ERROR

DEBIDO A LA MUESTRA

- Durante la preparación de espécimen, este puede sufrir alteración de su estructura original.
- Las muestras tomadas para determinar la densidad de sólidos y el contenido de agua natural, pueden no ser representativas del espécimen de prueba.
- El volumen del espécimen de prueba no llena el anillo de consolidación.
- La orientación del espécimen no es la de su estado natural.
- Pérdida de su contenido de agua, si no se prepara en un cuarto húmedo, el espécimen de prueba.

DEBIDO AL PROCEDIMIENTO

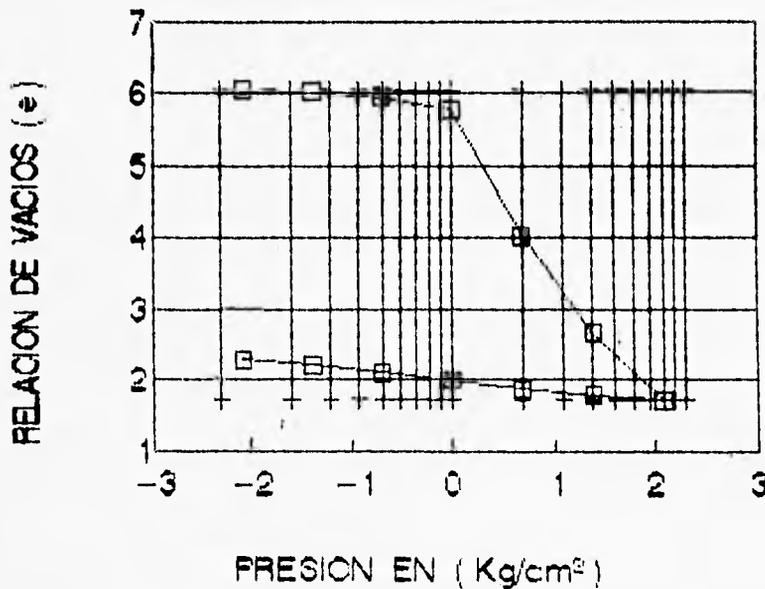
- Impactos al aplicar las cargas.
- Variación de la temperatura a lo largo de toda la prueba.
- Lectura del tiempo y micrómetro inadecuadas.
- Relación de incrementos de carga - esfuerzo inadecuado.
- Excentricidad de las cargas actuantes sobre la muestra.

A continuación se presentan, los resultados de una prueba de consolidación aplicada a muestras inalteradas, en ésta se aprecia la construcción de las gráficas de consolidación y compresibilidad.

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

PROCEDENCIA : FUENTE TAXIMETROS					
88-1	M-1 inf.	PROF.	2.0-2.6		
Cont. Nat. de Agua				PRESION	e
Wm+anillo	281.32	H anillo (cm)	1.98	Wm+T	55.20
W ANILLO	157.32	diam. anillo	6.100	Wd+T	22.37
Wm+Tara	121.08			W T	7.48
Wd+Tara	78.33	Area (cm ²)	51.530	W %	220.6
W tam	48.10	Vol (cm ³)	102.029		
u _{mic} %	252.0	G / %	101.3	Se	2.446
u _{fin} %	121.9	G f %	128.9	2Ho (mm)	2.795
				0.000	6.084
				0.125	6.047
				0.250	6.017
				0.500	5.942
				1.000	5.774
				2.000	4.024
				4.000	2.671
				8.000	1.713
CLASIF. : Arcilla gris obsc. con manchas de gris verdoso, escasa arena fina, mat. org. y fisuras nat.				4.000	1.776
				2.000	1.873
				1.000	1.982
				0.500	2.105
				0.250	2.213
				0.125	2.369
				0.000	2.386

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

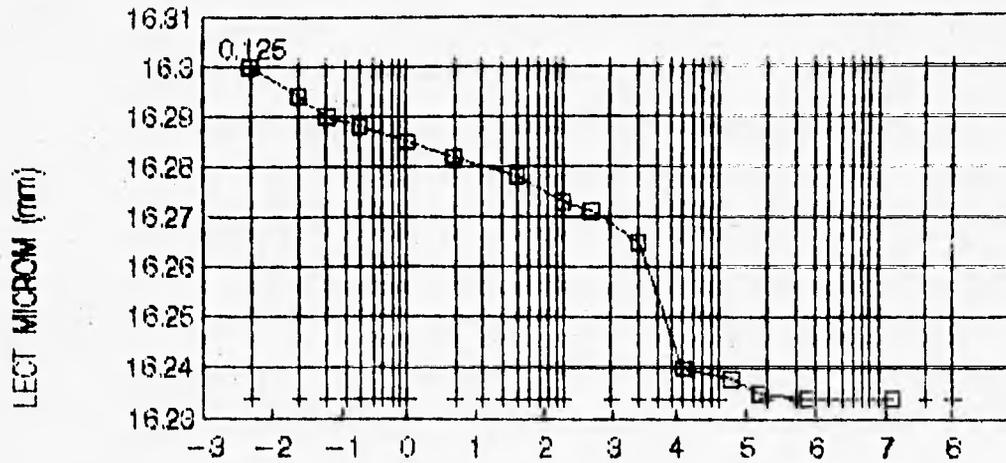


CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Presion: 0.125 Kg/cm ²		Presion: 0.250 Kg/cm ²		Presion: 0.500 Kg/cm ²		Presion: 1.000 Kg/cm ²		Presion: 2.000 Kg/cm ²		Presion: 4.000 Kg/cm ²		Presion: 8.000 Kg/cm ²	
Fecha: 8-VI-94		Fecha: 9-VI-94		Fecha: 10-VI-94		Fecha: 11-VI-94		Fecha: 12-VI-94		Fecha: 13-VI-94		Fecha: 14-VI-94	
Tiempo	Lec. Micro												
13:52	16.337	10:19	16.234	10:37	16.149	10:38	15.941	11:07	15.47	10:22	10.58	10:27	6.797
6"	16.3	6"	16.205	6"	16.105	6"	15.87	6"	15.34	6"	10.45	6"	6.5
12"	16.294	12"	16.194	12"	16.094	12"	15.845	12"	15.28	12"	10.409	12"	6.43
18"	16.29	18"	16.19	18"	16.094	18"	15.825	18"	15.235	18"	10.38	18"	6.4
30"	16.288	30"	16.187	30"	16.072	30"	15.802	30"	15.17	30"	10.31	30"	6.365
60"	16.285	60"	16.18	60"	16.05	60"	15.78	60"	15.03	60"	10.22	60"	6.285
2	16.282	2	16.174	2	16.03	2	15.72	2	14.88	2	10.04	2	6.17
5	16.278	5	16.179	5	16.015	5	15.665	5	14.41	5	9.65	5	5.88
10	16.273	10	16.167	10	16.004	10	15.628	10	13.945	10	9.232	10	5.58
15	16.271	15	16.164	15	15.99	15	15.619	15	13.622	15	8.93	15	5.332
30'	16.265	30'	16.162	30'	15.98	30'	15.585	30'	12.885	30'	8.224	30'	4.944
60'	16.24	60'	16.16	60'	15.974	60'	15.581	60'	12.257	60'	7.727	60'	4.68
120'	16.238	120'	16.159	120'	15.97	120'	15.581	120'	11.687	120'	7.347	120'	4.427
180'	16.235	180'	16.157	180'	15.964	180'	15.548	180'	11.418	180'	7.194	180'	4.35
360'	16.234	300'	16.156	300'	15.96	300'	15.523	300'	11.157	300'	7.052	300'	4.282
		600'	16.149	600'	15.952					600'	6.92	600'	4.212

Descarga		
Presión	Tiempo	Lec. micro
8.00	9:30	4.12
4.00	10:00	4.296
2.00	10:30	4.568
1.00	11:00	4.872
0.50	11:30	5.217
0.25	12:00	5.519
0.13	12:30	5.73
0.00	13:00	6.03

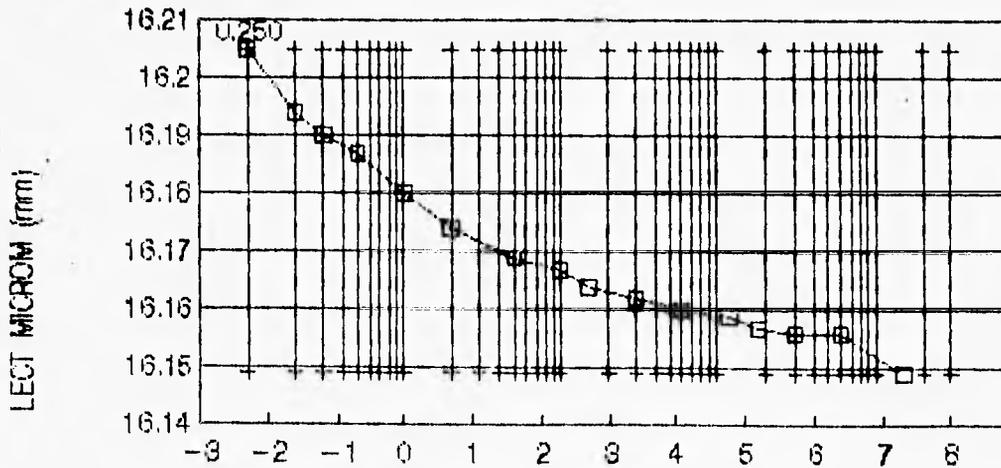
PRESSIONE 0.125 kg/cm²
 PUENTE TAXIMETROS SS-1 M-1 inf. PROF. 20-26 AP-9



TIEMPO EN (min)

□ INC-1

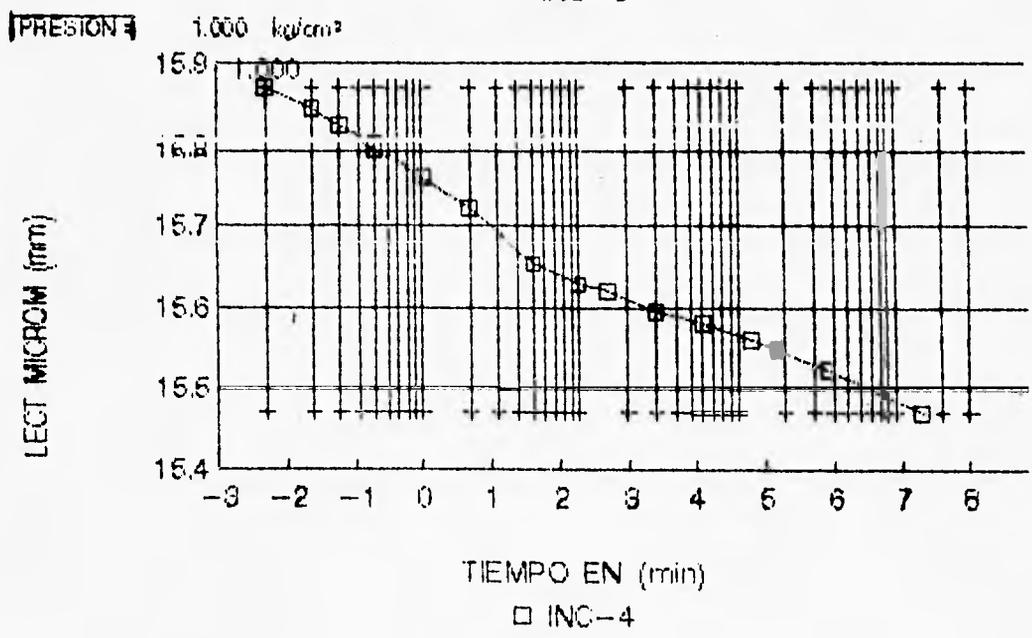
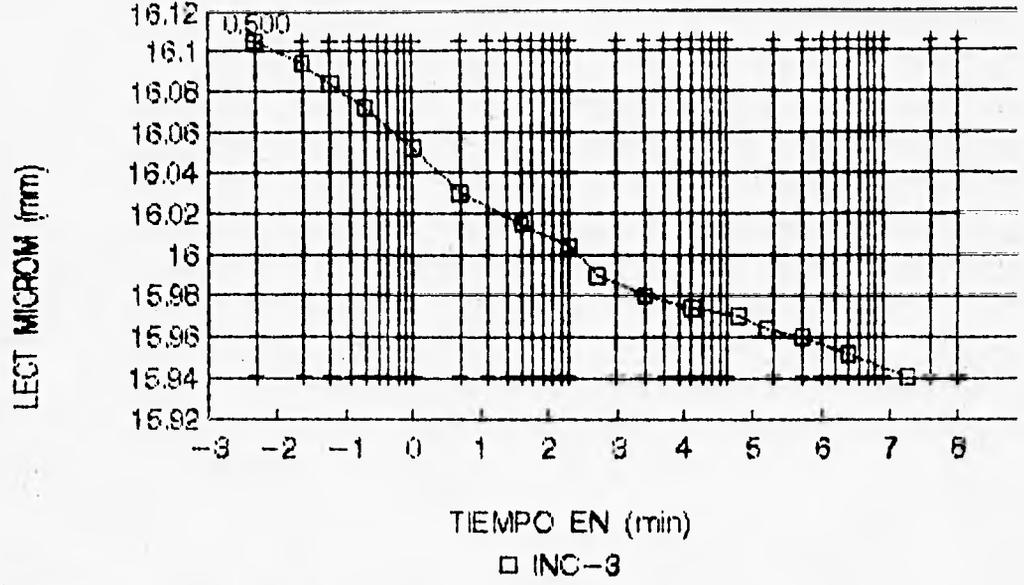
PRESSIONE 0.250 kg/cm²



TIEMPO EN (min)

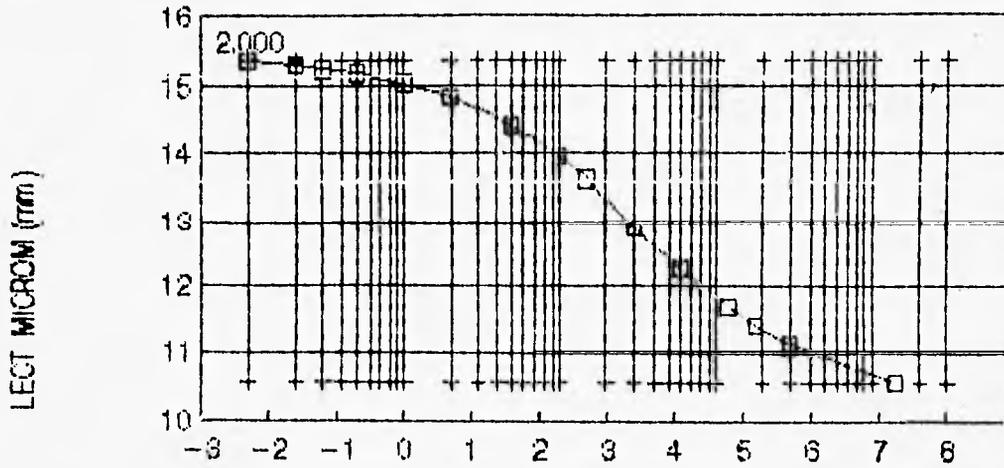
+ INC-2

PRESTION 3 0.500 kg/cm²
PUENTE TAXIMETROS SS-1 M-1 inf. PROF. 2.0-2.6 AP-8



PRESTON

2.000 kg/cm²
PUENTE TAXIMETROS SS-1 M-1 inf. PROF. 2.0-2.6 AP-8

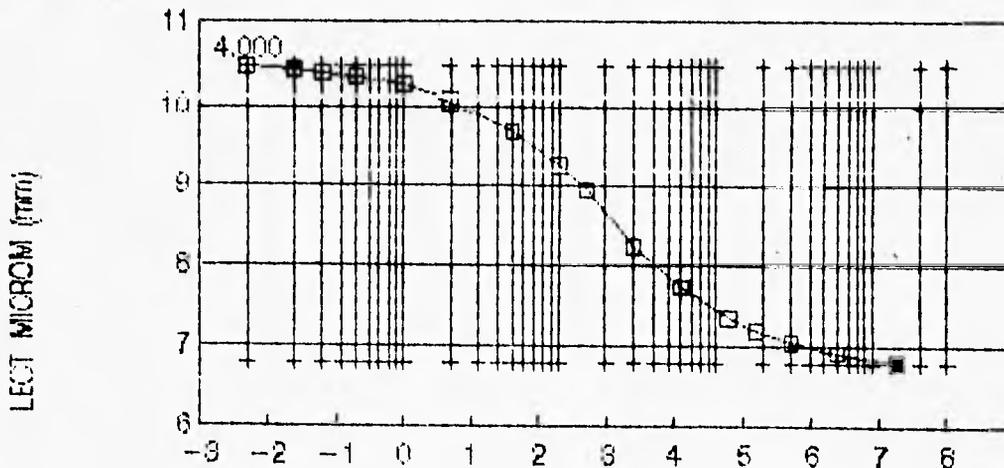


TIEMPO EN (min)

□ INC-5

PRESTON

4.000 kg/cm²



TIEMPO EN (min)

□ INC-6

PRESSIONE

8.000 kg/cm²

61

PUNTE TAXIMETROS

SS-1

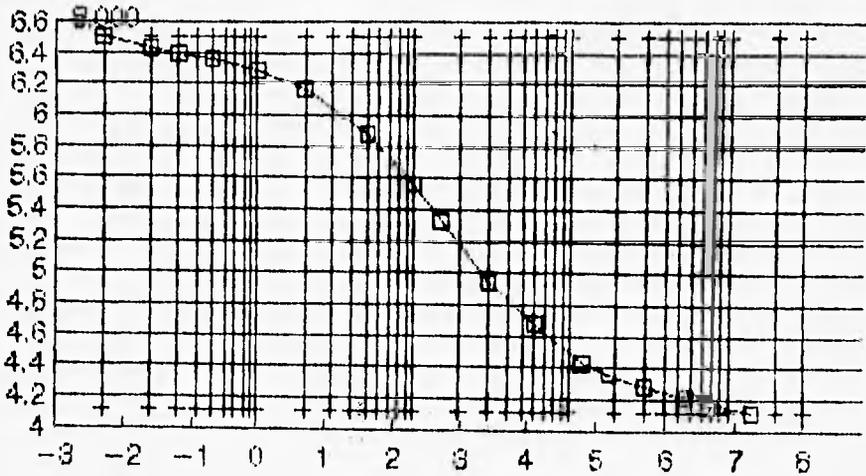
M-1 inf.

PROF.

2.0-2.6

AP-3

LECT MICROM (mm)



TIEMPO. EN (min)

□ INC-7

3.5 PRESA TAMESI

El estudio geotécnico sobre la presa Tamesi pone énfasis en la determinación de las deformaciones de la formación natural que sirve de apoyo a la cortina, con respecto a sus magnitudes, sus distribuciones y así como a su variación con el tiempo. Obviamente el análisis de los resultados obtenidos constituyen una parte esencial del estudio.

3.5.1 DESCRIPCION DEL PROYECTO

El proyecto Tamesi se localiza en el Estado de Tamaulipas en la cuenca del río Pánuco.

La cortina correspondiente al proyecto está constituida por tierra, con una altura máxima de 9 m; su longitud es de 7.8 Km, los taludes diseñados tanto aguas arriba, como aguas abajo, son de 2 : 1 con bermas de 4 m para concluir con talud 8 : 1 hasta el terreno de apoyo (fig. 3.5). La capacidad de almacenamiento de la presa es de dos millones de metros cúbicos de agua; con esto se pretende regular las avenidas del río Tamesi, dar riego y obtener agua para consumo humano.

Las obras complementarias que sirven para cumplir las actividades proyectadas, están compuestas por un vertedor que está formado por 50 compuertas de 10 m. de ancho por 8 m. de altura, con capacidad de descarga de 12,000 m³/seg; el canal de descarga proyectado tiene una longitud de 7 Km y un ancho de 500 m; éste desembocará en el mar.

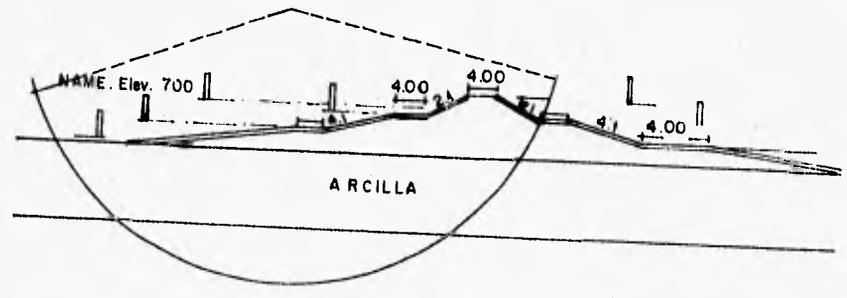


FIG. 3.5 DISEÑO DE LA SECCION DE LA CORTINA

3.5.2 ESTUDIO DEL TERRENO DE APOYO

EXPLORACION DE CAMPO : Por medio de sondeos y pruebas de campo realizadas en la formación natural que constituye el apoyo de la obra de ingeniería, se determinaron las propiedades índice y mecánicas de este terreno.

Los sondeos correspondientes a la exploración de campo fueron realizados por medio del método del Tubo-Shelby y de pozo a cielo abierto; las muestra obtenidas fueron llevadas al laboratorio para su ensayo. Como complemento al estudio, se realizaron pruebas de campo, mediante el penetrómetro cónico estático, penetrómetro estándar y valeta; el procedimiento y características de los sondeos y pruebas de campo realizadas, se describen en el tema número uno.

ESTRATIGRAFIA : Mediante los sondeos realizados se determino el perfil estratigráfico del terreno de apoyo localizado a un costado del eje de la cortina (fig. 3.6); este presenta la llamada costra superficial con espesores de 4 a 5 metros, interrumpidos por un lente de arena fina con espesor promedio de 1 m. , prosiguiendo enseguida los suelos blandos hasta una profundidad de 20 a 35 m, a partir de este estrato se tienen arcillas con limos y arenas arcillosas que aparentemente constituyen la cubierta interemperizada de los areniscos, margas y lutitas (montañaz et al 1979), que forman la base de los depósitos de suelo.

PRUEBAS DE LABORATORIO : Las pruebas realizadas a las muestras obtenidas de la formación natural mediante los sondeos ya mencionados, se realizaron con el objeto de obtener la clasificación y características índice y mecánicas del terreno de apoyo.

Por medio de la obtención del límite líquido, límite plástico e índice plástico, se clasificó a la formación natural como una arcilla de alta plasticidad y recurriendo a pruebas de esfuerzo cortante, por medio del ensayo de

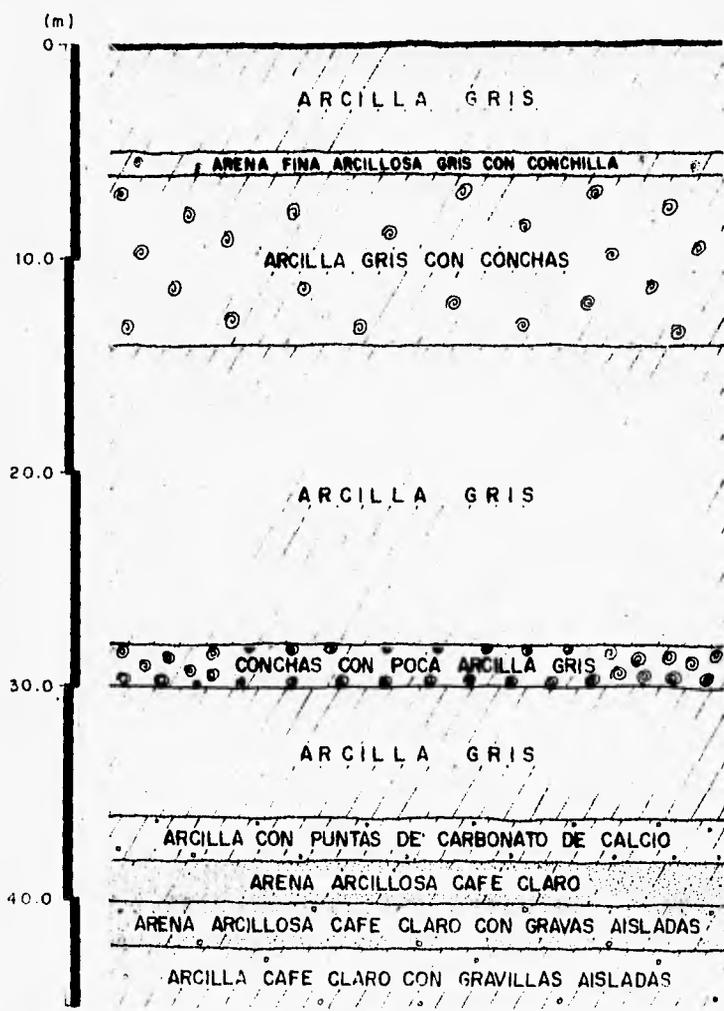


FIG. 3.6 PERFIL ESTRATIGRAFICO.

compresión simple, se determinó la resistencia. Los resultados obtenidos indican que los materiales ensayados presentarán una cohesión de 2.9 Kg/cm² y un módulo de elasticidad de 0.39 Kg/cm².

ANALISIS DE RESULTADOS : Los datos obtenidos mediante los sondeos y pruebas realizadas " insitu " y en el laboratorio, se determinaron las características de deformabilidad del terreno de apoyo. Tomando en cuenta las características de deformabilidad del terreno de apoyo, se tiene que bajo las cargas a que va a ser sometido éste, se presentaran asentamientos diferenciales a lo largo de la cortina, en períodos de tiempo variables.

El comportamiento mecánico del terreno de apoyo, se debe a que el material que se tiene, presenta una baja resistencia al esfuerzo cortante y una gran deformabilidad.

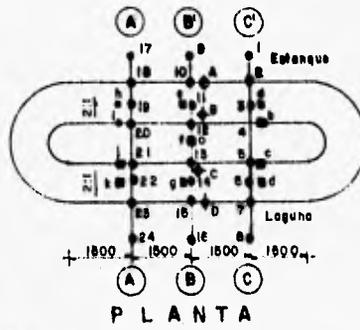
3.5.3 TERRAPLENES DE PRUEBA

Teniéndose las características del material que constituye el terreno de apoyo, que indican como ya se anotó, una gran deformabilidad en el estrato arcilloso, además tomando en consideración la magnitud del proyecto se decidió la construcción de terraplenes de prueba, cuya observación con el tiempo, permite conocer en una aproximación mayor que el laboratorio, el comportamiento mecánico del terreno de apoyo.

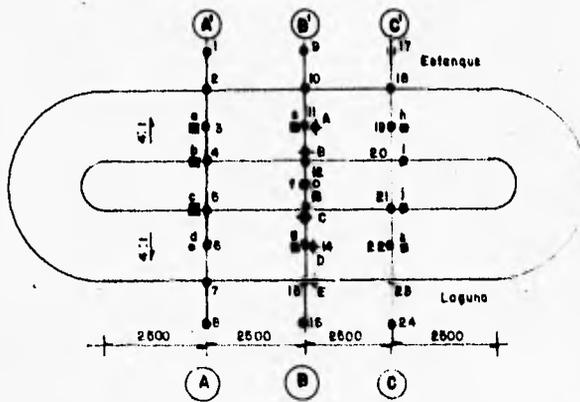
GEOMETRIA : Los terraplenes de prueba se construyeron a un costado del eje longitudinal de la presa, el diseño de las dimensiones de éstos, es debido al requerimiento de alcanzar una influencia de la carga impuesta por la cortina hasta la profundidad donde termina el estrato de suelos blandos.

Los terraplenes se construyeron con una altura de 5m al centro de los mismos, en cuanto a los taludes, uno de los terraplenes de prueba fue construido con taludes 2:1, en tanto que la otra estructura presenta taludes 4:1.

INSTRUMENTACION : La necesidad de conocer los esfuerzos, las deformaciones, su relación y su variación con el tiempo del terreno de apoyo, llevó a la colocación de instrumentos medidores tal como se muestra en las figuras 3.7 y 3.8 ; en los terraplenes se colocaron piezómetros a 3 m, 8 m y 15 m de profundidad de manera de

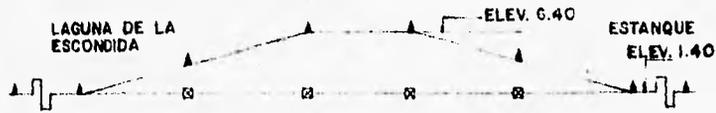


PLANTA

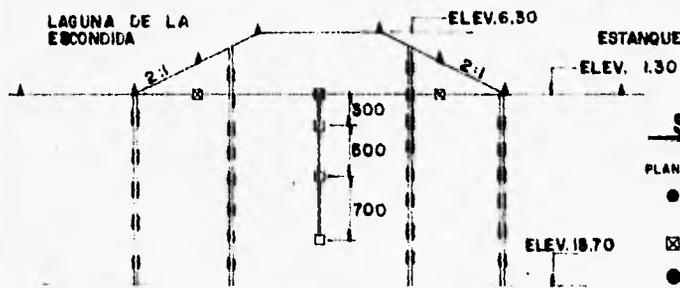


PLANTA

FIG. 3.7 TERRAPLENES DE PRUEBA 2:1 Y 4:1



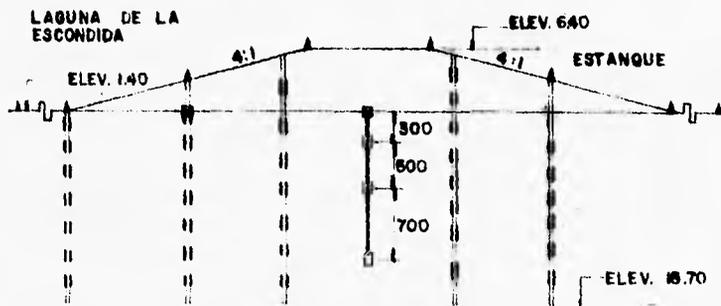
CORTES A-A' y C-C'



SIMBOLOGIA

PLANTA	PERFIL	DESCRIPCION
●	▲	TESTIGOS SUPERFICIALES EN QUE SE MIDE DISTANCIA ENTRE ELLOS Y ABENTAMIENTOS
⊠	⊠	TESTIGOS DE CIMENTACION
○	⊞	PIEZOMETROS NEUMATICOS
⊕	⊞	INCLINOMETROS

CORTE B-B'



CORTE B-B'



CORTES A-A' y C-C'

FIG. 3.8 CORTES BORDOS DE PRUEBA

conocer los esfuerzos en el agua correspondiente a los estratos que constituyen el terreno de apoyo; además se instalaron inclinómetros, localizados en la corona de ambos taludes, de cada terraplen fig. 3.7 y 3.8 . Por medio de la instrumentación mencionada, se midieron los desplazamientos verticales y horizontales de los terraplenes ya descritos, a lo largo de los cuatro años y medio.

3.5.4. DESPLAZAMIENTOS VERTICALES Y HORIZONTALES

Por medio de la instalación descrita anteriormente, se determinaron los asentamientos que se presentaron en el terreno natural, durante un periodo de tiempo de 4 años y medio, para esto se utilizaron testigos superficiales y de cimentación que funcionaron como puntos de control. Al cabo del tiempo establecido, en el terraplén con taludes 4:1 se presentó un desplazamiento vertical de 0.95 m., en tanto que en el de taludes 2:1 el hundimiento fué de 1.0 m , figura 3.9 .

Los desplazamientos horizontales detectados por medio de los inclinómetros, fueron para el terraplén de taludes 4:1 de 0.25 m, para el talud agua arriba y de 0.11 m para el de aguas abajo, ambos alejándose del terraplén; en el terraplén de prueba con taludes 2:1, los desplazamientos horizontales que se presentaron en los 4 años y medio son de 0.30 m en el talud aguas arriba y 0.10 m en el talud aguas abajo, fig. 3.10 . Los valores anotados de ambos terraplenes, son los máximos observados en los instrumentos instalados.

Con el objeto de conocer la variación en el tiempo de las propiedades mecánicas del terreno de apoyo, debido al efecto de la sobrecarga, se obtuvieron al cabo de 4 años y medio de construidos los terraplenes, muestras para su ensaye. En ellas se llevaron a cabo cinco pruebas de consolidación, las curvas de compresibilidad de los ensayes, así como los esfuerzos tanto efectivos como críticos para cada prueba, se describen detalladamente en la ref. 10 .

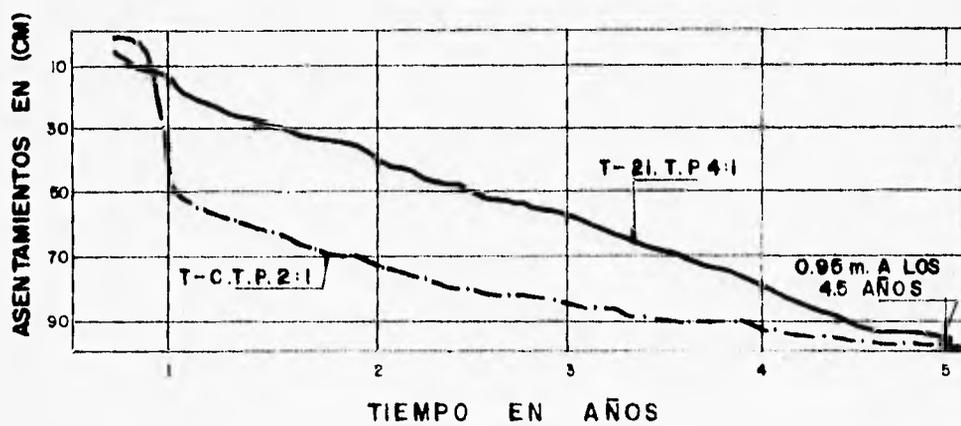


FIG. 3.9 ASENTAMIENTOS VERTICALES RESPECTO AL TIEMPO.

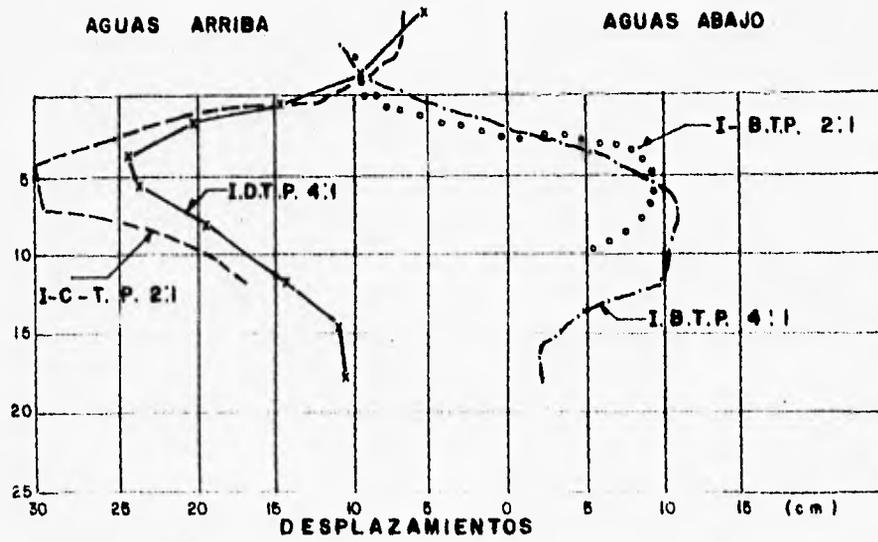


FIG. 3.10 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

4 DEFORMACION POR CONSOLIDACION SECUNDARIA

4.1 INTRODUCCION

En el capítulo anterior se estudió la consolidación primaria unidimensional, en base a la teoría clásica de Terzaghi; en ésta, se supone que la formación natural está constituida por un material visco-elástico, éste se puede comprimir hasta un valor fijo que es calculado por medio de las ecuaciones estudiadas.

En base a ésta teoría, se pueden obtener buenos resultados en el cálculo de compresiones en función del tiempo para la primera etapa de consolidación también llamada consolidación primaria. Sin embargo, al transcurrir cierto tiempo, la consolidación primaria genera un asentamiento de determinada magnitud que se considera como la máxima por ese fenómeno y para esa condición se supone ocurre el 100 % de este tipo de consolidación; es en este punto donde la curva real de consolidación se separa de la teórica generándose la llamada consolidación secundaria y en donde se supone el comportamiento del suelo pasa de ser fundamentalmente visco-elástico a visco elástico- plástico.

A partir de lo comentado anteriormente se puede afirmar que la consolidación de los suelos blandos presenta dos fases esenciales:

1.- Consolidación primaria. Es el cambio de volumen su principal característica, éste cambio se genera en los huecos o vacíos que forman las partículas sólidas del terreno de apoyo. Esta consolidación se desarrolla con el tiempo y como ya se ha indicado puede aceptarse que la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi la reproduce aceptablemente.

2.- Consolidación secundaria. Es la deformación debida al reacomodo de las partículas sólidas que constituyen la estructura interna del terreno de apoyo; este fenómeno, es debido principalmente al resbalamiento de los granos entre si al buscar posiciones más estables.

Esta etapa, se lleva a cabo cuando la mayor parte de la sobrecarga ha sido transferida del fluido a la estructura del suelo; debido a esto, el flujo de agua es muy lento en los vacios existentes que forman las partículas sólidas.

Al representar en ejes deformación-tiempo \log , los datos obtenidos en la prueba de laboratorio de consolidación unidimensional, se observa que la llamada consolidación secundaria se representa por una línea prácticamente recta (fig. 4.1).

La línea recta se origina a partir de donde termina la parte curva correspondiente a la llamada consolidación primaria, en un punto en donde existe un quiebre de la gráfica, que se supone es debido a una falla interna de la estructura de la muestra de suelo, al generarse un esfuerzo cortante que iguala o sobrepasa al esfuerzo cortante resistente del suelo (Ref. 15 , 16).

4.2 TEORIA DE VISCOSIDAD INTERGRANULAR

El estudio de este fenómeno se realizará en base al modelo planteado por el Dr. Leonardo Zeevaert (Ref.16)

Las principales hipótesis por medio de las cuales se establece la teoría de la consolidación secundaria, llamada por Zeevaert comportamiento viscoso intergranular; son:

1.- El suelo está compuesto por una estructura primaria y otra secundaria; la primaria está formada por las partículas sólidas más gruesas de la estructura del suelo, éstas componen un esqueleto continuo; la estructura

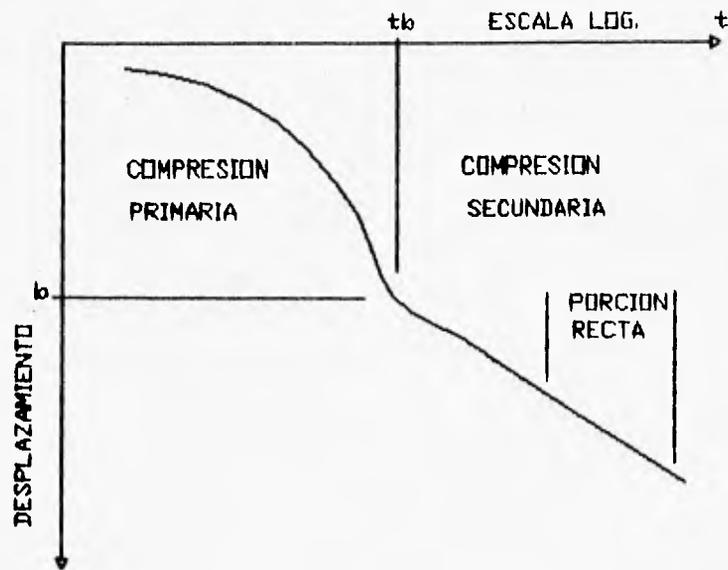


FIG. 4.1 CURVA DE CONSOLIDACION

secundaria se constituye por medio de granos más finos, los cuales forman grumos o aglomeraciones de minerales de arcilla entre la estructura primaria fig. 4.2.

2.- Los poros de ambas estructuras se encuentran saturados con agua, la cual se considera con diferente viscosidad en cada una de éstas. La primera representa la compresión primaria y la segunda a la compresión secundaria; en ésta se presentan fuerzas cortantes entre los granos de minerales de arcilla, debido a la película de agua absorbida que rodea los minerales de arcilla éste se considera un fenómeno con un comportamiento viscoso intergranular.

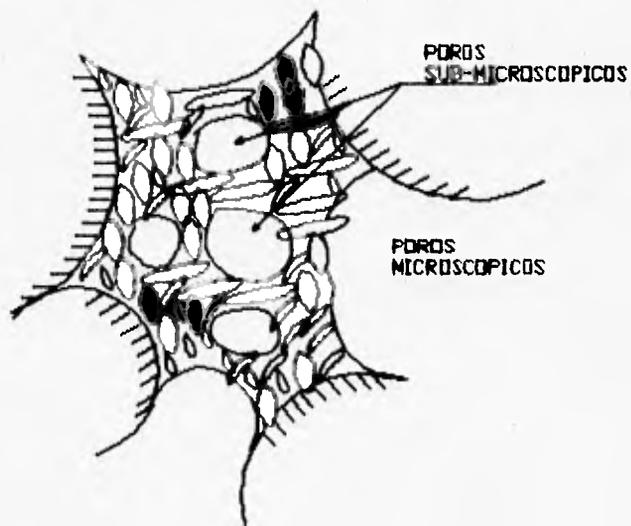
De los puntos anotados, se concluye que al aplicarse una sobrecarga sobre el terreno de apoyo, se originará una deformación volumétrica, en ésta, el cambio total de volumen ($\Delta E V$) está dado por la suma de la deformación debida a la estructura primaria ($\Delta E V 1$) más la debida a la estructura secundaria ($\Delta E V 2$); teniéndose entonces:

$$\Delta E V = \Delta E V 1 + \Delta E V 2 \quad (4.1)$$

Por lo tanto se determina que la consolidación secundaria se presenta simultáneamente con la primaria.

Para representar estas dos estructuras, en un análisis del fenómeno físico que se presenta en el suelo, se utilizan dos modelos reológicos (fig. 4.3).

En el estudio de la compresión primaria, la estructura se representa por medio de el modelo de Kelvin. En tanto que en el análisis de la compresión secundaria, la estructura se representa por medio del modelo Z, que simula el comportamiento viscoso intergranular del suelo. Este modelo es propuesto por Zeevaert.



//// GRANOS GRUESOS MICROSCOPICOS
○ GRANOS DE MINERALES DE ARCILLA

FIG. 4.2 CONCEPCION ARTISTICA DE
AGLOMERACION DE GRANOS
SUBMACROSCOPICOS

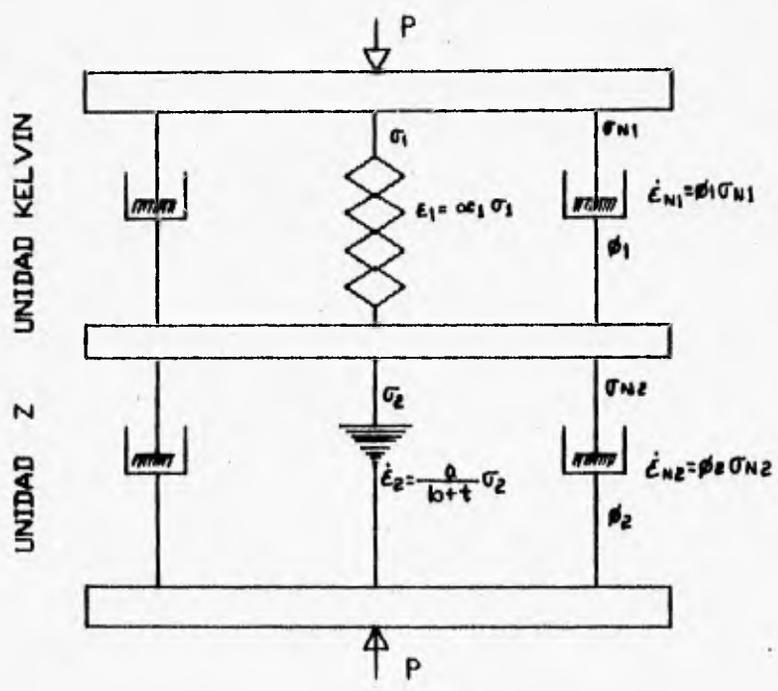


FIG. 4.3 MODELO REOLOGICO

4.2.1. EFECTO DE LA CONSOLIDACION PRIMARIA

El modelo Kelvin, presenta dos elementos en paralelo, uno de estos es resistente y simula las partículas sólidas del suelo; en tanto que el otro es un elemento de Newton, de fluidez lineal ϕ , que representa la fluidez del agua de poro. Por medio del estudio de éste modelo, se determina la expresión que evalúa la deformación volumétrica de la estructura primaria. Para esto, se establecen las condiciones de equilibrio, de deformación volumétrica y de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria, entre los dos elementos del modelo; de éstos estados se obtiene la ecuación diferencial del fenómeno primario.

$$\Delta \epsilon_v + (\phi/\alpha_1) \Delta \epsilon_v = \phi \Delta p \quad (4.2)$$

donde :

$\Delta \epsilon_v$ - deformación de la estructura primaria

Δp - incremento de carga

ϕ - fluidez lineal

α_1 - factor de compresibilidad

Integrando esta expresión se tiene:

$$\Delta \epsilon_v = \alpha_1 \Delta p (1 - \exp^{-\phi t/\alpha_1}) \quad (4.3)$$

Considerando un gran número de unidades Kelvin, la ecuación anterior se escribe de la siguiente manera :

$$\Delta \epsilon_v = \Delta p (\sum \alpha_i - \sum e^{-\phi t/\alpha_i}) \quad (4.4)$$

Ahora, tomando a $\sum \alpha_i = \alpha$ que representa la compresibilidad, se tiene :

$$\Delta \varepsilon v_1 = \alpha \Delta p \left(1 - \frac{\sum \alpha_i}{\alpha} e^{-\beta t / \alpha_i} \right) \quad (4.5)$$

Realizando un análisis comparativo entre ésta ecuación y la representada por la teoría de Terzaghi, ref. 5 .

$$\Delta \varepsilon v_1 = m_v \Delta p \left(1 - \frac{\Sigma 2}{M} e^{-M^2} \right) \quad (4.6)$$

Se tiene que son equivalentes estas dos expresiones, presentándose las siguientes igualdades :

$$(\alpha_i / \alpha) = (2 / M) \quad (\beta / \alpha_i) = (M^2 C_v / H^2)$$

por lo tanto

$$\alpha_i = m_v \quad (\beta / \alpha) = (2 C_v / H^2)$$

Del análisis, se tiene que la deformación volumétrica de la estructura primaria puede escribirse :

$$\Delta \varepsilon v_1 = m_v \Delta p F(T_v) \quad (4.7)$$

donde :

$m_v = \Delta \varepsilon v / \Delta \sigma$: coeficiente de compresibilidad volumétrica

Δp : incremento de presión

$F(T_v)$: función de Terzaghi

$T_u = C_v t / H^2$: factor tiempo

$C_v = k / m_v \gamma_w$: coeficiente de consolidación

k : coeficiente de permeabilidad

t : tiempo

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

H : longitud de drenaje

γ_w : peso volumétrico del agua

4.2.2. EFECTO DE LA CONSOLIDACION SECUNDARIA

El modelo que representa este comportamiento, como ya se mencionó anteriormente es la "unidad z", éste representa dos elementos en paralelo, el primero de ellos es de fluidez no lineal que simula la compresión de los grumos de minerales de arcilla bajo la acción de un esfuerzo cortante, el cual ha igualado o sobrepasado al esfuerzo cortante resistente del suelo; en tanto que el otro elemento representa un amortiguador Newtoniano de fluidez lineal ϕ_2 , éste simula la acción del flujo de agua a través de los pequeños vacíos que existen en la estructura secundaria, es decir idealiza el retraso hidrodinámico que ocurre en la deformación volumétrica de esta estructura.

La deformación volumétrica de la estructura secundaria se obtiene por medio del estudio del modelo "Z"; para determinar la expresión que valúa este asentamiento, se establecen condiciones de equilibrio, de deformación volumétrica unitaria y de esfuerzo-deformación volumétrica unitaria; de éstas funciones se obtiene la ecuación diferencial de la "unidad Z", que se escribe de la forma siguiente :

$$\Delta \epsilon_v = \left(\frac{a}{b} + \left(\frac{a}{\phi_2} + t \right) \Delta p \right) \Delta p \quad (4.8)$$

donde:

a y b - constantes del amortiguador no lineal de la unidad Z

ϕ_2 - fluidez lineal

t - tiempo

Δp - incremento de carga

Integrando la expresión anterior :

$$\Delta \epsilon_{v2} = 2.31 a \Delta p \log [1 + (\sigma_2 / a) (\alpha / \sigma_1) (\sigma_1 / \alpha) t] \quad (4.9)$$

Considerando $2.31 a = mt$, que es valor medio para el incremento sostenido de ΔP .

Se toman en cuenta las relaciones Kelvin - Terzaghi,

$$(\alpha / a) = 2.31 (mv / mt) \quad (\sigma_1 / \alpha) = 2 (Cv / H^2)$$

y definiendose $mt / mv = \beta$; se determina la expresión que valúa la deformación volumétrica unitaria de la consolidación secundaria, quedando igual a :

$$\Delta \epsilon_{v2} = mt \log [1 + (4.62 / \beta) (\sigma_2 / \sigma_1) Tv] \Delta p \quad (4.10)$$

y considerando

$$(4.62 / \beta) (\sigma_2 / \sigma_1) = \xi \quad (4.11)$$

la ecuación (4.10), se expresa de la forma siguiente

$$\Delta \epsilon_{v2} = mt \log (1 + \xi Tv) \Delta p \quad (4.12)$$

donde :

$mt = C_1 / 2HA$ - Coeficiente de compresibilidad volumétrica para consolidación secundaria

$\beta = mt / mv$ - Factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular

$\xi = H^2 / TCv$ - Parámetro adimensional que se determina de pruebas de laboratorio, este modifica el valor de Tv , en el fenómeno intergranular

T - tiempo de relajamiento de la consolidación secundaria.

Ahora, sustituyendo las expresiones 4.7 y 4.12 en la ecuación 4.1, tenemos que, la deformación volumétrica unitaria, derivada de la consolidación primaria y secundaria, se valúa con la expresión siguiente :

$$\Delta \epsilon_v = m_v \Delta p [F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v)] \quad (4.13)$$

Para observar la importancia de la consolidación secundaria, Zeevaert presenta una familia de curvas, ref. 17, las cuales fueron trazadas con la ecuación 4.13, tomando un valor fijo de β y variando la magnitud de ξ . Si β se iguala a cero, se tiene $m_t = 0$, y el efecto secundario se anula y por lo tanto el trazo de la curva será dado por la función $F(T_v)$.

De la serie de curvas, se determina el valor teórico límite de $\xi = 5.0$, éste valor se obtiene cuando $\sigma_2 = \sigma_1$, de este estado se deriva la forma de la curva límite de viscosidad intergranular, ésta es una línea recta en escala semilogarítmica, dicha línea inicia inmediatamente después del quiebre de la curva de consolidación.

4.3 METODO PARA OBTENER PARAMETROS

Los parámetros del efecto secundario de la ecuación 4.13, se determinan utilizando ésta función de la manera siguiente.

$$\delta = \delta_v F(T_v) + C_t \log(1 + t/\tau) \quad (4.14)$$

donde :

$$\delta = \Delta \epsilon_{2H}$$

$$\delta_v = m_v \Delta p_{2H}$$

$$C_t = m_t \Delta p_{2H}$$

La determinación de los parámetros se realiza por medio de una serie de pasos y de interacciones repetitivas, estos cesan hasta que el valor de los parámetros no cambien sustancialmente.

El primer paso, es calcular el tiempo de relajamiento, con la expresión siguiente.

$$T = [\exp^a (t_f - t_B) / 1 - \exp^a] \quad (4.15)$$

el parámetro inicial " a " se obtiene por medio de la función

$$a = 2.31 (\delta_B - \delta_f) / C_i \quad (4.16)$$

Donde δ_B , t_B son coordenadas de un punto B, el cual se localiza inmediatamente después del quiebre de la curva de consolidación, es decir en un punto de inflexión; en este lugar se puede suponer $T_v = 2.0$ y $F(T_v) = 1$. En tanto que δ_f y t_f son coordenadas de otro punto denominado F que se localiza al final de la línea recta de la curva de consolidación.

El parámetro C_i es la pendiente de la línea recta de la curva de consolidación, tomando en cuenta la ley logarítmica de dos puntos sobre ésta, por lo tanto :

$$C_i = (\delta_2 - \delta_1 / \log (t_2 / t_1)) \quad (4.17)$$

Enseguida se calcula el valor de δ_v , con la función

$$\delta_v = \delta_B - C_i \log (1 + t_B / T) \quad (4.18)$$

Para calcular el primer valor de C_v , se toma $\delta_v / 2$ y se obtiene t_{50} de la curva de consolidación, y este valor se sustituye en la expresión siguiente :

$$C_v = (0.2 H^2 / t_{50}) \quad (4.19)$$

Con este valor de C_v , se calcula ξ

$$\xi = (H^2 / \gamma C_v)$$

Por medio de estas magnitudes calculadas, se determina δ_{50}

$$\delta_{50} = \frac{1}{2} \delta_v + C_t \log (1 + 0.2 \xi) \quad (4.20)$$

Teniendo este valor, se encuentra un valor nuevo y más real de t_{50} en la curva experimental de consolidación y con éste se calcula C_v y enseguida ξ . Por medio de éstos valores y utilizando la ecuación (4.20) se determinan nuevos valores de δ_{50} y t_{50} . Esta serie de interacciones se repiten hasta que C_v y ξ no cambien en su valor sustancialmente.

Este procedimiento se ha utilizado con éxito para predecir el comportamiento del suelo, tanto en laboratorio como en campo (Ref. 17). Aunque el propio autor considera que el modelo puede ser perfeccionado si los valores de ϕ_1 y ϕ_2 se toman variables con el tiempo; pero, esto implicaría un grado de mayor dificultad en el ajuste para la obsesión de parámetros.

Con el propósito de esclarecer el procedimiento de ajuste para determinar los parámetros, se calcularán éstos, a partir de una curva de consolidación obtenida de la prueba odométrica unidimensional presentada en el capítulo anterior. La curva que se utilizará corresponde al incremento de carga número 7.

El primer paso es elegir el punto B, este se ubica en el máximo cambio de curvatura, y el punto F llamado final se selecciona arbitrariamente en la parte última de la curva de consolidación; sus valores son:

PRESION =

8.000 kg/cm²

PUENTE TAXIMETROS

SS-1

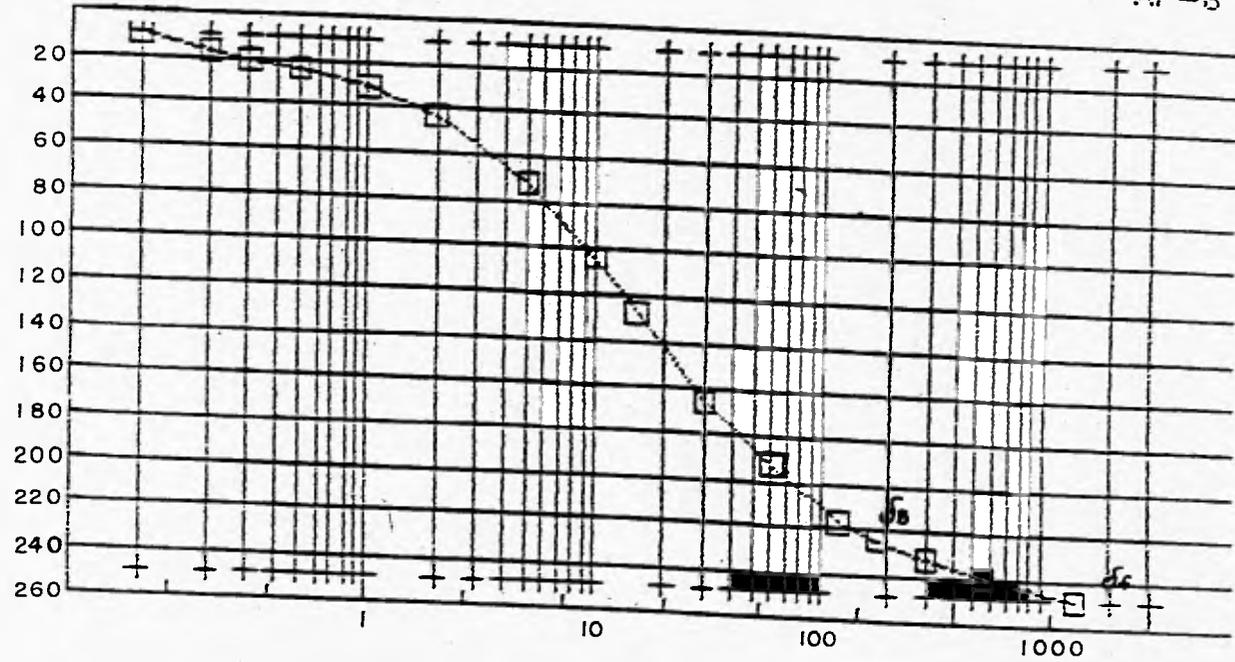
M-1 inf.

PROF.

20-26

AP-3

DEFORMACION (μm)



TIEMPO EN (min)

□ INC-7

punto B	$\delta_B = 220.0 \mu\text{m}$	$t_B = 130 \text{ min}$
punto F	$\delta_F = 280.0 \mu\text{m}$	$t_F = 1400 \text{ min}$

enseguida se calcula C_t , considerando las lecturas correspondientes a la zona recta de la curva.

$$C_t = (235 - 225) / (\log(300 / 200)) = 56.78$$

este valor se sustituye en la ecuación 4.16

$$a = 2.31 (220 - 280) / 56.78 = -1.80$$

y de ecuación 4.15

$$T = (\exp^{-1.80(1400 - 130)}) / (1 - \exp^{-1.80}) = 322.09 \text{ min}$$

aplicando expresión 4.18

$$\delta_v = 220 - 56.78 \log(1 + (130 / 322.09)) = 211.64 \mu$$

de la curva de consolidación con $\delta_v / 2$, se tiene $t_{50} = 10$, de donde se obtienen los valores:

$$C_v = 0.2 (0.99)^2 / (10) = 0.0196 \text{ cm}^2 / \text{min}$$

$$\xi = (0.99)^2 / (322.09) (0.0196) = 0.155$$

y con estos resultados se calcula δ_{50}

$$\delta_{50} = 105.82 + 56.78 \log [1 + 0.2(0.155)] = 106.6 \mu$$

Para obtener valores más exactos de C_v y ξ se vuelve a utilizar la ecuación 4.16 y los pasos subsecuentes.

Así, después de varias iteraciones, se llega a los resultados siguientes :

$$C_v = 0.0166 \text{ cm}^2 / \text{min}$$

$$\xi = 0.163$$

5 INVESTIGACIONES DESARROLLADAS EN CONEXION CON LA DEFORMACION EN SUELOS

El estudio de la deformación de suelos, es un amplio campo de investigación para el ingeniero, debido a que toda obra de ingeniería provoca una reacción en el terreno de apoyo, y por lo general ésta es una disminución del volumen de la formación natural.

Las investigaciones desarrolladas enriquecen las teorías existentes, por medio de la ampliación de su contenido o aplicación.

EFFECTO DEL ENVEJECIMIENTO EN EL COMPORTAMIENTO DE DEFORMACION DE ARCILLAS BLANDAS EN EXCAVACIONES PROFUNDAS.

N. SOM (1994)

El tiempo es un efecto importante en los trabajos geotécnicos subterráneos, debido a que el riesgo que se presenta, está en función de la velocidad con que se realicen las obras. Aunque en ocasiones se idealiza una construcción rápida a la condición de no drenaje, pero esto es invalidado, al presentarse el envejecimiento del terreno, que se manifiesta de dos formas :

- a) El cambio instantáneo de esfuerzos, no se cumple totalmente.
- b) En excavaciones a largo tiempo se presenta el efecto secundario y de flujo plástico.

Estos hechos dificultan el cálculo de la deformación.

Para describir el efecto del tiempo en la realización de excavaciones, se presentan las condiciones correspondientes a la construcción del metro de Calcutta (India).

En la fig. 5.1 se muestran los estratos del subsuelo, el perfil de excavación y las pantallas laterales, que se colocaron tomando en cuenta el bufamiento del fondo de la excavación. Para asegurar el buen funcionamiento de las pantallas, se considera el realizar una construcción rápida.

En la fig. 5.2 se presentan los resultados del análisis teórico de los asentamientos del terreno con respecto a la simulación de las diferentes etapas de excavación y apuntalamiento del terreno; en este estudio se utilizó el análisis del elemento finito; empleando un modelo elasto-plástico esfuerzo-deformación y se consideró la condición de no drenaje.

La importancia de la consolidación y el flujo plástico, se observó al hacer la comparación entre el asentamiento teórico pronosticado y el observado; se encontró que la reducción del volumen medido fue mayor que el calculado.

La fig. 5.3 presenta los efectos del tiempo en el asentamiento local de la avenida CR No. 161 que se localiza dentro de la zona circundante a la obra. La excavación se realizó en etapas; el tiempo programado total para estos trabajos fue de 265 días; pero en realidad transcurrieron 635 días debido a problemas laborales.

Los asentamientos que se han presentado en el período de suspensión de los trabajos, varían de 172 mm a 93 mm .

En la fig. 5.4 se presenta la curva tiempo contra la relación del asentamiento final con el asentamiento que se presenta a un nivel de excavación determinado.

Se observa que la relación S_t / S_o aumenta con el tiempo, de 1.0 a 1.8, este último valor se tiene al transcurrir

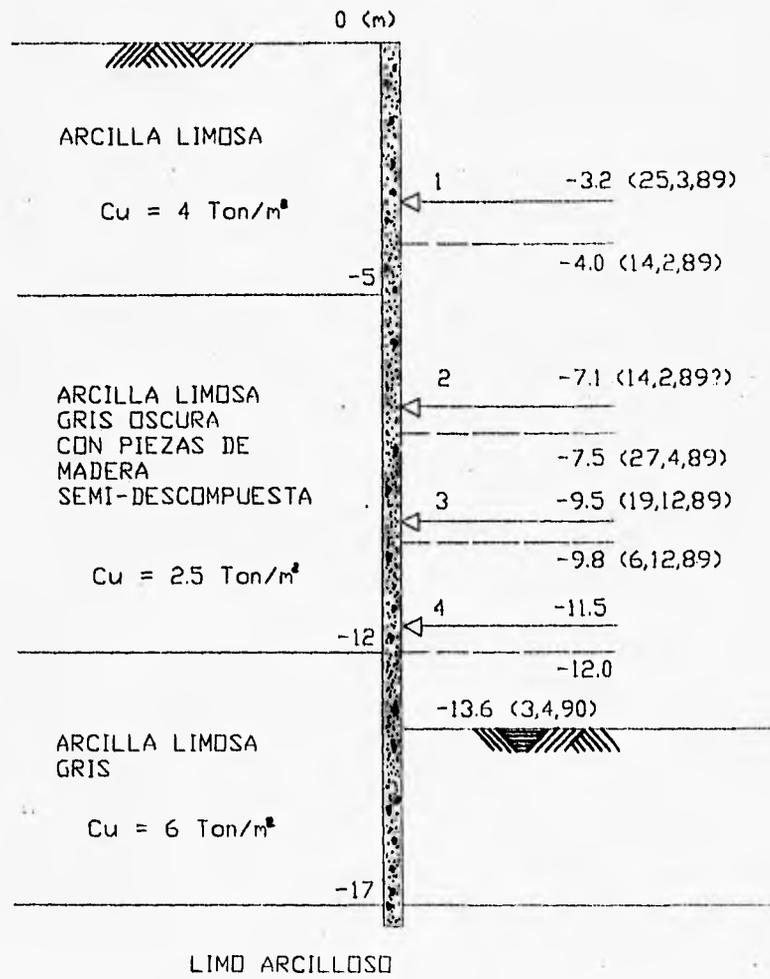


FIG. 5.1 PERFIL ESTRATIGRAFICO Y DE EXCAVACION

FALLA DE ORIGEN

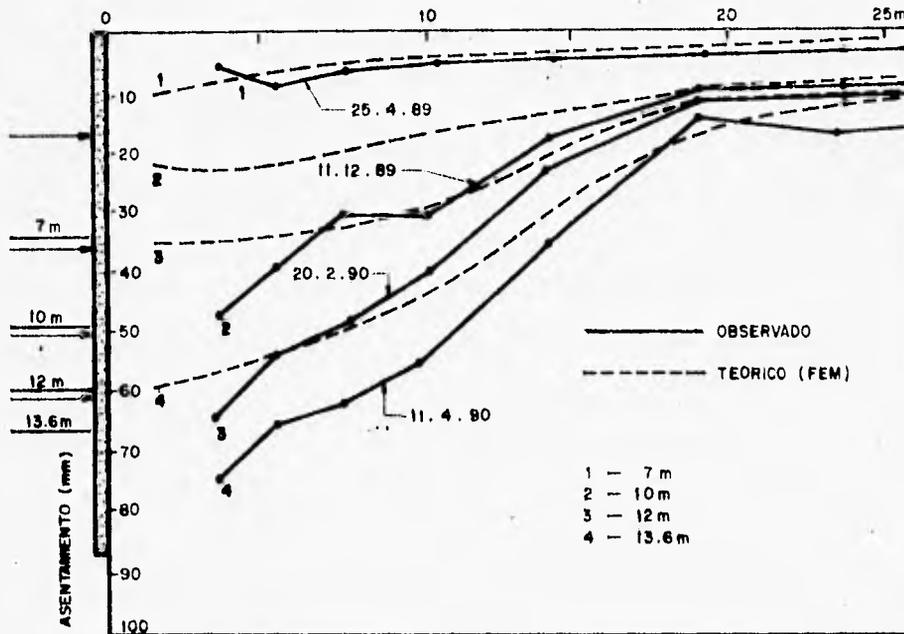


FIG. 5.2 PERFIL DE ASENTAMIENTO DEL SUELO.

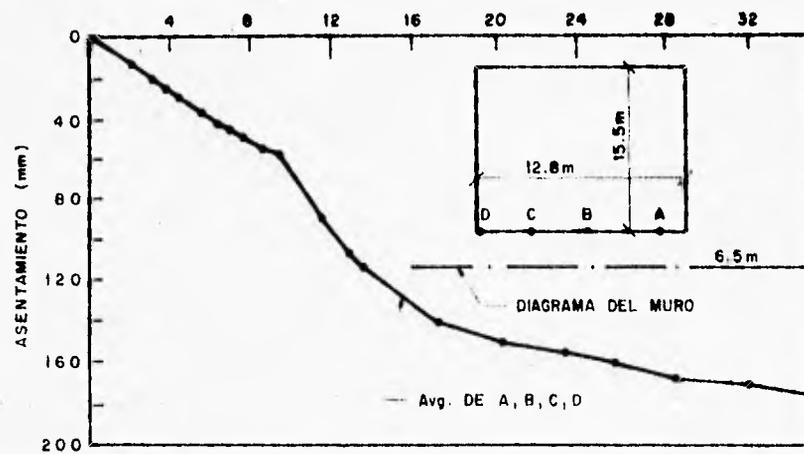
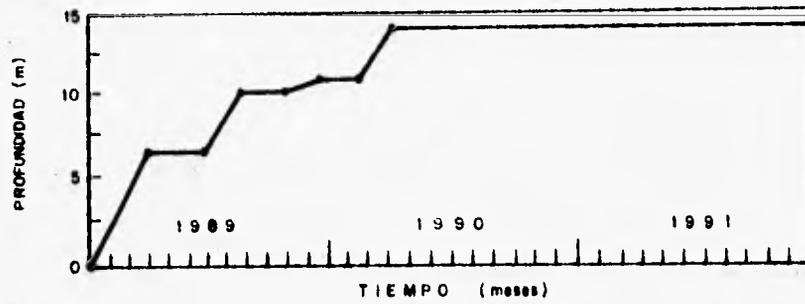


FIG. 5.3 EFECTO DEL TIEMPO SOBRE EL ASENTAMIENTO DE LA CONSTRUCCION.

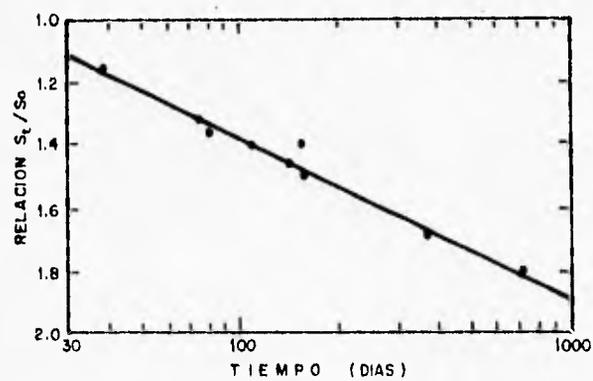
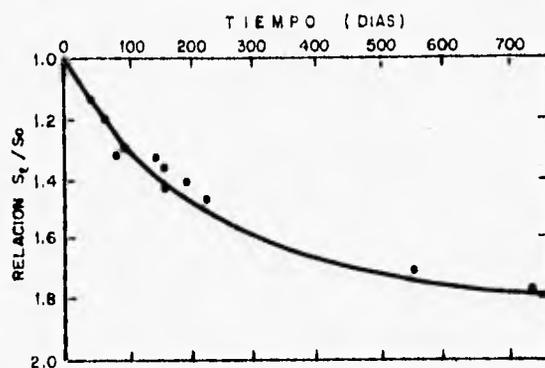


FIG. 5.4 ASENTAMIENTO ADICIONAL CON EL TIEMPO.

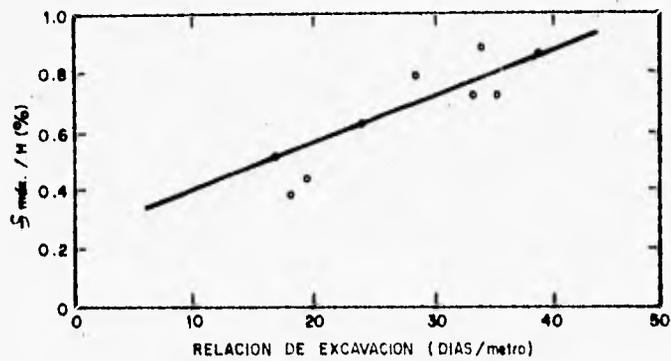


FIG. 5.5 RELACION DE EXCAVACION VS. ASENTAMIENTO DEL SUELO.

alrededor de 700 días; después de ese tiempo " prácticamente " la deformación es despreciable.

Otra forma de observar los efectos de envejecimiento, es por medio de la velocidad de excavación; en la fig. 5.5 se presenta la relación de asentamiento máximo a la profundidad de corte contra la velocidad de excavación. Se observa que el asentamiento se incrementa al disminuir la velocidad de excavación.

COMPORTAMIENTO ESFUERZO - DEFORMACION - TIEMPO EN SUELOS BLANDOS

R. LARSON (1967)

En Suecia, la prueba de consolidación se realiza utilizando una constante de rapidez de deformación; por medio de éste método se obtiene una relación continua entre el incremento de esfuerzo efectivo vertical y el porcentaje de compresión experimentado con ese incremento; además se relaciona el cambio de permeabilidad con el porcentaje de compresión (fig. 5.6a).

Salfers (1975) estableció un método para evaluar la carga de preconsolidación; ésta se obtiene para incrementos de carga a intervalos de 24 hrs, aplicados en la prueba ordinaria. Este método correlaciona las cargas de preconsolidación con un gran número de observaciones de campo, de este modo se tiene un modelo normalmente cargado semejante al comportamiento del suelo " in situ ".

Ya obtenida la carga de preconsolidación, la curva esfuerzo-deformación es movida, de este modo, la curva pasa completamente por el punto evaluado para la carga de preconsolidación (fig. 5.6b).

El efecto del tiempo es un factor importante en el fenómeno de consolidación, ya que afecta al desarrollo de la carga de preconsolidación; otro aspecto que afecta a esta prueba, es el método de incrementos de carga y la forma de presentar las curvas de compresibilidad. En la fig. 5.7 se muestran cuatro criterios para describir las curvas de compresibilidad. Taylor presenta una familia de curvas dependientes de la duración de la prueba.

FIG. 5.6a EVALUACION DE COMPRESION Y PERMEABILIDAD.

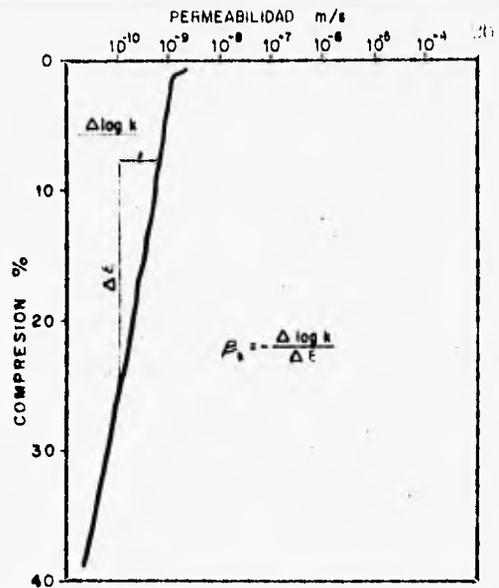
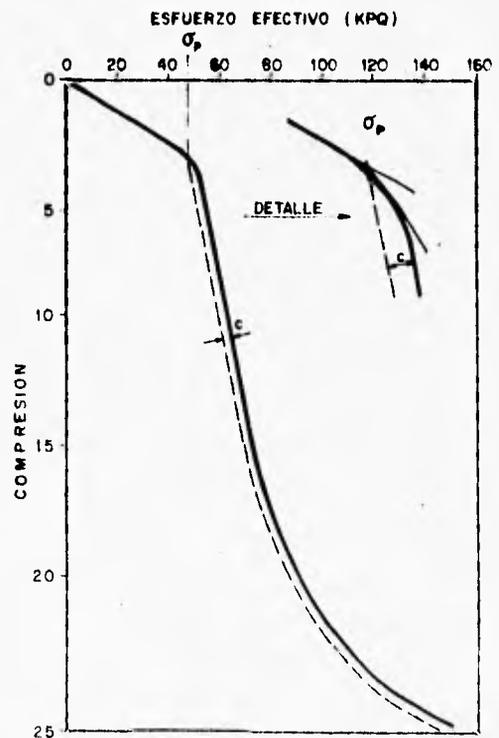


FIG. 5.6b RESULTADOS DE PRUEBA - CRS.



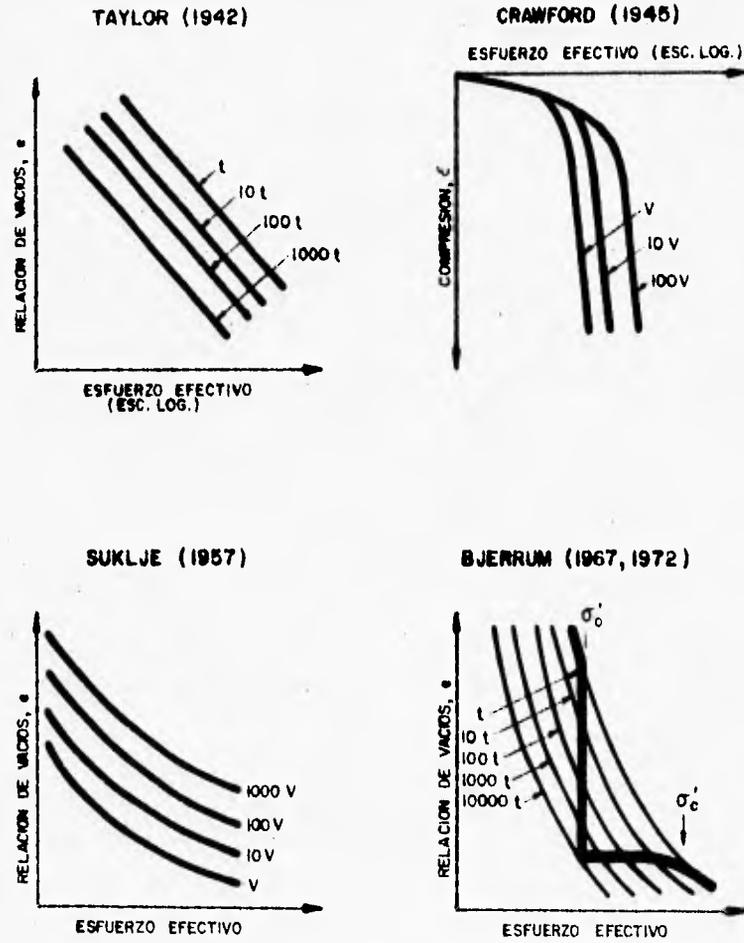


FIG. 5.7 EFECTO DEL TIEMPO SOBRE LA COMPRESIBILIDAD.

Crawford toma en cuenta la velocidad de deformación. Suktje considera la variación de la relación de vacíos con el esfuerzo efectivo. Bjerrum asocia el efecto del tiempo para alcanzar la carga de preconsolidación.

En estos métodos, la magnitud del espaciamiento entre curvas es proporcional al coeficiente de consolidación secundaria.

El coeficiente de consolidación secundaria, no es constante, su variación esta en función de la compresibilidad del suelo y del método de carga y descarga.

En el proceso de carga, el coeficiente al principio es pequeño, conforme se aproxima a la carga de preconsolidación, el valor de ésta aumenta y al pasar este punto disminuye el valor del coeficiente; al iniciarse el proceso de descarga, el valor del coeficiente disminuye con velocidad y si este procedimiento se realiza rápidamente el coeficiente se vuelve negativo.

Ya se conoce desde hace tiempo la influencia de los diferentes factores comentados, pero ahora es posible cuantificarlos, debido a contar con métodos y modelos numéricos, que se pueden realizar con ayuda de la computación.

CONSOLIDACIÓN DE LIMOS PARCIALMENTE SATURADOS

T. AMIRSOLEYMANI (1994)

INTRODUCCION

El cálculo correcto de los asentamientos en el terreno de apoyo constituido por un suelo parcialmente saturado especialmente cuando este es un limo, se dificulta debido a la cuantificación del efecto combinado del esfuerzo vertical provocado en el suelo por la obra de Ingeniería de que se trate y al contenido de agua de la formación

natural. En limos parcialmente saturados la consolidación es causada por el incremento en el contenido de agua, mientras que en suelos arcillosos saturados la consolidación se genera al disminuir el contenido de agua; por tal motivo es importante conocer las propiedades fundamentales de los limos, ya que éstas determinan el mecanismo de deformación volumétrica y consecuentemente se puede intentar una mejor cuantificación de su magnitud.

Los limos, en general están constituidos por partículas sólidas con tamaños que varían entre 0.01 mm a 0.10 mm ; entre ellos existen huecos grandes que se denominan macro-poros; la unión entre los sólidos, por un lado, se debe a la presencia de agua y aire en los macro-poros, lo que a su vez genera tensión superficial en el agua que se traduce en esfuerzo entre los sólidos; por otra parte, la unión se debe a la presencia en el agua de sustancias químicas (carbonato compuesto) ; ambas causas y su no variación determinan una estructura que se mantiene estable. Al generarse esfuerzos en el suelo parcialmente saturado, por ejemplo, debido a alguna obra de ingeniería, estos pueden vencer a los existentes en las partículas sólidas, o bien al aumentar el contenido de agua del suelo , la tensión en ella disminuye, consecuentemente disminuye el esfuerzo entre los sólidos; ambas acciones pueden ser causas de potenciales fallas de macro-poro, lo que a su vez provoca la consolidación de este tipo de suelos.

ESTABILIDAD DE MACRO-POROS

Los principales parámetros de los macro-poros son la distribución de los tamaños, su orientación y forma; para el análisis del efecto de este último parámetro puede considerarse que corresponde a un elipsoide , que varía de una forma esférica hasta una grieta como condiciones límites.

Denkhause, con la hipótesis de un comportamiento mecánico elástico de los limos , determina las expresiones para obtener los esfuerzos tangenciales en los límites de macro-poros elípticos.

$$\sigma_t / \sigma_1 = \frac{[2U(1+k) - (1-k)(1+U^2) \cos 2(\theta - \emptyset) + (1-K)(1-U^2) \cos 2\emptyset]}{[(1+U^2) - (1-U^2) \cos 2\emptyset]} \quad (1)$$

donde :

σ_t - esfuerzo tangencial

σ_1 - esfuerzo principal mayor

k - relación de mínimo a máximo esfuerzos principales

b - eje menor de los vacíos

a - eje mayor de los vacíos

U= a/b - factor de forma

\emptyset - ángulo entre el eje mayor de los macro-poros y el esfuerzo principal mayor

θ - ángulo entre la línea perpendicular de la superficie y el eje menor de los vacíos

Conociendo la forma y la orientación los macro-poros, por medio de la expresión anterior, se puede determinar los valores máximos y mínimos de los esfuerzos tangenciales.

Y por medio de la ecuación siguiente, se puede obtener el esfuerzo resistente a la tensión alrededor de los vacíos cercanos.

$$\sigma_{\text{res}} = 1.53 (1 - 0.745 S^{0.8}) / D + A (1 - S) \quad (2)$$

donde :

D - en milímetros

A - factor de rigidez en kpa

S - grado de saturación

La determinación de los esfuerzos resistentes de compresión, está dada por la relación siguiente:

$$\sigma_{t(m\acute{a}x)} = (\sigma_{t(m\acute{i}n)} + \sigma_1) \tan \mu + A(1+S)(17+47m) + \sigma_1 \cos \emptyset - \sigma_{t(m\acute{a}x)}(1-m) \quad (3)$$

donde :

- σ_1 - esfuerzos externos
- μ - fricción de la partícula
- $m = b/a$ - factor de forma
- A - rigidez del suelo
- k - relación de esfuerzos principal mínimo al principal máximo
- $\sigma_{t(m\acute{a}x)}$ - esfuerzo tangencial máximo
- S - grado de saturación

La falla del macro-poro puede ser originada en dos formas; la primera, cuando $k < 0.35$, entonces el modo de tensión de falla predomina, y la segunda manera es al tenerse $k \gg 0.35$ el modo de falla por compresión es el factor dominante.

DISTRIBUCION DE PROPIEDADES

Para la distribución de las propiedades físicas, se introduce el concepto de mecanismo estadístico, donde se consideran las propiedades físicas o geométricas. El método se basa en considerar cinco categorías de propiedades físicas o geométricas; en cada una de estas categorías la distribución de propiedades se divide en grupos finitos.

La categoría primaria contiene la forma, tamaño y la orientación de los macro-poros, tamaño de partículas sólidas y la rigidez del suelo. La forma de macro-poros se divide en diez grupos finitos con ejes cortos decreciendo a razón de 0.1, para la relación de eje $m = b/a$ de 1.0 a 0.1. El tamaño también se divide

en 10 grupos finitos con valores arbitrarios de 0.01 mm a 0.19 mm con un intervalo de 0.02 mm en la variación de ejes largos. La orientación de los macro-poros es dividida en 7 grupos con una variación en los ejes largos de $\varnothing = 0$ a $\varnothing = 90$. Tomando en cuenta la distribución del tamaño de la partícula sólida, los suelos se dividen en 10 grupos. En tanto que en función de la rigidez del suelo (A) este se divide en 5 grupos distribuidos entre $0.6A$ a $1.4A$.

La categoría secundaria de un suelo está determinada en función de el macro-poro, la saturación, la fricción entre partículas sólidas, la relación mínima de vacíos y la forma de la partícula sólida. Para reducir el tiempo de cálculo se utiliza el valor medio de las categorías en cuestión.

MECANISMO DEL PORO FINITO

La derivación matemática para el estudio del comportamiento mecánico de la estructura del suelo llega a ser muy complicada, debido, a que la condición general de consolidación del suelo, debe ser analizada tomando en cuenta los siguientes factores; los dos modos de falla al esfuerzo tangencial sometiendo las muestras a compresión y a tensión. Para compresión y tensión tangencial, la distribución para la orientación, formas y tamaños de macro-poros, los tamaños de las partículas sólidas y la rigidez del suelo. Por tal razón se utiliza el método de Mecanismo de Poro Finito (F . P . M .) . Utilizando el método F.P.M. , mediante el empleo de una computadora se puede simular los diferentes grupos por medio de las propiedades mencionadas, así como realizar el cálculo del volumen total de macro-poros para cada unidad de volumen de suelo; teniendo estos valores se utiliza la expresión (1) para obtener el máximo y mínimo esfuerzo tangencial para cada tipo de macro-poro considerando variadas formas y orientaciones. Por medio de las ecuaciones (2) y (3) se determina la estabilidad de macro-poros bajo un sistema de esfuerzos impuestos.

El número total de tipos de macro-poros analizados es de 70,000 , esta cantidad considera la simplificación de la categoría secundaria. Sin embargo, el programa de computadora del F.P.M. puede ser modificado, para así poder analizar los efectos de la distribución de la categoría secundaria. En esta distribución se tendría 5 tipos

de formas, 5 tipos de saturación local, 5 grupos de relación de vacíos; para 3 tipos de partículas con diferentes minerales, lo cual nos da 6 grupos de zonas densas.

De este modo para categorías primarias y secundarias el número total de tipos de macro-poros es de 262 millones. Tal condición puede ser analizada por medio de una computadora de alta realización.

EVALUACION DE RESULTADOS DE PRUEBAS

Para observar el comportamiento del método F.P.M. , se realizaron un número limitado de experimentos; así de este modo, se correlacionaron los resultados del mecanismo de macro-poro y los experimentales, estas pruebas fueron dos de consolidación en limos parcialmente saturados.

En la fig. 5.8 se muestra la distribución del tamaño de partícula sólida y propiedades índice de limos de Kerman (ciudad del sureste de Iran) y artificiales.

La fig. 5.9 muestra la comparación entre las curvas teóricas y experimentales para consolidación, con una relación de esfuerzos $k=0.30$, ángulo de fricción $\mu = 16^\circ$, rigidez de suelo $A = 100$ kpa y relación de vacíos mínima $e_{min}=0.25$. De estas curvas se observa que existen diferencias mínimas entre los resultados teóricos y experimentales.

En las figs. 5.10 y 5.11 se muestran los resultados de pruebas y cálculos realizados en limos artificiales, los cuales fueron preparados por Matyas et al (ref. 1). Estas pruebas se realizaron en equipo triaxial; de aquí se observa que las diferencias entre las curvas teóricas y las experimentales es casi imperceptible, esto se atribuye a la exactitud de la prueba triaxial.

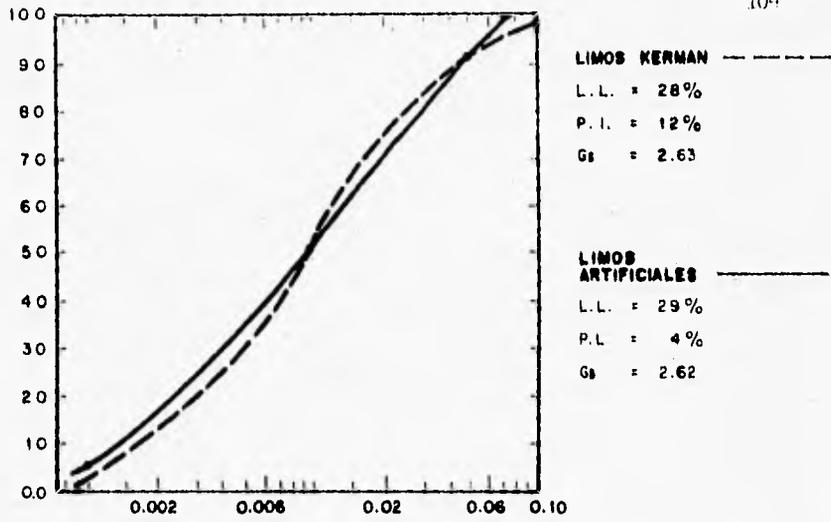


FIG. 5.8 DISTRIBUCION DE TAMAÑOS DE PARTICULAS Y PROPIEDADES INDICE DE LIMOS DE KERMAN Y ARTIFICIALES.

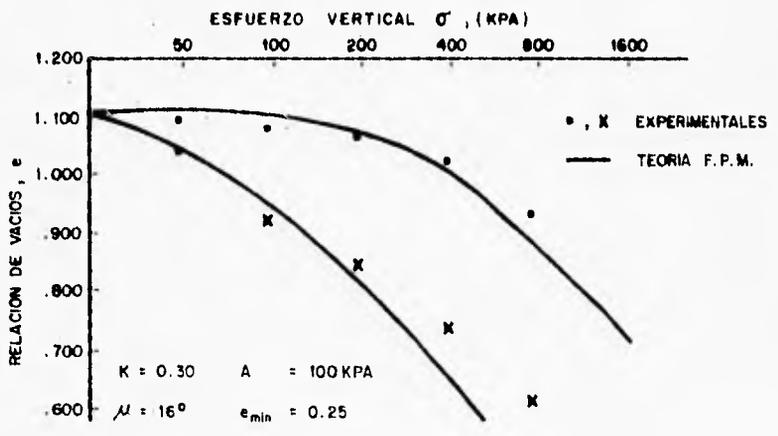


FIG. 5.9 COMPARACION DE RESULTADOS TEORICOS Y EXPERIMENTALES. LIMOS DE KERMAN.

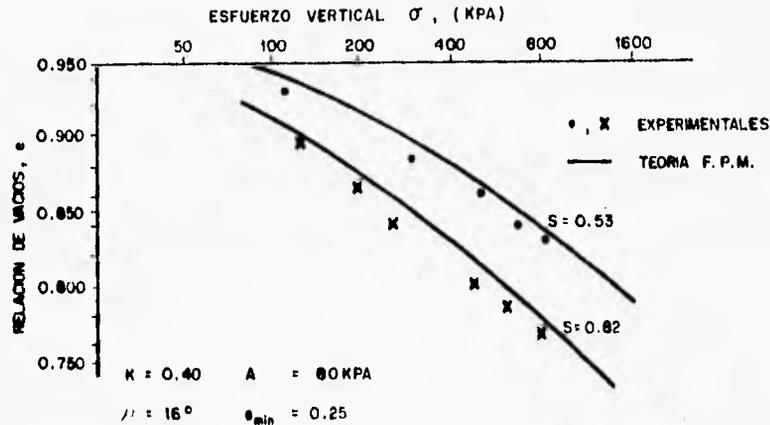


FIG. 5.10 COMPARACION DE RESULTADOS TEORICOS (F.P.M.) Y EXPERIMENTALES. LIMOS ARTIFICIALES.

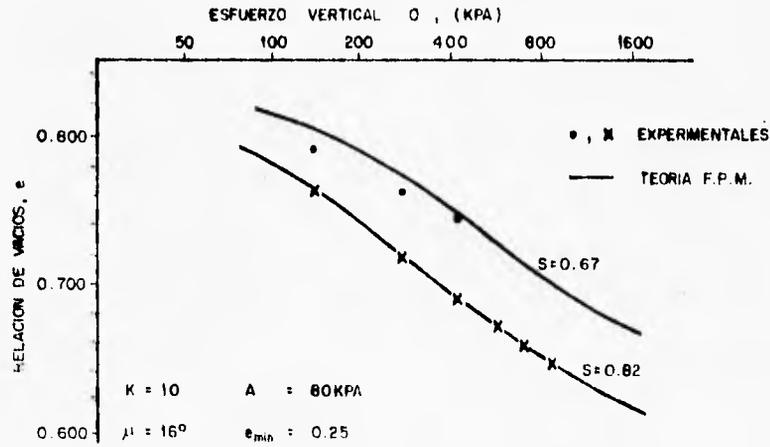


FIG. 5.11 COMPARACION DE RESULTADOS TEORICOS (F.P.M.) Y EXPERIMENTALES. LIMOS ARTIFICIALES.

ECUACION GENERAL ESFUERZO - DEFORMACION - TIEMPO

JUAREZ BADILLO (1994)

INTRODUCCION

Por medio del principio de Proporcionalidad Natural, se obtiene la ecuación general que describe la relación de deformación desviadora con el tiempo (flujo plástico). Este principio es un estado ordenado y simple del fenómeno físico del suelo. El punto importante de este proceso, es el encontrar las variables apropiadas; una de estas es la deformación natural por cortante, por medio de la cual, se describe el flujo plástico.

Considerando la prueba de compresión triaxial, la deformación principal natural (Hencky), esta definida por:

$$\epsilon_1 = \ln(x_1/x_0) \quad \epsilon_2 = \ln(x_2/x_{20}) \quad \epsilon_3 = \ln(x_3/x_{30}) \quad (1)$$

donde:

x_1 - es la componente vertical de la muestra en un tiempo t .

x_2, x_3 - son las coordenadas del sistema cartesiano

x_{10} - x_1 inicial

y la deformación volumétrica, esta dada por:

$$\epsilon_v = \ln(V/V_0) = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3 = \epsilon_a + 2\epsilon_r \quad (2)$$

donde:

V_0 - Volumen Inicial

ϵ_a - deformación axial

ϵ_r - deformación radial

La componente isotrópica de la deformación es :

$$\epsilon = (\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) / 3 = (\epsilon_a + \epsilon_r) / 3 \quad (3)$$

y la componente desviadora para la deformación e_i es :

$$e_1 = \epsilon_1 - \epsilon \quad e_2 = \epsilon_2 - \epsilon \quad e_3 = \epsilon_3 - \epsilon \quad (4)$$

ó

$$e_a = \epsilon_a - \epsilon \quad e_r = \epsilon_r - \epsilon \quad (5)$$

La deformación natural general por cortante para

$$\eta = e_1 - e_3 = \epsilon_1 - \epsilon_3 = \epsilon_a - \epsilon_r = e_a - e_r \quad (6)$$

de ecuación (3) y (5) se tiene que :

$$e_a + 2e_r = 0 \quad (7)$$

por lo tanto de (6) y (7), se obtiene

$$e_a = (2/3)\eta \quad (8)$$

ECUACION DEFORMACION - TIEMPO

El problema se estudia a través de la prueba triaxial, donde σ_{co} es la presión de consolidación en el primer período de la prueba y $\Delta\sigma_a = \sigma_1 - \sigma_3$ es el incremento axial del esfuerzo en el segundo período. Las

consideraciones que se realizan son las siguientes ; al aplicarse $(\sigma_1 - \sigma_2)$ en una zona estable, e_a aumenta hasta un valor final de e_{af} con $t = \infty$; pero si este incremento se coloca en una zona inestable, entonces se tiene una falla ($e_a = \infty$) en un tiempo t_f ; este tiempo decrece conforme aumenta el nivel de esfuerzos. Entre las dos zonas se tiene una curva limite de falla, donde $e_a = \infty$ con $t = \infty$.

Primeramente se estimará la zona estable. La deformación axial desviadora e_a es una variable propia y su relación con el tiempo es de la forma siguiente. La variable tiempo tiene un dominio de cero a ∞ , por lo tanto su función es definida ; por otra parte la variable e_a fluctúa de cero a e_{af} , se observa que su dominio es incompleto, por consiguiente se recurre a una función z , como su posible función propia con completo dominio, z se define como :

$$z = 1/e - 1/e_f \quad (9)$$

donde se tiene que para $t = 0$, $z = \infty$ y para $t = \infty$, $z = 0$; por lo tanto z es la función propia correspondiente a la variable propia e .

Tenindose una proporcionalidad entre ambas variables, igual a :

$$dz/z = -\xi (dt/t) \quad (10)$$

donde, el signo negativo considera que cuando t se incrementa, z decrece. ξ recibe el nombre de " fluidez de corte ", ésta constante depende de la medida de la viscosidad no lineal de corte del material.

Integrando ecuación (10), se tiene

$$z/z_1 = (t/t_1)^{-\xi} \quad (11)$$

donde, (t_1, z_1) es un punto conocido. Ahora, sustituyendo ecuación (9) en ecuación (11) se obtiene

$$1/e - 1/ef = (1/e_1 - 1/ef) (t/t_1)^3 \quad (12)$$

que puede ser escrita, como

$$ef/e = 1 + (ef/e_1 - 1) (t/t_1)^3 \quad (13)$$

simplificando para el punto donde $e_1 = 0.5ef$ con $t = t^*$

$$e = ef / 1 + (t/t^*)^3 \quad (14)$$

donde t^* es el " tiempo característico "; otra forma de escribir la ecuación (13) es :

$$e/e_1 = (ef/e_1) / 1 + (ef/e_1 - 1) (t/t_1)^3 \quad (15)$$

de ecuación (12), para la curva de frontera de falla, con $ef = \infty$ para $t = \infty$, se tiene

$$e/e_1 = (t/t_1)^3 \quad (16)$$

Ahora se estimará la zona inestable. En esta situación se tiene que la variable tiempo varía de cero a t_f y ea fluctúa de cero a ∞ . Procediendo de forma similar al análisis anterior, se tienen las funciones siguientes; para t .

$$z = 1/t - 1/t_f \quad (17)$$

y la ecuación de proporcionalidad entre e y z , es

$$de/e = -\xi dz/z \quad (18)$$

donde, ξ es la fluidez del material. Integrando la ecuación (18) se tiene :

$$e/e_1 = (z/z_1)^{-\xi} \quad (19)$$

sustituyendo ecuación (17) en ecuación (19)

$$e/e_1 = \left[(1/l - 1/tf) / (1/t_1 - 1/tf) \right]^{-\xi} \quad (20)$$

que se escribe también como :

$$e/e_1 = \left[(tf/t) - 1 / (tf/t_1) - 1 \right]^{-\xi} \quad (21)$$

simplificando para $t_1 = 0.5tf$, con $e_1 = e^*$

$$e = e^* \left[(tf/t) - 1 \right]^{-\xi} \quad (22)$$

donde e^* es "e característica".

De ecuación (20) se obtiene la función para la curva de frontera de falla, que es la ecuación (16) cuando $e_f = \infty$ para $tf = \infty$.

En la zona inestable, la velocidad de deformación es :

$$\dot{e} = de/dt = \xi (1/l - 1/tf) (e/l) \quad (23)$$

para la curva de frontera de falla, de ecuación (16) ó (23), se tiene:

$$\dot{\epsilon} = \xi \epsilon / t \quad (24)$$

Un punto importante en la curva de frontera de falla, es el cambio de la velocidad de deformación de decremento a incremento, esto para $d\dot{\epsilon}/dt = 0$, para un tiempo t' , que se obtiene de ecuación (23).

$$t' = (1 - \xi) / 2 \quad t_f \quad (25)$$

esta tiempo es más pequeño que la mitad del tiempo de falla t_f . El valor mínimo de $\dot{\epsilon}$ para $t = t'$, está dado por la función (23).

$$(\dot{\epsilon})_{\min} = 2 (\xi / (1 + \xi)) (\epsilon / t') = 4 [\xi / (1 + \xi) (1 - \xi)] \epsilon / t_f \quad (26)$$

En la figura 5.12 se muestra la curva de flujo plástico trazada en escala doblemente logarítmica para diferentes valores de ξ , aplicando la ecuación (15) para la zona estable, la ecuación (16) para la curva de frontera de falla y la ecuación (21) para la zona inestable; las curvas de falla son dibujadas con $t_f = 100 t_1$ y para la curva estable $\epsilon_f = 10 \epsilon_1$.

Las curvas de frontera de falla son líneas rectas, donde ξ es el valor de la pendiente de éstas; en tanto que las otras curvas son cóncavas.

En la figura 5.13 se presenta el trazado de las ecuaciones anteriores, pero en escala semilogarítmica; donde todas las curvas de frontera de falla y curvas de falla con cóncavas, en tanto que el tercio medio de la curva estable es prácticamente una línea recta de la cual se puede estimar ϵ_f (ref. 4).

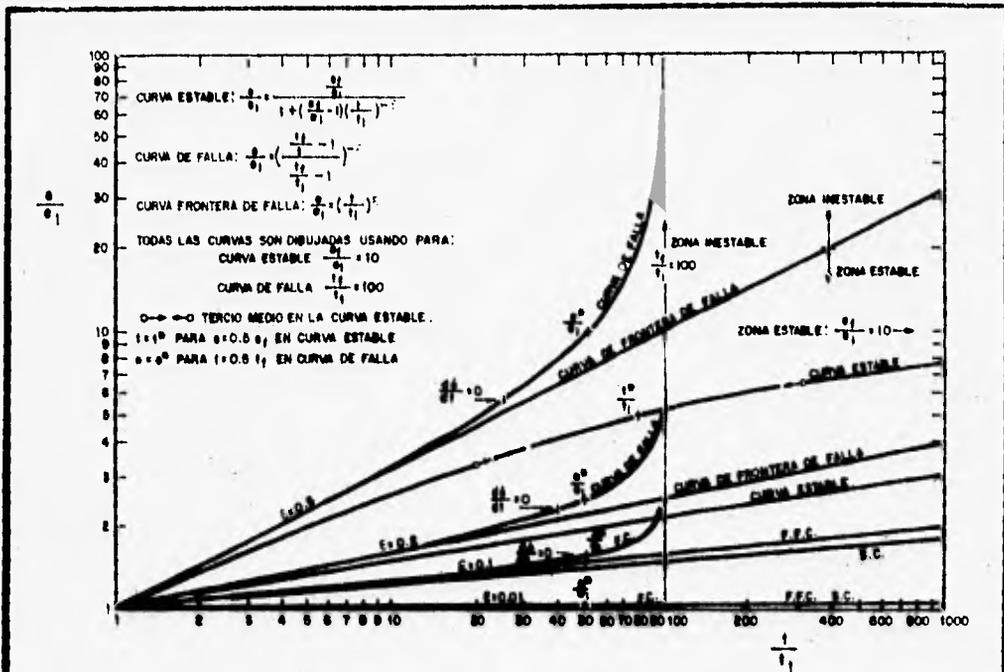


FIG. 5.12 CURVAS DE FLUJO PLASTICO PARA DIFERENTES VALORES DE ϵ .

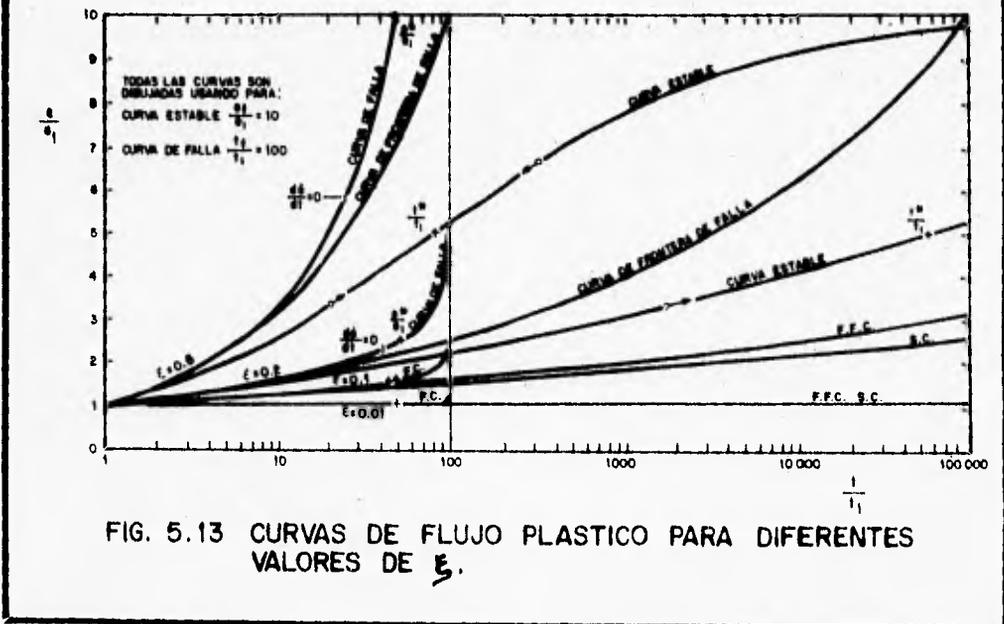


FIG. 5.13 CURVAS DE FLUJO PLASTICO PARA DIFERENTES VALORES DE ϵ .

De la curva de falla se observa, que dependiendo del valor de ξ , ésta curva se separa de la frontera de falla lentamente, se dice que un ciclo antes que t_f .

La figura 5.14 muestra la evaluación de la curva de falla (ecuación 22) para diferentes valores de ξ .

En la práctica es de gran utilidad el trazado doblemente logarítmico de la velocidad de deformación, la cual es obtenida para la zona estable, de ecuación (14) .

$$\dot{\epsilon} = \xi \sigma_f / t^* (1/t^*)^{-\xi} [1 + (1/t^*)^\xi]^{-2} \quad (27)$$

simplificando con $t = t^*$, se tiene

$$\dot{\epsilon}_{t=t^*} = (1/4) \xi (\sigma_f / t^*) \quad (28)$$

Normalizando ecuación (27) para ecuación (28),

$$(\dot{\epsilon} / \dot{\epsilon}_{t=t^*}) = 4 \xi (1/t^*)^{-\xi} [1 + (1/t^*)^\xi]^{-2} \quad (29)$$

la pendiente es una característica importante de estas curvas. La cual es obtenida de la ecuación (27) .

$$(d \log \dot{\epsilon} / d \log t) = -(1 + \xi) + [2 \xi / 1 + (1/t^*)^\xi] \quad (30)$$

De la figura 5.15 que muestra la gráfica de la ecuación (29) para diferentes valores de ξ en la zona estable y de la ecuación (30), se observa que la pendiente decrece de $-(1 - \xi)$ con $t = 0$ a $-(1 + \xi)$ con $t = \infty$.

Para la curva de frontera de falla, de ecuación (16) se tiene que

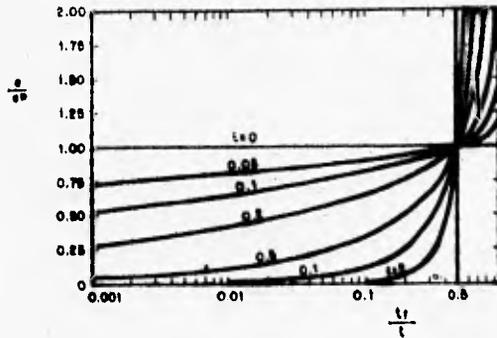
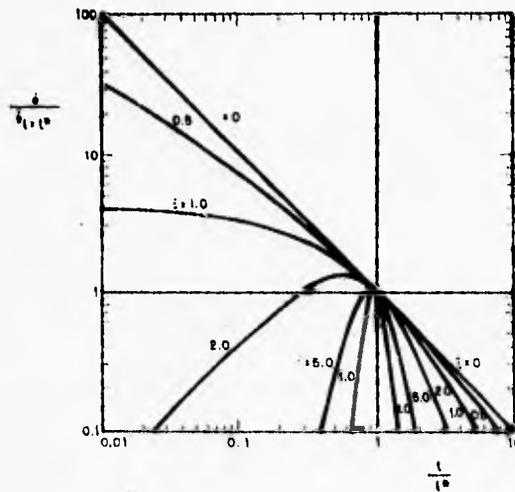


FIG. 5.14 GRAFICA DE $\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} = \left(\frac{l}{l_0} - 1\right)^{-\beta}$ PARA VARIOS VALORES DE β .



CURVAS DEFORMACION-VELOCIDAD EN LA ZONA ESTABLE:
 $l = l_0$ EN $\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} = \frac{\dot{\epsilon}_0}{\dot{\epsilon}}$
 $\beta = 0$ DE $l = 1$

FIG. 5.15 GRAFICA DE $\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0 \cdot l^2} = 4 \left(\frac{l}{l_0}\right)^{-1-\beta} \left[1 + \left(\frac{l}{l_0}\right)^{-\beta}\right]^{-2}$

$$\dot{e} = \xi (e/t) (t/t_f)^{\xi-1} \quad (31)$$

a partir de esta función, se obtiene

$$(d \log \dot{e} / d \log t) = -(1 - \xi) \quad (32)$$

de aquí se observa que la pendiente es constante de $t = 0$ a $t = \infty$. Para la zona inestable, de ecuación (22) se tiene:

$$\dot{e} = \xi (e^*/t) [(t/t_f)/1 - (t/t_f)] [(t/t_f) - 1]^{\xi} \quad (33)$$

simplificando con $t = t_f/2$,

$$\dot{e}^* = 4\xi (e^*/t_f) \quad (34)$$

Normalizando ecuación (33) para la expresión (34).

$$(\dot{e}/\dot{e}^*) = 1/4 [(t/t_f)/1 - (t/t_f)] [(t/t_f) - 1]^{\xi} \quad (35)$$

y para ecuación (33).

$$(d \log \dot{e} / d \log t) = -2 + [1 + \xi / 1 - (t/t_f)] \quad (36)$$

De la ecuación (30) y de la figura 5.16 que muestra la gráfica de la ecuación (35) para diferentes valores de ξ en la zona inestable, se puede observar que la pendiente se incrementa de $-(1 - \xi)$ con $t = 0$ a ∞ con $t = t_f$.

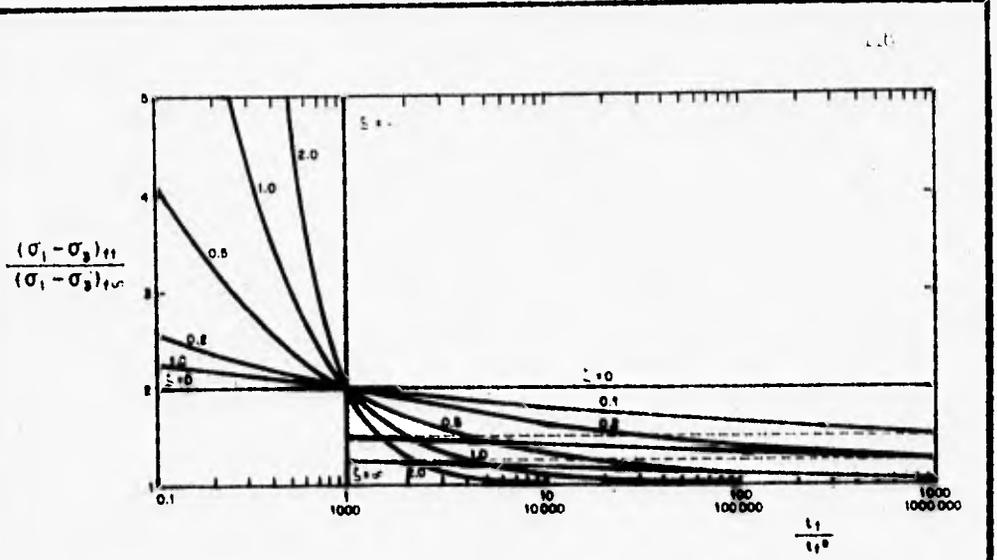


FIG. 5.17 GRAFICA DE $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_1}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_0}} = 1 + \left(\frac{t_1}{t_0}\right)^{\epsilon}$ PARA VARIOS ϵ .

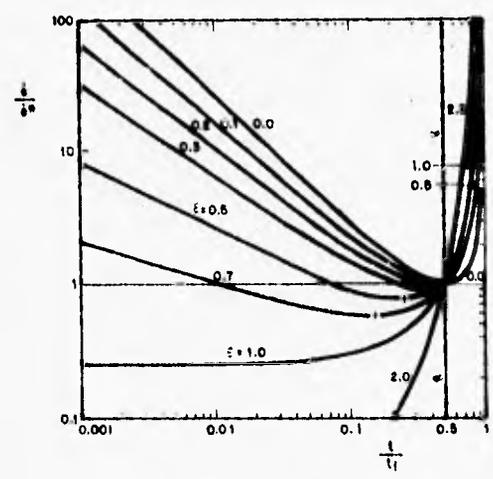


FIG. 5.16 GRAFICA DE $\frac{q}{q_0} = \frac{1}{4} \frac{t_f/t}{1-t/t_f} \left(\frac{t_f}{t} - 1\right)^{-\epsilon}$

ECUACION RESISTENCIA AL CORTE - TIEMPO

$(\sigma_1 - \sigma_3)_t$ es el nivel de esfuerzos que produce la curva de frontera de falla con un tiempo de falla $t_f = \alpha$; si este nivel de esfuerzos se incrementa, entonces el tiempo de falla disminuye, y para $(\sigma_1 - \sigma_3)_t = \infty$, se tiene $t_f = 0$. La función que evalúa esta condición es la siguiente :

$$z = (\sigma_1 - \sigma_3)_t - (\sigma_1 - \sigma_3)_{t=\infty} \quad (37)$$

para $t_f = 0$, $z = \infty$ y para $t_f = \infty$, $z = 0$, su relación es :

$$(dz/z) = \zeta dt/t \quad (38)$$

donde ζ es la "resistencia de fluidez" del material.

Integrando ecuación (38) se obtiene :

$$(z/z_1) = (t/t_1)^{-\zeta} \quad (39)$$

Sustituyendo ecuación (37) en ecuación (39), se tiene :

$$\{ [(\sigma_1 - \sigma_3)_t - (\sigma_1 - \sigma_3)_{t=\infty}] / [(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_1} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{t=\infty}] \} = (t/t_1)^{-\zeta} \quad (40)$$

que puede ser escrita de la forma siguiente

$$[(\sigma_1 - \sigma_3)_t / (\sigma_1 - \sigma_3)_{t=\infty}] = 1 + \{ [(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_1} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{t=\infty}] - 1 \} (t/t_1)^{-\zeta} \quad (41)$$

Seleccionando un punto conocido para $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_1} = 2 (\sigma_1 - \sigma_3)_{t_{in}}$, con un tiempo característico $t_1 = t^*$, la ecuación (41) se puede expresar del siguiente modo:

$$[(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_1} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{t_{in}}] = 1 + (t/t^*)^{-5} \quad (42)$$

el trazo de la expresión anterior se presenta en la figura 17.

Si $(\sigma_1 - \sigma_3)_{t_{in}} = 0$, entonces el resultado de la ecuación es evidente de la ecuación (40).

OBTENCION DE PARAMETROS

La estructura de la ecuación que relaciona la deformación y resistencia con el tiempo, es semejante a la "ecuación general de compresibilidad para suelos" y a la "ecuación general de cambio de volumen con el tiempo para suelos". En la bibliografía proporcionada en la referencia 4, se describe con detalle las propiedades de estas ecuaciones. En este artículo solamente se presenta un resumen de indicaciones para la determinación de los parámetros dados.

El trazado semi-logarítmico de la curva estable de flujo plástico es el ideal para la obtención de los parámetros; de ésta se determina el comienzo de la resistencia en un punto donde $e = a$; quedando entonces $e_f = 3a$. En la curva experimental se determinan tres puntos, un punto inicial 3, un punto medio 1 y un punto final 2; con los puntos 1 y 2 y la ecuación (13) se determina ξ de la forma siguiente:

$$\xi = \{ [\log(e_2/e_1) (e_f - e_1 / e_f - e_2)] / \log(t_2/t_1) \} \quad (43)$$

Enseguida, se sustituyen los valores correspondientes al punto 3, el valor de e_f y ξ en ecuación (13) para confirmar los valores utilizados, por lo regular se realizan de 2 a 3 iteraciones para obtener el valor de ξ . El tiempo característico es calculado por medio de la ecuación (13), en la forma siguiente:

$$t^* = t_2 (e_1 - e_2 / e_2) \sqrt{\xi} \quad (44)$$

Una vez conocidos e_f , ξ y t^* , se sustituyen en ecuación (14) para obtener valores más precisos de t^* .

Para la curva de falla de flujo plástico, el mejor trazo es el doblemente logarítmico. Para obtener t_f y ξ , se sigue un procedimiento similar al utilizado en la curva estable; con la diferencia que inicialmente se obtiene el valor de ξ para el inicio de la curva experimental de la zona estable, si $\xi < 0.2$, entonces el inicio debe ser considerado al menos un ciclo antes de la falla, ver figura 12 y 13. Utilizando la ecuación (16) en la forma siguiente:

$$\xi = (\log e_2 / e_1) / (\log t_2 / t_1) \quad (45)$$

y con un punto final 3, el tiempo de falla t_f , se obtiene de ecuación (21) en la forma siguiente:

$$t_f = t_3 \{ [(e_3 / e_1) \sqrt{\xi} - 1] / [(e_3 / e_1) \sqrt{\xi} - (t_3 / t_1)] \} \quad (46)$$

Si es conocida la velocidad de deformación en un punto 3, entonces t_f se obtiene de la ecuación (23), de la manera siguiente:

$$t_f = t / 1 - (\xi \dot{e} / \dot{e}) \quad (47)$$

al conocerse t_f , ξ es evaluada de la ecuación (21)

$$\xi = [\log (e_3 / e_1) / \log (t_3 / t_1) (t_f - t_1 / t_f - t_3)] \quad (48)$$

y e^* es evaluada de ecuación (22) de la siguiente forma :

$$e^* = e_3 [(t_f/t_3) - 1]^{\xi} \quad (49)$$

al tenerse estos 3 valores, se sustituyen en la ecuación (22).

Para la ecuación resistencia-tiempo, el trazado semilogarítmico es el adecuado para obtener los parámetros.

$(\sigma_1 - \sigma_3)_i$, ξ y t_f , se determinan por medio de 3 puntos experimentales; el inicial con tiempo 1, es decir (0.1 - 1.0 min), un punto medio 2 (10.0 - 100.0 min) y un punto final 3 (1000.0 - 10000.0 min). Si $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m}$ es estimado, entonces ξ se calcula de ecuación (41) en la forma

$$\xi = \{ \log [(\sigma_1 - \sigma_3)_{i2} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m} / (\sigma_1 - \sigma_3)_{i3} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m}] \} / \log (t_3/t_2) \quad (50)$$

o, si se tiene ξ , entonces $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m}$ es obtenido de ecuación (41), de la manera siguiente:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m} = [(\sigma_1 - \sigma_3)_{i3} (t_3/t_2)^{\xi} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{i2}] / (t_3/t_2)^{\xi} - 1 \quad (51)$$

enseguida se sustituye el punto 1, el valor de ξ y de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m}$ obtenidos, en ecuación (41) para confirmar los valores utilizados. Finalmente el tiempo característico de falla t_f se calcula con ecuación (42) en la forma siguiente

$$t^* = t_1 \{ [(\sigma_1 - \sigma_3)_{i1} - (\sigma_1 - \sigma_3)_{f_m}] / (\sigma_1 - \sigma_3)_i \} \quad (52)$$

Una vez conocidos los valores de $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, ξ y t_f , estos se sustituyen en la ecuación (42).

ECUACION ESFUERZO - DEFORMACIÓN

La expresión siguiente, proporciona la relación esfuerzo-deformación, ésta ecuación es base de la función que presenta Juárez Badillo en el artículo "La ecuación básica de esfuerzo para arcillas".

$$d_{ea} = -1/3 \mu (\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_a) \left\{ [d(\sigma_1 - \sigma_3) / \bar{\sigma}_c] / [1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)]^v \right\} \quad (53)$$

donde

μ - coeficiente de deformación por cortante

v - exponente de cortante

$(\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_a)$ - factor de preconsolidación = $(\sigma_p / \bar{\sigma}_a)^{1-\rho}$ (54)

$\bar{\sigma}_c$ - presión de consolidación equivalente, punto obtenido de la rama de compresión simple, correspondiente a una relación de vacíos dada

ρ - relación de expansión-compresión

Integrando la ecuación (53) para $v=1$, se tiene una expresión que de acuerdo a la experiencia del autor, es recomendable utilizar en pruebas drenadas.

$$e_a = 1/3 \mu (\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_a) [(\sigma_1 - \sigma_3) / \bar{\sigma}_c] \ln [1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)] \quad (55)$$

y con $v=2$, se obtiene una ecuación que se puede aplicar en pruebas no drenadas.

$$e_a = -1/3 \mu (\bar{\sigma}_c / \bar{\sigma}_a) [(\sigma_1 - \sigma_3) / \bar{\sigma}_c] \left\{ [1 / 1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)] - 1 \right\} \quad (56)$$

ECUACION ESFUERZO - DEFORMACION - TIEMPO

En las expresiones (55) y (56) el factor tiempo no es considerado, es decir, se estudia una deformación "instantánea", sin embargo, se tiene $ea = 0$ para $t = 0$, y $ea = e_f$ para $t = \infty$. Para tomar una deformación que varíe con el tiempo, se estima el coeficiente μ como función del tiempo, de la siguiente manera:

$$\mu = \mu / 1 + (t/t^*)^{-\xi} \quad (57)$$

Por medio de la expresión anterior, se encuentran las ecuaciones esfuerzo-deformación-tiempo. Quedando, para pruebas drenadas ($v = 1$):

$$ea = 1/3 \mu (K_0/K_0) [(\sigma_1 - \sigma_3) / K_0] \ln \{ 1 - [(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) t] \} [1 / 1 + (t/t^*)^{-\xi}] \quad (58)$$

y para pruebas no drenadas ($v = 2$):

$$ea = - 1/3 \mu (K_0/K_0) [(\sigma_1 - \sigma_3) / K_0] \{ [1 / 1 - (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3) t] - 1 \} [1 / 1 + (t/t^*)^{-\xi}] \quad (59)$$

COMENTARIOS FINALES DEL AUTOR

Este artículo presenta, una relación general de deformaciones desviadoras y resistencias con el tiempo. Sin embargo, las ecuaciones de esfuerzo deformación todavía no se pueden considerar como generales, pero, si como un segundo salto hacia una ecuación general.

Otro punto importante, es el encontrar los factores que influyen en los valores de la "fluidez", el volumen de viscosidad δ , la fluidez de corte ξ y la resistencia de fluidez ζ . Estas propiedades varían principalmente con el tipo de prueba triaxial.

Por medio de la Proporcionalidad Natural se obtuvieron las ecuaciones (14), (22) y (42). Este principio puede ser aplicado en el estudio de otros fenómenos físicos semejantes a los suelos parcialmente saturados y propiedades dinámicas de geomateriales. Con respecto al estudio de los sismos, si la variable propia es encontrada, las ecuaciones (46) ó (47) pueden dar el tiempo de ocurrencia del sismo. La variable debe estar relacionada con el movimiento de las placas tectónicas.

6 CONCLUSIONES

Toda obra de Ingeniería provoca una reacción en el medio que la rodea, en el terreno de apoyo esta respuesta se manifiesta físicamente por medio de una "deformación", que se presenta durante la ejecución de la obra y/o a partir de la terminación de la misma; la deformación es generada por el cambio del estado de esfuerzos producido en la formación natural por la generación de la obra de Ingeniería. Considerando que este fenómeno es de suma importancia, este trabajo se adentró en el estudio de algunas teorías que describen la deformación de los suelos.

1.- El conocimiento del comportamiento mecánico del terreno afectado por la obra de Ingeniería, normalmente conocido por terreno de apoyo, es importante, porque en base a él se determinan las potenciales deformaciones que puede presentar. Por esta razón en esta Tesis se presentaron los métodos de exploración y muestreo, las pruebas de campo y laboratorio, que contribuyen a la obtención del conocimiento del comportamiento mecánico del terreno de apoyo; adentrándose en una forma más explícita en los métodos que se utilizan más frecuentemente en la práctica.

2.- La presentación de los resultados de pruebas de campo y laboratorio, con frecuencia se realiza por medio de gráficas y tablas de valor; la correcta interpretación de ambas, proporciona parámetros del terreno de apoyo, que sirven para cuantificar su comportamiento mecánico y con esto evaluar su reacción ante la influencia de la obra de Ingeniería.

3.- La consolidación primaria es un tipo de deformación; su principal característica es el cambio de volumen, éste se genera en los vacíos o huecos que forman las partículas sólidas del terreno de apoyo.

La teoría clásica de consolidación primaria unidimensional de Terzaghi, se considera en lo general aceptable para reproducir el fenómeno de deformación volumétrica en suelos saturados, además esta teoría es la base de la que parten la mayoría de las investigaciones que se realizan entorno a la deformación de los suelos; por

tal motivo se presenta en este estudio, donde se enfatiza en las hipótesis y desde luego se anotan las ecuaciones que se obtienen en el planteamiento teórico.

4.- Además de producirse un cambio de volumen en el terreno de apoyo al deformarse este, también se puede tener un cambio de forma; por ello se hace la presentación de la teoría de la consolidación secundaria, que considera el que la deformación se manifiesta al provocarse un reacomodo de las partículas sólidas que constituyen la estructura interna del terreno de apoyo. El estudio de la cuantificación de este fenómeno físico, se realizó por medio de la teoría de la Viscosidad Intergranular de Zeevaert ; que se considera adecuada para que el Ingeniero en la práctica pueda diseñar las obras sujetas a la deformación del terreno de apoyo en la forma descrita.

En este trabajo se presentaron las hipótesis y expresiones que evalúan el fenómeno indicado, además se determina el método par obtener los parámetros que intervienen en el cálculo de la deformación total.

5.- Se concluye que este trabajo es apenas el inicio del conocimiento de la deformación; esta conclusión se refuerza al conocer el contenido de un grupo de artículos técnicos que se presentaron en este escrito, obtenidos de las memorias correspondientes a una serie de congresos internacionales de mecánica de suelos e ingeniería de cimentaciones celebrados entre 1987 y 1994. En la mayoría de esos artículos se deja abierta la posibilidad de mejorar la teoría, en el sentido de que se acerque más a la realidad.

La realización de esta tesis, deja al autor la satisfacción de introducirse más en el estudio de la Geotecnia; pero también el ánimo suficiente para seguir adentrándose en esta rama de la ingeniería, porque como es evidente, este trabajo no abarca en su totalidad la deformación de los suelos.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- AMIRSOLEYMANI T. (1994) "CONSOLIDATION OF PARTIALLY SATURED SILTS" , THIRTEENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING VOL. 1 . NEW DELHI , INDIA .
- 2.- COMISION NACIONAL DEL AGUA (1990) " MECANICA DE SUELOS. INSTRUCTIVO PARA ENSAYES EN SUELOS " , INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA, MEXICO .
- 3.- FREDERICK S. (1992) " MANUAL DEL INGENIERO CIVIL " INGENIERIA GEOTECNICA, VOLUMEN 1 , SECCION 7 , TERCERA EDICION , EDITORIAL MC GRAW HILL .
- 4.- JUAREZ BADILLO E. (1994) " GENERAL STRESS-STRAIN-TIME EQUATION FOR SOILS " THIRTEENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING . VOL. 1 . NEW DELHI , INDIA .
- 5.- JUAREZ BADILLO Y RICO RODRIGUEZ (1990) " MECANICA DE SUELOS TOMO 1 Y 2 " TERCERA EDICION , EDITORIAL LIMUSA , MEXICO .
- 6.- LAMBE T. W. (1974) "MECANICA DE SUELOS " EDITORIAL LIMUSA .
- 7.- LARSSON R. (1987) " ON THE STRESS-STRAIN-TIME BEHAVIOURS OF SOFT SOIL " MEMORIAS DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNICA DE SUELOS BLANDOS, VOL. 1 , SMMS, MEXICO .

- 8.- MORENO PECERO G. (1992) " PROBLEMAS DE GEOTECNIA " APUNTES DE CLASE, F. I., UNAM , MEXICO .
- 9.- MURILLO R. Y MORALES R. (1992) " EL SUBSUELO DEL EX-LAGO DE TEXCOCO " ARTICULO DEL MES, SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES , MEXICO .
- 10.- PANIAGUA ZAVALA W. (1989) " DEFORMABILIDAD DE ARCILLAS, INCLUYENDO COMPRESION SECUNDARIA " TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERIA, DEPT. DE INGENIERIA, UNAM, MEXICO .
- 11.- RALPH B. (1991) " INGENIERIA DE CIMENTACIONES " SEGUNDA EDICION, EDITORIAL LIMUSA.
- 12.- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS (1978) " EL SUBSUELO Y LA INGENIERIA DE CIMENTACIONES EN EL AREA URBANA DEL VALLE DE MEXICO " MEXICO.
- 12'.- SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS " ENVEJECIMIENTO DE SUELOS ARCILLOSOS" .
- 13.- SCOTT R. F. AND KO HON-YI (1969) " STRESS DEFORMATION AND STRENGTH CHARACTERISTICS" SEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VOL. 2 , MEXICO .
- 14.- SOM N. (1964) " AGEING EFFECT ON DEFORMATION BEHAVIOUR OF SOFT CLAY IN DEEP EXCAVATION " THIRTEENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, VOL. 2 , NEW DELHI, INDIA .

15.- TINOCO A. M. (1987) " MEJORAMIENTO DEL SUBSUELO Y SUS EFECTOS EN LOS ASENTAMIENTOS DE UN BORDO " MEMORIAS DEL SIMPOSIO INTERNACIONAL DE INGENIERIA GEOTECNICA DE SUELOS BLANDOS, VOL. 1 , MEXICO .

16.- ZEEVAERT L. (1951) " ECUACION COMPLETA DE CONSOLIDACION PARA DEPOSITOS DE ARCILLA QUE EXHIBE FUERTE COMPRESION SECUNDARIA " REVISTA DE INGENIERIA, NUM. 6 - 8 , F. I. , UNAM , MEXICO.

17.- ZEEVAERT L. (1984) " VISCOSIDAD INTERGRANULAR EN SUELOS FINOS SATURADOS " DEPMI, UNAM , MEXICO.